

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение

высшего образования

«Сибирский государственный индустриальный университет»

## ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

выпускной квалификационной работы:

Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани  
(тема)

ОБУЧАЮЩИЙСЯ \_\_\_\_\_  
(подпись)

Разумов Иван Юрьевич  
(фамилия, имя, отчество)

допущен к защите в государственной экзаменационной комиссии «\_\_» \_\_\_\_ 2019 г.

Руководитель \_\_\_\_\_ доцент \_\_\_\_\_ Музыченко Л.Н.  
(уч. степень, звание) (подпись) (фамилия, имя, отчество)

Заведующий кафедрой \_\_\_\_\_ к.т.н., доцент \_\_\_\_\_ Семин А.П.  
(уч. степень, звание) (подпись) (фамилия, имя, отчество)

Директор института \_\_\_\_\_ АСИ \_\_\_\_\_ к.т.н., доцент \_\_\_\_\_ Алешина Е.А.  
(наименование института) (уч. степень, звание) (подпись) (фамилия, имя, отчество)

Новокузнецк

2019 г.

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования

«Сибирский государственный индустриальный университет»

Кафедра Инженерных конструкций, строительных технологий и материалов

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

\_\_\_\_\_ Семин А.П.  
(подпись) (Ф.И.О)

« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ г.

### ЗАДАНИЕ

#### на выпускную квалификационную работу

обучающегося \_\_\_\_\_ Разумова Ивана Юрьевича

(фамилия, имя, отчество)

группы \_\_\_\_\_ СПК-15

Тема работы: Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

Утверждена приказом от 22.01.19 № 25-об

Характер работы: \_\_\_\_\_ проект здания

(прикладное научное исследование, экспериментальная разработка, аналитическая работа, ОКР)

Срок сдачи обучающимся законченной работы «\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ г.

Исходные условия и данные к работе:

Район строительства г. Казань, природно – климатические условия района

Строительства, инженерно - геологические условия площадки строительства

– см. пояснительную записку и графическую часть

Цель, задачи работы

Цель: запроектировать производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

Задачи:

1. Изучить строительные нормы и технические требования к объекту

проектирования

2. Разработать генплан

3. Провести анализ типовых проектов аналогичных предприятий
4. Определить объемно-планировочные решения, параметры и материалы несущих и ограждающих конструкций
5. Выбрать архитектурно-конструктивное решение цеха
6. Произвести теплотехнический расчет ограждающих конструкций
7. Рассчитать сметную стоимость строительства
8.Привести комплекс мероприятий по обеспечению безопасности труда на строительной площадке
Содержание работы
1 Исходные данные
2 Архитектурно – строительный раздел
3 Расчетно – конструктивный раздел
3.1 Компоновка поперечной рамы здания
3.2 Определение нагрузок, действующих на раму
3.3 Статический расчет поперечной рамы
3.4 Расчет подкрановой балки
3.5 Расчет ступенчатой колонны промышленного здания
3.6 Расчёт стропильной фермы
3.7 Расчет фундамента
4 Экономический раздел
5 Организационно – технологический раздел
6 Мероприятия по технике безопасности и охране труда при производстве строительно-монтажных работ
7 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности
8 Охрана окружающей среды. Санитарно-защитные зоны
Заключение
Список литературы
Предполагаемое использование результатов
Для строительства здания
Перечень графического материала
1. Фасад, план на отметке 0.000, узлы
2. Разрезы, генплан, схемы связей
3. Колонна
4. Подкрановая балка
5. Стропильная ферма
6. Фундамент
7. Графики: сетевой, потребности в рабочих, расхода основных материалов
8. Строительны генеральный план

Консультанты по работе с указанием относящихся к ним разделов работы

По всем разделам \_\_\_\_\_ Музыченко Л.Н.

Нормоконтроль \_\_\_\_\_ Матвеев А.А.

Руководитель \_\_\_\_\_

(подпись)

Задание к исполнению принял \_\_\_\_\_ «30» апреля 2019 г.



## Аннотация

Разумов И.Ю. Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани: выпускная квалификационная работа по направлению подготовки «Строительство (08.03.01), профиль «Промышленное и гражданское строительство (Исследование и проектирование зданий и сооружений)». – Новокузнецк, 2019. – 252 с., табл. 23, ил. 51, источников 33, приложений 6, графическая часть 8 листов чертежей.

В процессе выполнения выпускной квалификационной работы запроектирован производственный корпус машиностроительного завода, выбраны объемно-планировочные решения, разработана схема генерального плана, выполнен расчет стальных конструкций: крайней колонны, подкрановой балки, стропильной фермы, а также железобетонного фундамента под крайнюю колонну, определена сметная стоимость строительства и длительность возведения объекта, разработан строительный генеральный план. На основе произведенных расчетов подготовлены чертежи.

Результаты работы могут быть использованы с целью возведения здания, оценки стоимости строительства и трудоемкости работ по возведению аналогичного здания в г. Казани.

Исполнитель \_\_\_\_\_ Разумов И.Ю.

(подпись)

## **Annotation**

Razumov I.U. The production building of the machine-building plant in Kazan: final qualifying work in the direction of the preparation “Construction (08.03.01), the profile“ Industrial and civil construction (Research and design of buildings and structures) ”. - Novokuznetsk, 2019. – 252 pages, 23 tables, 51 illustrations, 33 sources, applications 6, the graphic part of 8 sheets of drawings.

In the course of executing the final qualifying work, the production building of the machine-building plant was designed, space-planning solutions were selected, the master plan was designed, the steel structures were calculated: extreme column, crane girder, roof truss, and reinforced concrete foundation for the extreme column, the estimated construction cost and the duration of the construction of the object, developed a construction master plan. On the basis of the calculations made, drawings were prepared.

The results of the work can be used to build a building, to estimate the cost of construction and the complexity of the work on the construction of a similar building in Kazan.

The executor

\_\_\_\_\_

Razumov I.U.

(signature)

# Содержание

Введение .....	13
1 Исходные данные для проектирования .....	14
1.1 Характеристика района строительства .....	14
1.2 Характеристика строительной площадки .....	15
1.3 Параметры проектируемого здания .....	17
2 Архитектурно – строительный раздел .....	20
2.1 Описание конструктивной схемы здания .....	20
2.2 Привязки колонн к разбивочным осям .....	21
2.3 Выбор конструктивных элементов .....	23
2.3.1 Фундамент .....	23
2.3.2 Колонны .....	23
2.3.3 Фундаментные балки .....	24
2.3.4 Подкрановые балки .....	25
2.3.5 Фахверковые колонны .....	26
2.3.6 Стеновые панели .....	26
2.3.7 Стропильные конструкции .....	27
2.3.8 Кровля, включая плиты покрытия .....	28
2.3.9 Полы .....	29
2.3.10 Ворота .....	29
2.3.11 Окна .....	30
3 Расчетно – конструктивный раздел .....	31
3.1 Компоновка поперечной рамы здания .....	31
3.1.1 Определение вертикальных размеров поперечной рамы здания .....	31
3.1.2 Определение горизонтальных размеров поперечной рамы здания .....	33
3.2 Определение нагрузок, действующих на раму .....	34
3.2.1 Нагрузка от собственного веса конструкций здания .....	34
3.2.2 Нагрузка от собственного веса стенового ограждения и остекления .....	36
3.2.3 Снеговая нагрузка .....	37



3.2.4	Ветровая нагрузка .....	39
3.2.5	Крановая нагрузка .....	42
3.3	Статический расчет поперечной рамы.....	45
3.3.1	Исходные данные для статического расчета .....	45
3.3.2	Внутренние усилия в раме.....	47
3.3.3	Расчетные сочетания усилий (основное сочетание) .....	50
3.4	Расчет подкрановой балки .....	54
3.4.1	Определение расчетных нагрузок от колес крана .....	54
3.4.2	Определение расчетных усилий .....	55
3.4.2.1	Определение положения равнодействующей силы .....	55
3.4.2.2	Проверка правильности расстановки колес на балке.....	56
3.4.2.3	Определение наибольшего изгибающего момента и соответствующей поперечной силы .....	57
3.4.2.4	Определение максимальной поперечной силы .....	59
3.4.2.5	Определение расчетных усилий в подкрановой балке .....	60
3.4.3	Подбор сечения подкрановой балки .....	61
3.4.3.1	Определение высоты подкрановой балки.....	61
3.4.3.2	Определение размеров поясов.....	62
3.4.3.3	Выбор элементов тормозной балки.....	64
3.4.3.4	Определение геометрических характеристик подкрановых конструкций.....	65
3.4.3.5	Проверка прочности подкрановой балки.....	67
3.4.3.6	Соединение поясов со стенкой .....	70
3.4.3.7	Проверка общей устойчивости .....	72
3.4.3.8	Проверка местной устойчивости стенки.....	72
3.4.3.9	Расчет опорной части подкрановой балки .....	76
3.5	Расчет ступенчатой колонны промышленного здания .....	80
3.5.1	Расчет верхней части колонны .....	82
3.5.1.1	Подбор сечения верхней части колонны .....	82
3.5.1.2	Определение характеристик подобранного сечения.....	83
3.5.1.3	Проверка местной устойчивости поясов.....	84

3.5.1.4 Проверка местной устойчивости стенки.....	85
3.5.1.5 Проверка общей устойчивости в плоскости действия момента .....	87
3.5.1.6 Проверка общей устойчивости из плоскости действия момента .....	88
3.5.2 Расчет нижней части колонны.....	89
3.5.2.1 Подбор сечения нижней части колонны .....	90
3.5.2.2 Определение геометрических характеристик сечения нижней части колонны .....	91
3.5.2.3 Проверка устойчивости ветвей колонны .....	93
3.5.2.4 Расчет соединительной решетки подкрановой части колонны .....	94
3.5.2.5 Проверка устойчивости нижней части колонны как единого стержня в плоскости рамы.....	96
3.5.3 Расчет соединения верхней части колонны с нижней .....	98
3.6 Расчёт стропильной фермы .....	105
3.6.1 Выбор геометрической схемы фермы.....	105
3.6.2 Определение расчетных усилий в стержнях фермы .....	106
3.6.3 Подбор сечения стержней.....	109
3.6.4 Расчет узлов фермы.....	116
3.6.4.1 Расчет верхнего опорного узла.....	117
3.6.4.2 Расчет нижнего опорного узла .....	119
3.6.4.3 Расчет верхних промежуточных узлов .....	123
3.6.4.4 Расчет нижних промежуточных узлов .....	125
3.6.4.5 Стык отправочных марок.....	127
3.7 Расчет фундамента .....	129
3.7.1 Определение физико-механических характеристик грунтов .....	129
3.7.2 Составление сочетаний нагрузок и выбор их для расчета.....	131
3.7.3 Определение глубины заложения подошвы фундамента .....	132
3.7.4 Определение размеров подошвы фундамента.....	134
3.7.5 Вычисление осадки фундамента методом послойного элементарного суммирования.....	137
3.7.6 Конструирование фундамента.....	141

3.7.7 Расчет фундамента на продавливание .....	142
3.7.8 Проверка первой ступени фундамента по поперечной силе .....	144
3.7.9 Проверка плитной части фундамента по наклонным сечениям.....	145
3.7.10 Расчет подколонника на местное сжатие (смятие).....	145
3.7.11 Расчет фундамента на изгиб .....	146
4 Экономический раздел.....	150
4.1. Методика определения сметной стоимости строительной продукции .....	150
4.2 Ведомость объемов работ .....	152
4.3 Расчет сметной стоимости строительства объекта .....	156
4.4 Техничко-экономические показатели и структура сметной стоимости строительства .....	156
5 Организационно – технологический раздел .....	159
5.1 Определение требуемых затрат труда и потребности в строительных машинах и материалах.....	159
5.2 Расчет продолжительности строительства .....	159
5.3 Разработка стройгенплана .....	164
5.3.1 Общие положения по разработке стройгенплана.....	164
5.3.2 Расчет и проектирование складов .....	170
5.3.3 Определение потребности во временных зданиях и сооружениях .....	173
6 Мероприятия по технике безопасности и охране труда при производстве строительно-монтажных работ .....	176
7 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности.....	179
8 Охрана окружающей среды. Санитарно-защитные зоны .....	182
Заключение .....	183
Библиографический список .....	184
Приложение А – Теплотехнический расчет ограждающих конструкций .....	188
А.1 Теплотехнический расчет стеновых панелей .....	188
А.2 Теплотехнический расчет покрытия .....	192
Приложение Б – Локальная смета на общестроительные работы.....	195
Приложение В – Объектная смета .....	208

Приложение Г – Сводный сметный расчет стоимости строительства.....	210
Приложение Д – Ведомость подсчета трудоемкости работ и затрат машинного времени.....	213
Приложение Е – Ведомость потребности в материалах, деталях и конструкциях ..	229

## Введение

Целью настоящей выпускной квалификационной работы является проектирование здания производственного корпуса машиностроительного завода в г. Казани с использованием стали в качестве материала конструкций каркаса.

Задачами настоящей выпускной квалификационной работы являются:

1. Выбор архитектурно-планировочных решений проектируемого цеха, с учетом необходимости обеспечения пространственной жесткости промышленного здания с мостовыми кранами, учитывающих достоинства и недостатки стальных конструкций;

2. Расчет ограждающей конструкции с учетом ее теплопроводности;

3. Сбор нагрузок на поперечную раму с учетом действующих строительных норм;

4. Расчет строительных конструкций – крайней колонны, подкрановой балки, стропильной фермы и фундамента под крайнюю колонну;

5. Расчет стоимости возведения объекта;

6. Расчет трудозатрат, потребности в материалах и ресурсах при возведении объекта;

7. Рассмотрение мероприятий по охране труда при строительстве;

8. Анализ противопожарных мероприятий и мероприятий по охране окружающей среды.

На основе произведенных расчетов будут подготовлены необходимые чертежи.

# 1 Исходные данные для проектирования

## 1.1 Характеристика района строительства

Проектируемое здание располагается в городе Казань, республика Татарстан.

- по снеговой нагрузке г. Казань относится к IV снеговому району [1, прил. Е]; нормативная снеговая нагрузка ( $S_g$ ) составляет 2 кН/м<sup>2</sup> [1, табл. 10.1]
- по ветровой нагрузке к II ветровому району [1, прил. Е]; нормативное значение ветрового давления ( $W_0$ ) составляет 0,3 кН/м<sup>2</sup> [1, табл. 11.1];
- расчетная температура наружного воздуха (температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92) составляет минус 31 °С [2, табл. 3, гр. 5];
- средняя максимальная температура воздуха наиболее теплого месяца составляет 25,1 °С [2, табл. 4, гр. 5];
- средняя годовая температура воздуха составляет 4,2 °С [2, табл. 5, гр. 14];
- среднемесячная относительная влажность воздуха:
  - наиболее холодного месяца  $W_c = 83 \%$  [2, табл. 3, гр. 15],
  - наиболее теплого месяца  $W_h = 69 \%$  [2, табл. 4, гр. 8];
- преобладающее направление ветра:
  - за декабрь - февраль: южное [2, табл. 3, гр. 18],
  - за июнь - август: северное, западное [2, табл. 4, гр. 12];
- количество осадков:
  - за ноябрь - март составляет 171 мм [2, табл. 3, гр. 17],
  - за апрель - март составляет 368 мм [2, табл. 4, гр. 10],
  - суточный максимум составляет 75 мм [2, табл. 4, гр. 11];
- климатический район строительства П<sub>5</sub> [3, табл. 1];
- расчетная сейсмическая интенсивность – 6 баллов (с учетом сейсмической опасности А (10 %)) [4, прил. А].

## 1.2 Характеристика строительной площадки

Строительная площадка площадью 30000 м<sup>2</sup> (200 × 150 м) расположена в промышленной зоне города. Согласно [1, п. 11.1.6] местность относится к типу В – городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м.

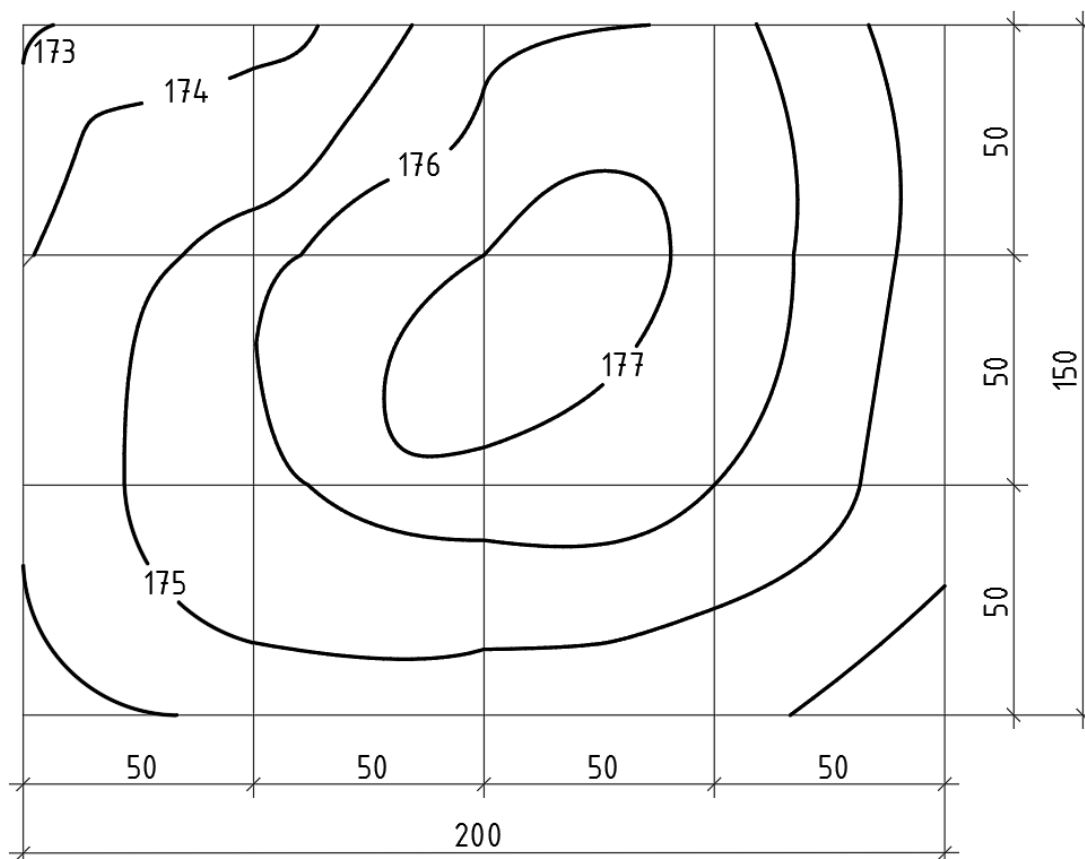


Рисунок 1 – План строительной площадки

Для подъезда к строительной площадке будут использоваться существующие дороги, для перемещения по строительной площадке – проектируемые постоянные дороги для строящегося объекта и временные дороги.

Для санитарно-бытового обслуживания работающих на строительной площадке и размещения административных помещений предусмотрены временные здания и сооружения.

Поставка на строительную площадку материалов и конструкций осуществляется автомобильным транспортом. Для хранения материалов и конструкций организуются приобъектные склады.

Будут использоваться инвентарные временные здания и сооружения, расчет потребности в которых приведен в соответствующем разделе.

Для обеспечения строительной площадки водой, теплом и электроэнергией планируется на период строительства объекта подключение к существующим сетям снабжения.

В результате геологических изысканий были получены следующие данные: уровень грунтовых вод находится на отметке +172,0 м.

Глубина промерзания грунта составляет 1,75 м.

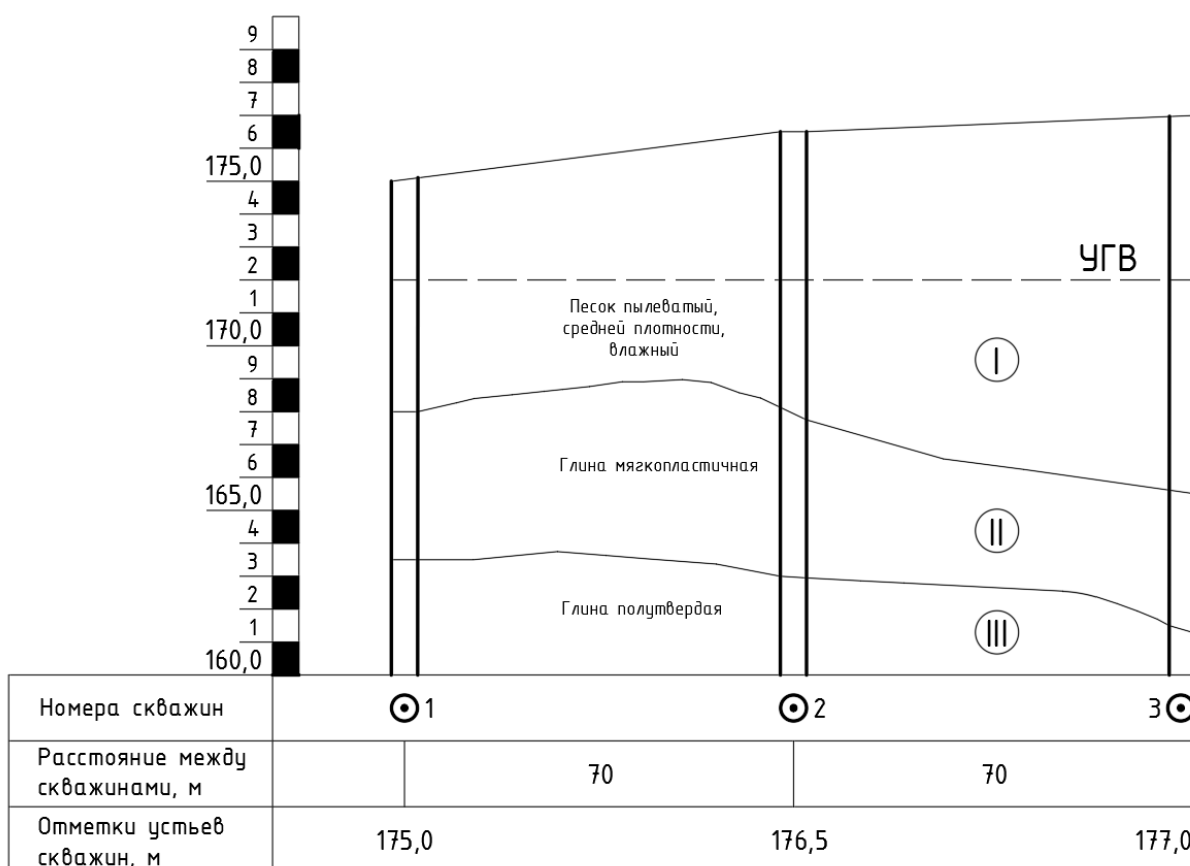


Рисунок 2 – Геологический разрез

Физико-механические свойства грунтов представлены в таблице 1.



Таблица 1 – Физико-механические свойства грунтов

№ грунта	Плотность $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	Плотность частиц $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	Удельный вес частиц, кН/м <sup>3</sup>	Влажность $W$ , %	Влажность на границе текучести $W_L$ , %	Влажность на границе раскатывания $W_P$ , %	Коэффициент фильтрации $m_0$ , см/сек	Коэффициент сжимаемости $k$ , см <sup>2</sup> /Н
1	1,8	2,65	18	26,5	15	0	0	$2 \cdot 10^{-3}$	0,01
2	1,84	2,81	18,4	28,1	18	35	15	$3 \cdot 10^{-8}$	0,001
3	2,1	2,79	20,1	27,9	24	38	20	$1,6 \cdot 10^{-7}$	0,0001

Таблица 2 – Гранулометрический состав грунтов

№ грунта	Гранулометрический состав грунта										
	>5	5.0-2.0	2.0-1.0	1.0-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.005	0.005-0.001	<0.001
1	0	0	1	3	20	46	20	7	2	1	0
2	0	0	0	0,5	0,6	2	10	25	20	28,8	14
3	0	0	0	3	2	5	3	30	20	21	16

### 1.3 Параметры проектируемого здания

Производственный корпус машиностроительного завода представляет собой одноэтажное здание прямоугольного очертания, длиной 96 м, объем которого включает 2 пролета разной высоты, шириной по 24 м каждый, расположенных в одном направлении. Пролет, расположенный в осях А – Б имеет высоту от уровня чистого пола до низа стропильной фермы 14,4 м, а пролет, расположенный в осях В – Г – 10,8 м.

Шаг колонн по внутренним и наружным осям составляет 6 м.

По типу подъемно-транспортного оборудования данное промышленное здание относится к крановым.

Большой по высоте пролет оборудован двумя мостовыми кранами грузоподъемность по 20 т каждый, в другом пролете установлен один подвесной кран грузоподъемностью 1 т. Также в здании используются передаточные тележки (для перемещения груза из пролета в пролет).

Здание отапливаемое, с естественным освещением.

Для въезда транспорта проектом предусмотрено наличие ворот для автомобильного транспорта высотой 4,2 м. Ворота запроектированы по обе стороны каждого пролета, что обеспечивает соблюдение требований пожарной безопасности, согласно которым максимальное расстояние от рабочего места до места выхода не должно превышать 75 м.

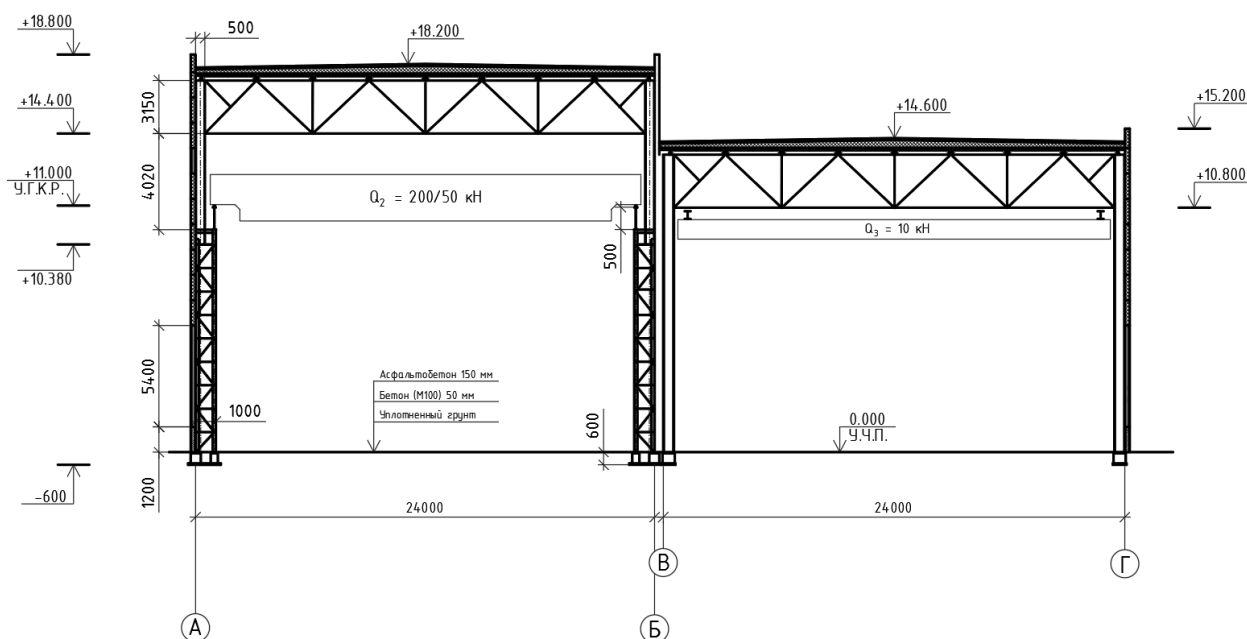


Рисунок 3 – Поперечный разрез здания

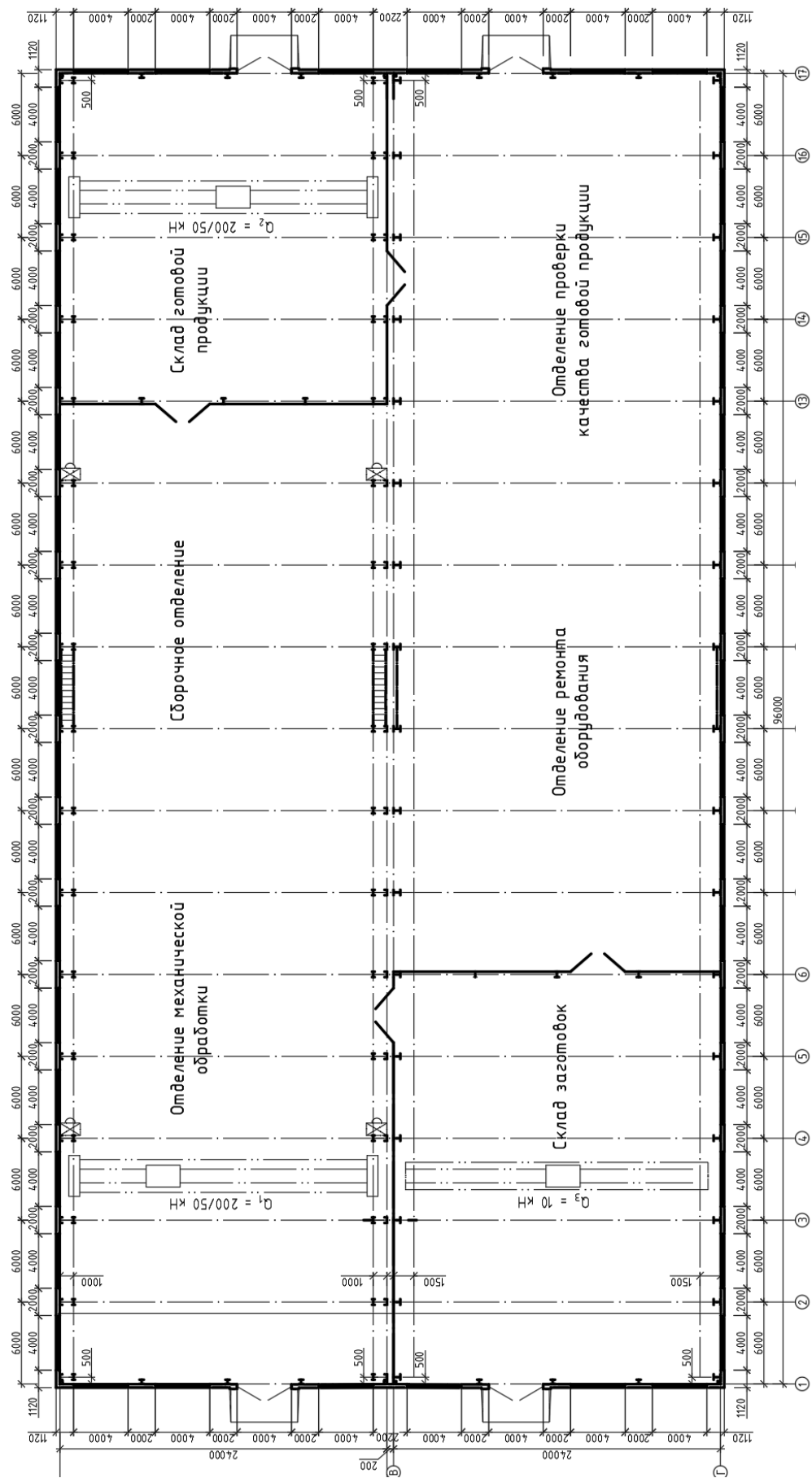


Рисунок 4 – План здания

## 2 Архитектурно – строительный раздел

### 2.1 Описание конструктивной схемы здания

Конструкция проектируемого одноэтажного промышленного здания выполняется по каркасной схеме. Несущим остовом одноэтажного каркасного промышленного здания служат поперечные рамы и связывающие их продольные элементы. Статическая работа каркаса рамно-связевая.

Поперечная рама каркаса состоит из колонн, жестко заделанных в фундамент, и стропильных ферм, являющихся несущими конструкциями покрытия, жестко соединенных с колоннами.

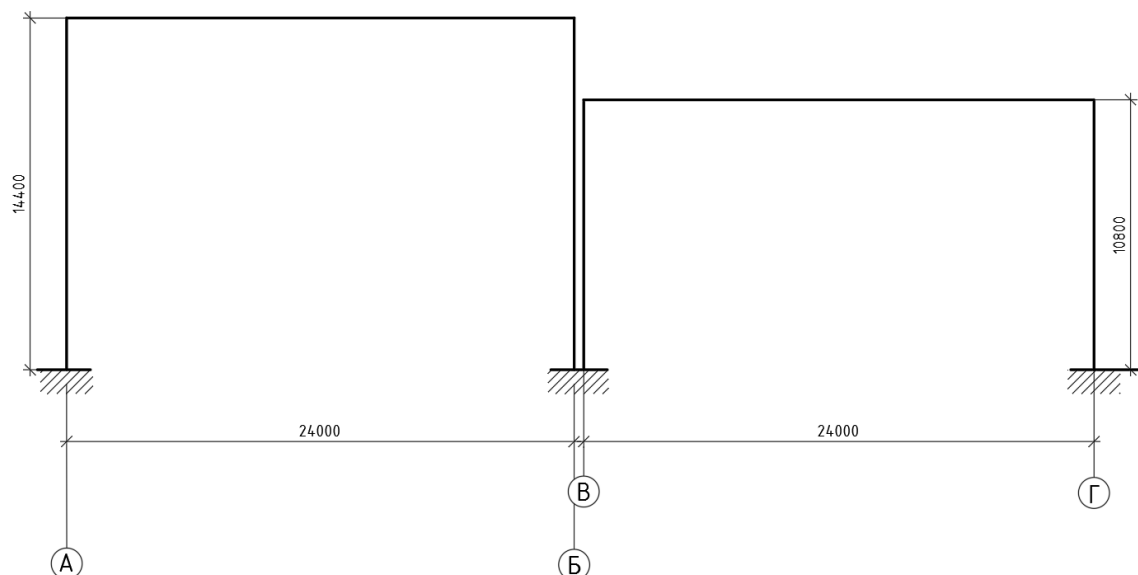


Рисунок 5 – Схема здания

В поперечном направлении жесткость обеспечивается жестким креплением колонн с фундаментами и жестким диском покрытия.

В продольном направлении жесткость обеспечивается постановкой вертикальных крестовых связей в осях 9 - 10, а также установкой вертикальных и горизонтальных связей по нижним и верхним поясам ферм.

## 2.2 Привязки колонн к разбивочным осям

Для колонн, расположенных у крайних торцовых осей принимается привязка «500 мм», т.е. ось колонны сдвигается от разбивочной модульной оси внутрь пролета на 500 мм, что позволяет использовать стандартные стеновые панели и плиты покрытия в крайнем шаге колонн, независимо от размеров самой колонны, а также расположить приколонную фахверковую стойку, для крепления стеновых панелей между колонной и разбивочной осью.

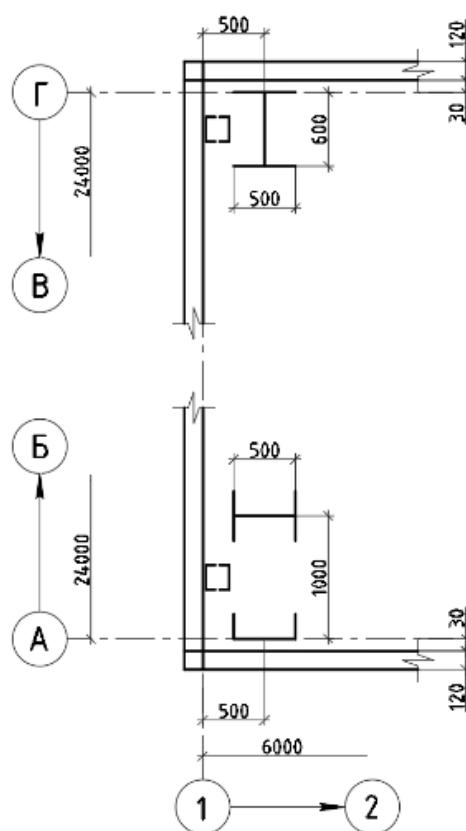


Рисунок 6 – Привязка крайних колонн к торцовым разбивочным осям

Так как проектируемое здание включает в себя пролеты различной высоты, на их стыке необходимо предусмотреть зазор равный сумме толщины стеновой панели с учетом ее привязки к наружной грани колонны и величины технологического зазора (не менее 50 мм). Таким образом расстояние между колоннами смежных пролетов составит 200 мм.

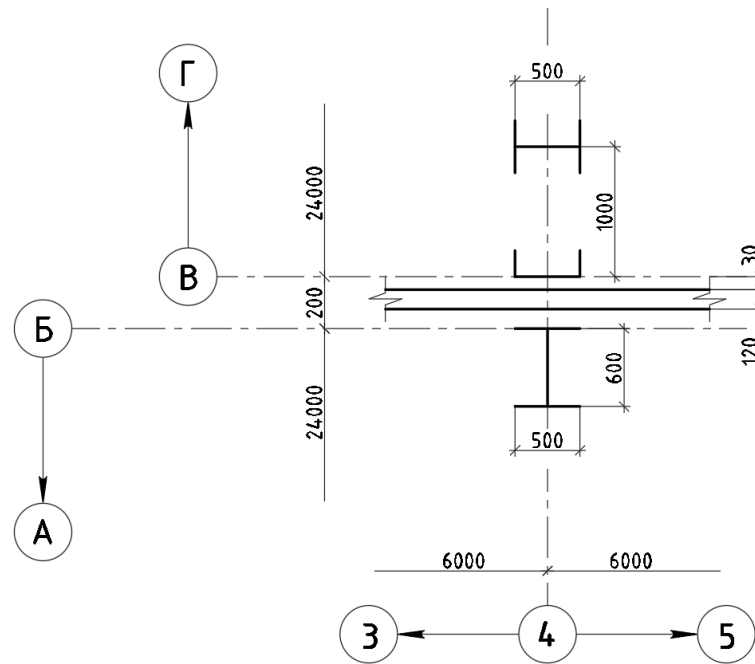


Рисунок 7 – Привязка крайних колонн смежных пролетов в месте перепада высот

Так как высота колонн в обоих пролетах не превышает 14,4 м при шаге поперечных рам равным 6 м, а грузоподъемность мостовых кранов меньше 300 кН, привязка колонн к крайним продольным осям составляет 0 мм.

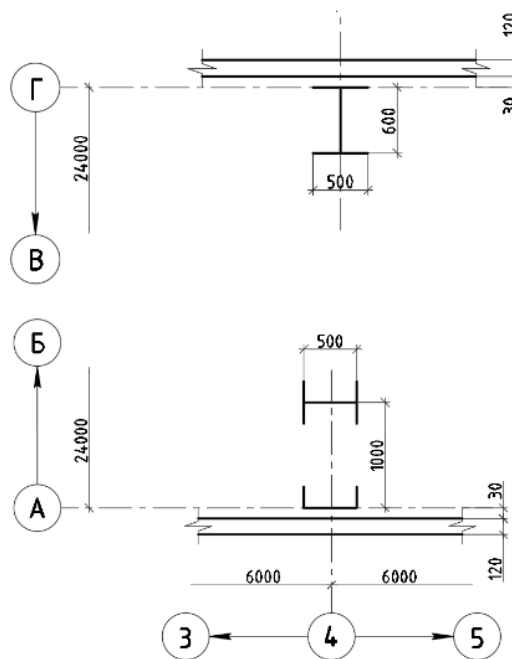


Рисунок 8 – Привязка крайних колонн к продольным разбивочным осям

## 2.3 Выбор конструктивных элементов

### 2.3.1 Фундамент

В проекте применены железобетонные фундаменты столбчатого типа на естественном основании. Фундаменты изготовлены из бетона класса В20 (марка М300), устанавливаются под каждую колонну и состоят из одной ступени с размерами  $3300 \times 2400 \times 450$  мм и подколонника –  $1800 \times 1500 \times 450$  мм. Под каждый фундамент уложена песчано – гравийная подушка толщиной 100 мм.

Высота заложения подошвы фундамента определена исходя из глубины промерзания грунта в г. Казань ( $-1,75$  м) и с учетом теплового режима здания, и составляет  $-1,5$  м.

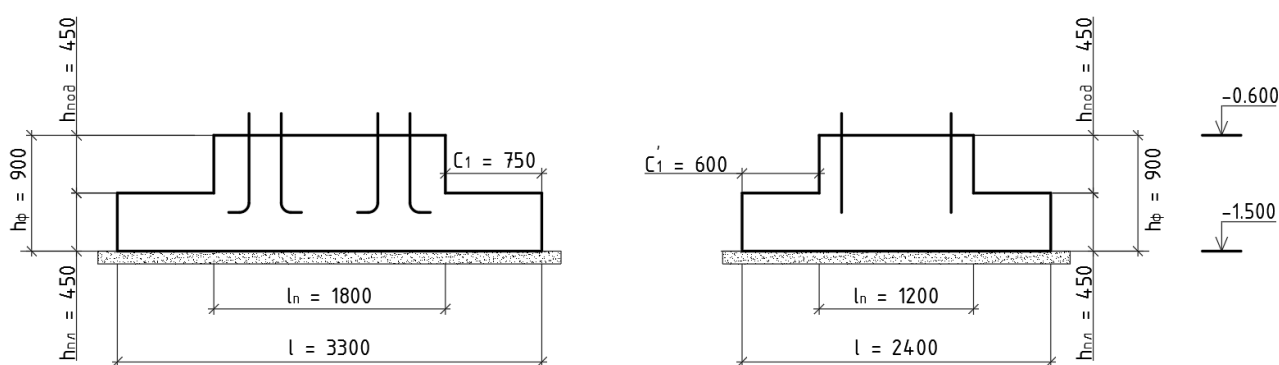


Рисунок 9 – Фундамент столбчатого типа

### 2.3.2 Колонны

В проектируемом здании применяется 2 типа колонн: двухветвевые стальные колонны для пролета, оборудованного мостовыми кранами и стальные колонны постоянного двутаврового сечения для пролета без мостовых кранов.

Надкрановая часть двухветвевой колонны – сварной двутавр, а подкрановая часть состоит из двух ветвей: подкрановой и наружной. Подкрановая ветвь

представляет собой прокатный двутавр, наружная ветвь – сварной швеллер, состоящий из двух уголков и листа, соединенных на сварке.

### 2.3.3 Фундаментные балки

В проектируемом здании используются железобетонные фундаментные балки длиной 5950 мм и высотой 300 мм (ГОСТ 28737-90). Фундаментные балки укладывают на специально заготовленные бетонные столбики, которые в свою очередь устанавливаются на верхнюю ступень плитной части фундаментов. Площадь сечения прилива 300 × 500 мм с обрезом на отметке –0,330 м.

Так как верх фундаментной балки находится на отметке –0,030, а верх обреза фундамента на отметке –0,150, возникшее пустое пространство между фундаментом и низом стеновой панели заполняется бетоном.

По фундаментным балкам для гидроизоляции стен укладывается один слой рубероида на мастике. Во избежание пучения грунтов под фундаментной балкой и промерзания помещения через образовавшийся мостик холода, балку обсыпают шлаком, который уходит под полы вглубь помещения на 2 м.

В местах устройства ворот фундаментные балки не укладываются.

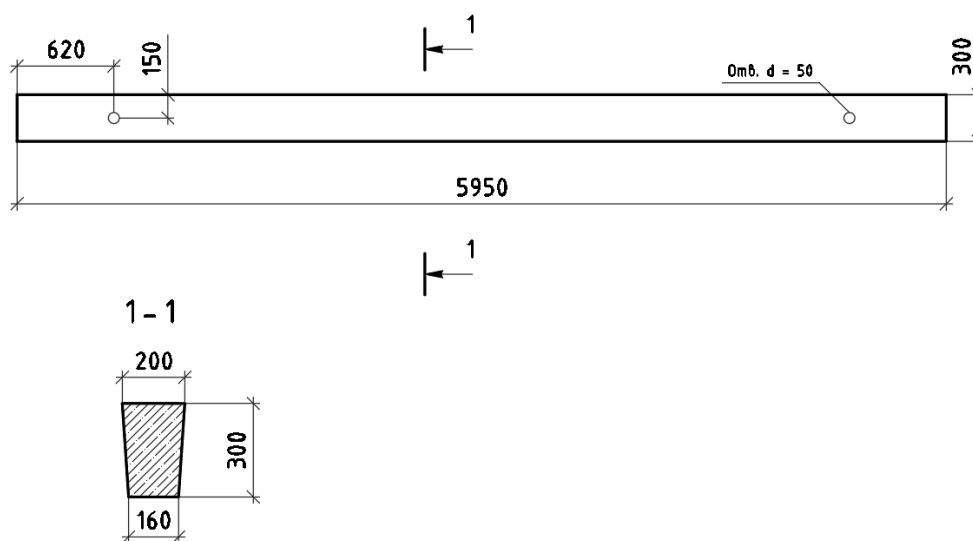


Рисунок 10 – Фундаментная балка 1БФ60



### 2.3.4 Подкрановые балки

Для устройства мостового крана грузоподъемностью 200/50 кН в пролете здания, располагаемого в осях А и Б, проектом предусмотрена прокладка стальных подкрановых балок двутаврового сечения (три листа на сварке) высотой 500 мм, вертикальная ось подкрановой балки расположена на расстоянии 1000 мм от вертикальной оси колонны.

Крановые пути прокладываются из крановых рельсов КР-70 (пути мостовых кранов). Крепление рельсов к балкам выполнено прижимными планками на болтах.

Нагрузки от балки на колонну передаются через опорное ребро, приваренное к стенке и нижнему поясу балки. Горизонтальные усилия от торможения и перекоса кранов передаются на колонну через тормозную балку, состоящего из верхнего пояса подкрановой балки, листа рифленой стали толщиной 6 мм и швеллера №16.

Для предотвращения возможного тарана краном торцевой стены на торцевых балках устанавливаются стальные концевые опоры ударного типа двутаврового сечения (с буфером из бруса), привариваемые к подкрановой балке, страхующие здание в случае отказа автоматических тормозных устройств.

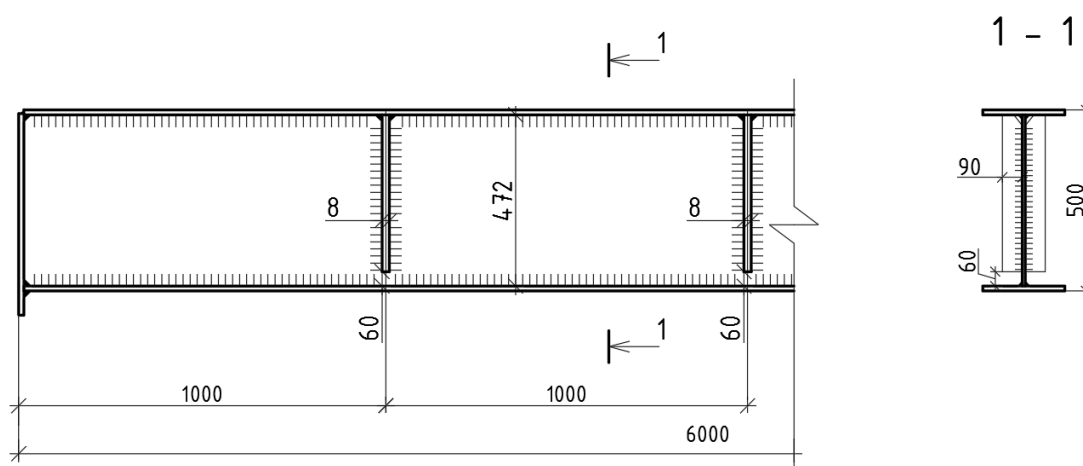


Рисунок 11 – Подкрановая стальная балка

### **2.3.5 Фахверковые колонны**

В проектируемом здании предусмотрены стальные колонны торцевого фахверка, выполненные из сварных двутавров высотой 0,5 м с шириной полок 0,5 м.

Расчетной схемой предусмотрено шарнирное опирание фахверковых колонн на собственный фундамент внизу, а сверху на устанавливаемые в торцах здания горизонтальные ветровые балки или фермы. Ветровые балки установлены в пролете с мостовыми кранами на уровне крановых путей; ветровые балки дополнительно используются как ремонтные площадки. Ветровые фермы устанавливаются поверху в бескрановом пролете и в качестве промежуточных опор через каждые 10 м по высоте здания.

Колонны торцевого фахверка воспринимают вес стеновых панелей и ветровую нагрузку. Оголовки фахверковых колонн располагаются на одном уровне с оголовками основных колонн – на 150 мм ниже пояса стропильной фермы. В пределах высоты стропильной фермы фахверковые колонны наращиваются сварными двутаврами высотой сечения 0,25 м. Эти надставки не доходят на 0,2 м до подкровельного настила и в пределах высоты парапета продолжают насадками из прокатных уголков. Полка уголка-насадки заводится в вертикальный шов между панелями парапета. Таким образом, колонны торцевого фахверка продолжают на всю высоту торцевых стен и не пересекаются с конструкциями покрытия.

У крайних торцевых колонн установлены приколонные стойки фахверка из 2 швеллеров №20, сваренных «коробочкой».

### **2.3.6 Стеновые панели**

Проектом предусмотрена навесная конструктивная схема установки стеновых панелей, для которой характерно наличие разделительных оконных проемов. Номинальная длина стеновых панелей, за исключением угловых и простеночных, составляет 6000 мм; номинальная высота панелей – 1200 мм. В углах здания используются удлиненные панели. Номинальная длина простеночных панелей 2000

и 1000 мм, а у деформационных швов – 2200 мм. Простеночные панели соосны колоннам и разделяют оконные проемы длиной 4000 мм.

Поскольку здание цеха является отапливаемым, в качестве внешних ограждающих конструкций по теплотехническому расчету (приложение А) приняты трехслойные металлические панели толщиной 120 мм с утеплителем из минераловатных плит. Их внутренний утепляющий слой имеет защитное покрытие от влажностных воздействий.

Цокольная стеновая панель опираются на фундаментные балки, по слою противокapиллярной гидроизоляции из цементно-песчаного раствора. Заполнение панельных швов осуществляется вкладышами из гернитового шнура на водостойкой мастике.

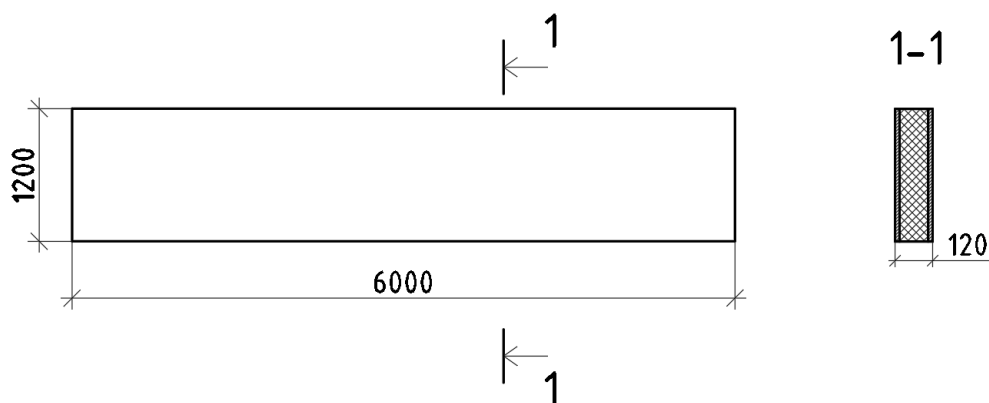


Рисунок 12 – Металлические стеновые панели

### 2.3.7 Стропильные конструкции

В проектируемом здании в качестве стропильных конструкций предусмотрены стальные фермы с параллельными поясами пролетом 24 м. Фермы выполнены из парных уголков, все элементы соединены на фасонках при помощи сварки. Высота фермы составляет 3,15 м.

Ферма опирается на колонну сбоку через опорный столик.

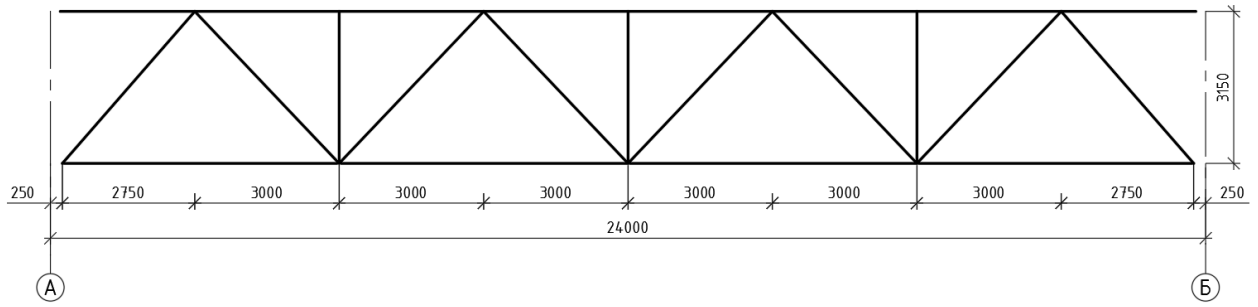


Рисунок 13 – Стропильная ферма из парных уголков

### 2.3.8 Кровля, включая плиты покрытия

Для данного здания в качестве ограждающих конструкций покрытия приняты железобетонные ребристые плиты.

Размеры плиты в плане  $3 \times 6$  м, высота полки – 30 мм, общая высота плиты – 300 мм.

Крепление плит покрытия со стропильными конструкциями осуществляется на сварке. Швы между плитами покрытия заполняются бетоном М200 на мелком заполнителе

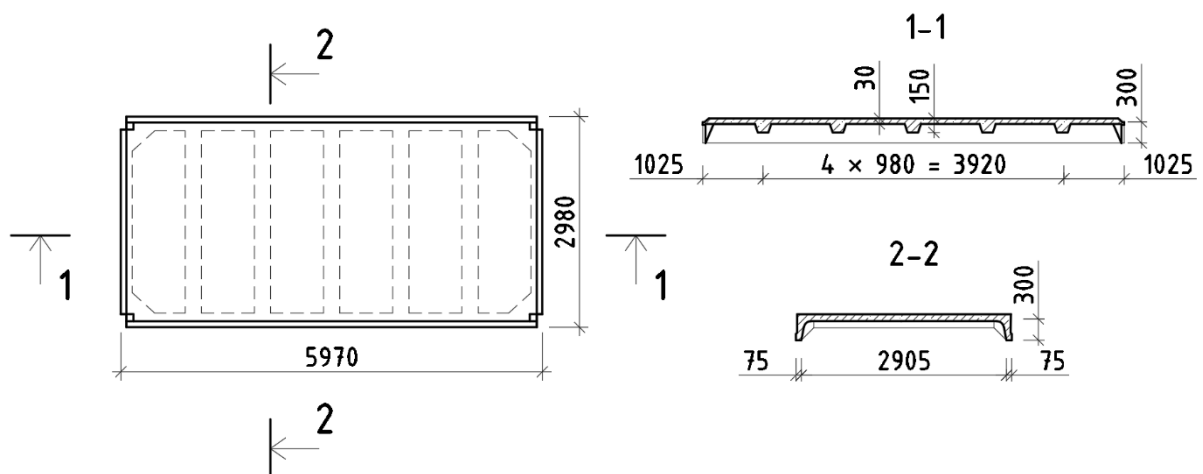


Рисунок 14 – Плита покрытия ЗПГ6

Полностью смонтированные плиты образуют жесткий диск покрытия, обеспечивающий общую устойчивость каркаса здания, устойчивость верхних

сжатых поясов стропильных конструкций и распределение горизонтальных нагрузок между поперечными рамами каркаса здания.

Поверх железобетонной плиты уложена пароизоляция толщиной 0,2 мм из пенополиэтилена, утеплитель (плиты минераловатные из каменного волокна) толщиной 190 мм, гидроизоляция толщиной 15 мм из трех слоев рубероида и защитный слой (битумная мастика с втопленным гравием) толщиной 20 мм.

### **2.3.9 Полы**

Так как технологический процесс не подразумевает сильных механических воздействий или воздействий агрессивных сред на конструкции пола, то в данном случае применяется асфальтобетонное покрытие толщиной 150 мм по подстилающему слою из бетона толщиной 50 мм, уложенному на уплотненный грунт.

Между уровнем пола здания и наружной планировкой имеется перепад высот 150 мм. Для плавного выезда в здание с наружной стороны проема ворот предусмотрен пандус с уклоном 1:12.

### **2.3.10 Ворота**

Проектом предусмотрена установка четырех двухпольных распашных автомобильных ворот (серия ПР-05-56) номинальным размером 4000 × 4000 мм. Стальной каркас полотен (обвязка из швеллеров, средники из двутавров, раскосы из полосовой стали) заполнен дощатыми филенками (двумя рядами вагонки с прослойкой из асептированного и обернутого в пергамин войлока). Полотна навешиваются на петли. В одном из воротных полотен (у каждого из шести ворот) предусмотрена калитка высотой 2080 мм. Воротный проем обрамляется сборной железобетонной рамой. Размеры перемычечной панели над воротами 0,6х6 м.

### **2.3.11 Окна**

Проектом предусмотрена установка оконных блоков номинальными размерами  $4000 \times 1200$  мм и  $4000 \times 4800$  мм.

Всего в здании имеется 72 оконных проема.

### 3 Расчетно – конструктивный раздел

#### 3.1 Компоновка поперечной рамы здания

Под компоновкой понимается определение вертикальных и горизонтальных габаритных размеров поперечной рамы. Поперечный разрез однопролетной рамы представлен на рисунке 14.

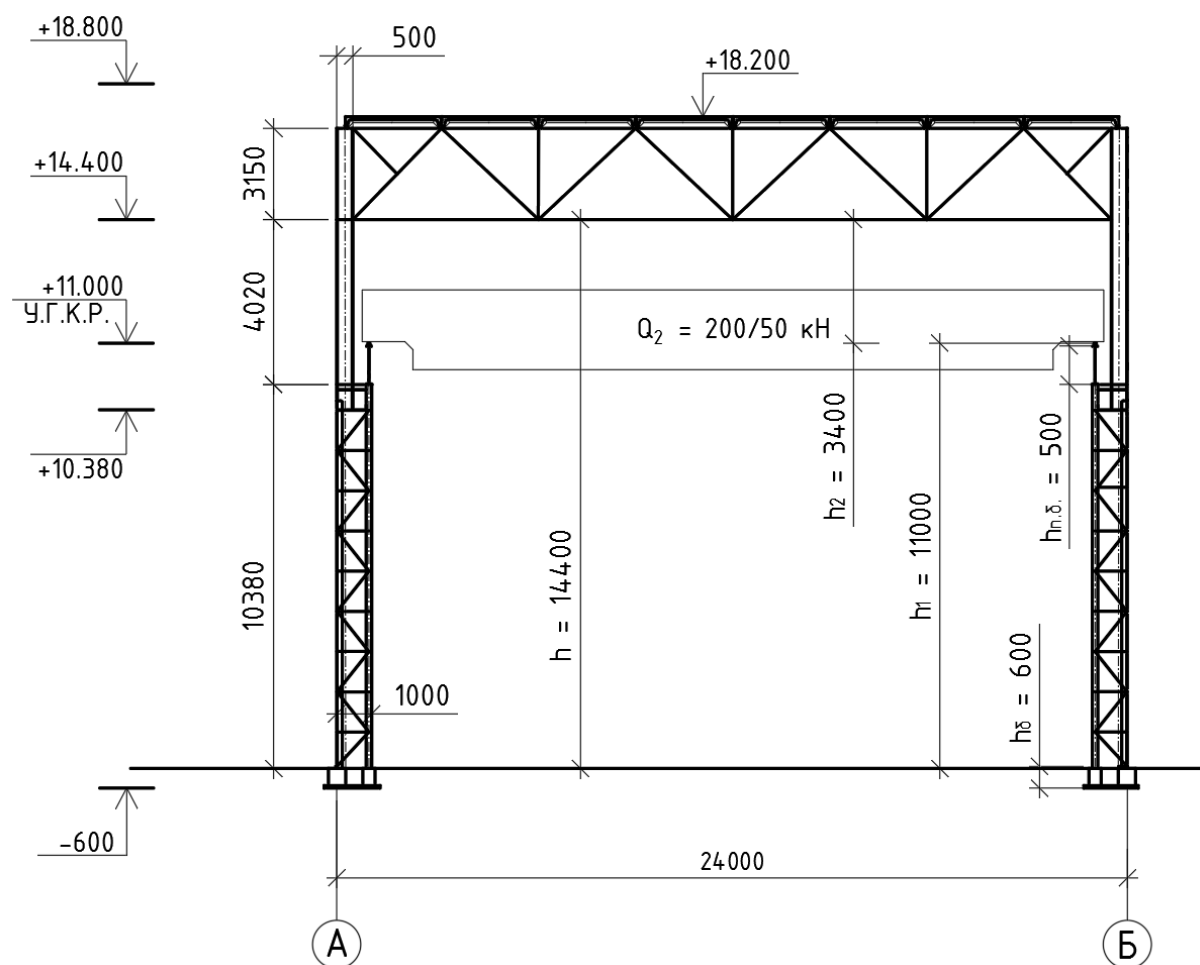


Рисунок 15 – Компоновка поперечной рамы одноэтажного промышленного здания

##### 3.1.1 Определение вертикальных размеров поперечной рамы здания

Расстояние от уровня головки кранового рельса до низа конструкции покрытия должно быть кратно 200 мм:

$$h_2 = H_{кр} + \Delta_{вер} + \Delta_{доп} = 2400 + 100 + 200 = 2700 \text{ мм,}$$

где  $H_{кр} = 2400$  мм – высота мостового крана; [5, таб. 2];

$\Delta_{вер} = 100$  мм – зазор между выступающей частью крана и низом стропильной фермы;

$\Delta_{доп} = 200$  мм – зазор на возможный прогиб фермы под нагрузкой.

Принимаем  $h_2 = 2800$  мм.

Полная высота цеха от уровня пола до низа основных несущих конструкций покрытия должна быть кратна 1200 мм:

$$h = h_1 + h_2 = 11000 + 2800 = 13800 \text{ мм},$$

где  $h_1 = 11000$  мм – расстояние от пола до головки кранового рельса.

Принимаем  $h = 14400$  мм.

Полную высоту цеха  $h$  увеличиваем за счет увеличения расстояния от уровня головки кранового рельса до низа стропильной конструкции.

Принимаем  $h_2 = 3400$  мм.

Высота верхней надкрановой части колонны (от низа подкрановой балки до низа ригеля):

$$H_B = h_2 + h_p + h_{п.б.} = 3400 + 120 + 500 = 4020 \text{ мм},$$

где  $h_p = 120$  мм – высота рельса;

$h_{п.б.} = 500$  мм.

Отметка низа подкрановой балки:

$$h - H_B = 14400 - 4020 = 10380 \text{ мм}.$$

Полная высота колонны:

$$H = h + h_{базы} = 14400 + 600 = 15000 \text{ мм},$$

где  $h_{базы} = 600$  мм – высота базы колонны ниже уровня пола.

Высота подкрановой части колонны:

$$H_H = H - H_B = 15000 - 4020 = 10980 \text{ мм}.$$

Результаты всех расчетов приведены в таблице 3.



Таблица 3 – Вертикальные размеры поперечной рамы

$h_2$ , м	$h$ , м	$h_{п.б.}$ , м	$H_B$ , м	Отметка низа подкрановой балки	$H$ , м	$H_H$ , м
3,4	14,4	0,5	4,02	+10.380	15	10,98

### 3.1.2 Определение горизонтальных размеров поперечной рамы здания

Высота сечения подкрановой части колонны, принимается равной 500, 750, 1000 мм:

$$b_B \geq \frac{1}{12} \cdot H_B,$$

$$b_B \geq \frac{1}{12} \cdot 4020,$$

$$b_B \geq 335 \text{ мм},$$

Принимаем  $b_B = 500$  мм.

Пролет мостового крана:

$$L_K = L - 2 \cdot \lambda = 24000 - 2 \cdot 1000 = 22000 \text{ мм},$$

где  $L = 24000$  мм – пролет здания;

$\lambda$  – расстояние от оси подкрановой балки до оси колонны ( $\lambda$  принимается кратным 250 мм):

$$\lambda = (b_B - a) + B_1 + c = (500 - 0) + 260 + 60 = 820 \text{ мм},$$

где  $b_B$  - ширина надкрановой части колонны:

$a = 0$  мм – расстояние от разбивочной оси до наружной грани колонны;

$B_1 = 260$  мм – свес моста за осью кранового рельса;

$c = 60$  мм – минимальный зазор между внутренней гранью колонны и конструкцией моста крана, для кранов грузоподъемностью до 50 т.

Принимаем  $\lambda = 1000$  мм.

Ширина нижней части колонны:

$$b_H = a + \lambda = 0 + 1000 = 1000 \text{ мм};$$

$$\frac{b_H}{H} = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{22} \right),$$

$$\frac{1}{22} \leq \frac{b_H}{H} \leq \frac{1}{15},$$

$$\frac{1}{22} \leq \frac{1000}{15000} \leq \frac{1}{15},$$

$$0,046 < 0,067 = 0,067.$$

Расстояние между крайними гранями надкрановых частей колонн:

$$L_p = L - 2 \cdot (b_B - a) = 24000 - 2 \cdot (500 - 0) = 23000 \text{ мм.}$$

Результаты всех расчетов приведены в таблице 4.

Таблица 4 – Горизонтальные размеры поперечной рамы

$b_B$ , м	$\lambda$ , м	$L_K$ , м	$b_H$ , м	$L_p$ , м
0,5	1	22	1	23

### 3.2 Определение нагрузок, действующих на раму

#### 3.2.1 Нагрузка от собственного веса конструкций здания

Таблица 5 – Нагрузка от элементов покрытия

Элементы стропильных конструкций и кровли	Ед. изм.	Норм. нагр.	Кoeff. надеж.	Расч. нагр.
1. Защитный слой (битумная мастика с втопленным гравием), $\gamma = 21 \text{ кН/м}^3$ , $t = 20 \text{ мм}$	кН/м <sup>2</sup>	0,42	1,3	0,55
2. Гидроизоляционный ковер (3 слоя рубероида на битумной мастике)	кН/м <sup>2</sup>	0,15	1,3	0,2
3. Разуклонка (плиты из минерального базальтового волокна), $\gamma = 1,1 \text{ кН/м}^3$ , $t = 230 \text{ мм}$	кН/м <sup>2</sup>	0,25	1,2	0,3

Продолжение таблицы 5

4. Утеплитель (плиты из минерального базальтового волокна), $\gamma = 1,1 \text{ кН/м}^3$ , $t = 90 \text{ мм}$	кН/м <sup>2</sup>	0,1	1,2	0,12
5. Пароизоляция (пенополиэтилен), $\gamma = 0,26 \text{ кН/м}^3$ , $t = 0,02 \text{ мм}$	кН/м <sup>2</sup>	0,005	1,2	0,006
6. Железобетонные плиты ПНКЛ 3×6	кН/м <sup>2</sup>	1,4	1,1	1,54
7. Стропильные фермы	кН/м <sup>2</sup>	0,3	1,05	0,32
8. Связи по покрытию	кН/м <sup>2</sup>	0,06	1,05	0,063
<b>Итого:</b>		2,69	–	3,1

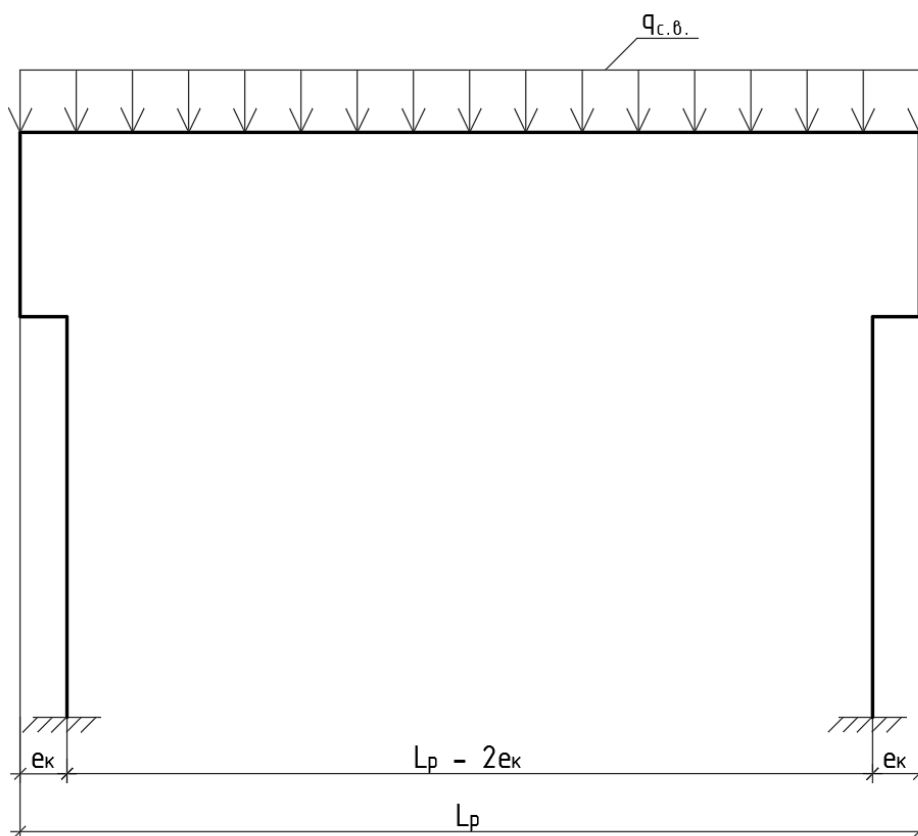


Рисунок 16 – Схема действия нагрузки от собственного веса покрытия

Нормативная погонная нагрузка от собственного веса покрытия, передающаяся на ригель рамы:

$$q_{с.в.покр.}^H = \sum_{i=1}^n q_{э.п.}^H \cdot B = 2,69 \cdot 6 = 16,11 \text{ кН/м,}$$

где  $B$  – шаг рам, м.

Расчетная погонная нагрузка от собственного веса покрытия, передающаяся на ригель рамы:

$$q_{с.в.покр.}^p = \sum_{i=1}^n q_{э.п.}^p \cdot B = 3,1 \cdot 6 = 18,6 \text{ кН/м.}$$

Таблица 6 – Нагрузка от веса элементов и частей здания

Части здания или его элементы	Ед. изм.	Норм. нагр.	Коэфф. надеж.	Расч. нагр.
1. Верхняя часть колонны при кранах грузоподъемностью $Q = 200/50$ кН	кН	8	1,05	8,4
2. Нижняя часть колонны при кранах грузоподъемностью $Q = 200/50$ кН	кН	25	1,05	26,25
3. Связи между колоннами	кН/м <sup>2</sup>	0,05	1,05	0,053
4. Подкрановые конструкции при шаге рам 6 м для кранов с $Q < 500$ кН	кН	10	1,05	10,5
5. Стойки фахверка	кН	12	1,05	12,6
6. Навесные стеновые панели	кН	0,3	1,2	0,36
7. Ленточное остекление с двойными переплетами	кН	0,4	1,1	0,44
<b>Итого:</b>		55,75	–	58,6

### 3.2.2 Нагрузка от собственного веса стенового ограждения и остекления

Нагрузка от собственного веса навесных стеновых панелей через опорные столики передается на колонны в виде сосредоточенных сил, расположенных по высоте колонны с шагом, равным высоте стеновых панелей. Так как цокольные панели опираются на фундаментные балки, ее вес не передается на колонны.

Эксцентриситет приложения силы равен расстоянию от центра тяжести стеновой панели до физической оси колонны.

Нагрузка от собственного веса навесных стеновых панелей и остекления определяется отдельно для верхней и нижней частей колонны.

$$P_B = (Q_{\text{ст.п.}} \cdot h_{\text{ст.п.}}^B + Q_{\text{ост.}} \cdot h_{\text{ост.}}^B) \cdot B = (0,36 \cdot 6,6 + 0,44 \cdot 1,2) \cdot 6 = 17,42 \text{ кН},$$

где  $Q_{\text{ст.п.}}$  – расчетная нагрузка от веса 1 м<sup>2</sup> стеновых панелей, кН/м<sup>2</sup>;

$h_{\text{ст.п.}}^B$  – общая высота стеновых панелей в уровне верхней части колонны, м;

$Q_{\text{ост.}}$  – расчетная нагрузка от веса 1 м<sup>2</sup> остекления, кН/м<sup>2</sup>;

$h_{\text{ост.}}^B$  – общая высота ленточного остекления в уровне верхней части колонны, м;

$B$  – шаг рам, м.

Эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_B = \frac{b_B}{2} + \frac{t_{\text{ст.п.}}}{2} + \Delta t = \frac{0,5}{2} + \frac{0,12}{2} + 0,03 = 0,34 \text{ м},$$

где  $b_B$  – ширина верхней части колонны, м;

$t_{\text{ст.п.}}$  – толщина стеновой панели, м;

$\Delta t$  – величина зазора между стеновой панелью и наружной гранью колонны, м.

$$P_H = (Q_{\text{ст.п.}} \cdot h_{\text{ст.п.}}^H + Q_{\text{ост.}} \cdot h_{\text{ост.}}^H) \cdot B = (0,36 \cdot 4,8 + 0,44 \cdot 4,8) \cdot 6 = 23,04 \text{ кН},$$

где  $h_{\text{ст.п.}}^H$  – общая высота стеновых панелей в уровне верхней части колонны, м;

$h_{\text{ост.}}^H$  – общая высота ленточного остекления в уровне верхней части колонны, м.

Эксцентриситет приложения нагрузки:

$$e_H = \frac{b_H}{2} + \frac{t_{\text{ст.п.}}}{2} + \Delta t = \frac{1}{2} + \frac{0,12}{2} + 0,03 = 0,59 \text{ м},$$

где  $b_H$  – ширина нижней части колонны, м.

### 3.2.3 Снеговая нагрузка

Нормативная снеговая нагрузка:

$$S_{\text{сн}}^H = S_g \cdot \mu \cdot c_t \cdot c_e \cdot B = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 6 = 12 \text{ кН/м},$$

где  $S_g = 2 \text{ кН/м}^2$  – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup>

горизонтальной поверхности земли принимается в зависимости от снегового района [1, табл. 10.1];

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие [1, табл. Б1]; для покрытий с углом наклона меньше  $30^\circ$   $\mu = 1$ ;

$c_t$  – термический коэффициент, [1, п. 10.10];

$c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, [1, п. 10.6];

$B$  – шаг рам, м.

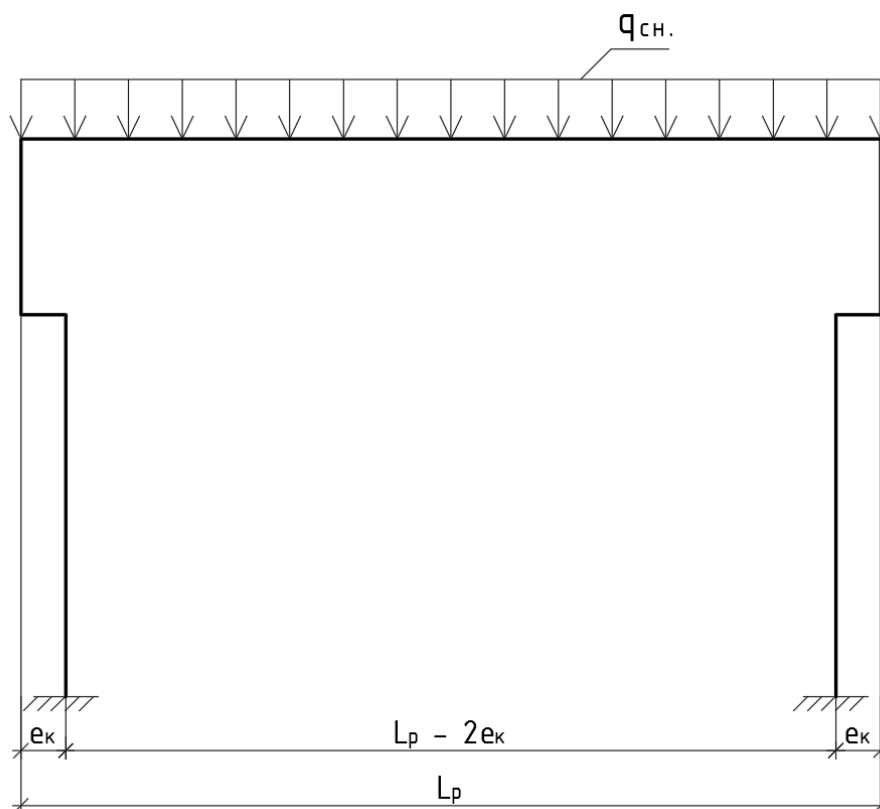


Рисунок 17 – Схема действия снеговой нагрузки

Расчетная снеговая нагрузка:

$$S_{сн}^p = S_{сн}^н \cdot \gamma_f = 12 \cdot 1,4 = 16,8 \text{ кН/м,}$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке; для снеговой нагрузки  $\gamma_f = 1,4$  [1, п. 10.12].

### 3.2.4 Ветровая нагрузка

Расчетная ветровая нагрузка определяется по формуле:

$$W_i = W_m + W_p,$$

где  $W_m$  – средняя величина ветровой нагрузки, кН/м;

$W_p$  – пульсационная составляющая ветровой нагрузки, кН/м.

В связи с тем, что скорость ветра достаточно резко меняется, ветровая нагрузка действует динамически. Но при расчете одноэтажных производственных зданий высотой до 36 м при отношении высоты к пролету менее 1,5, размещаемых в местностях типов А и В, пульсационную составляющую ветровой нагрузки допускается не учитывать.

Величина средней ветровой нагрузки определяется по формуле:

$$w_m = w_0 \cdot c \cdot k(z_e) \cdot B \cdot \gamma_f,$$

где  $w_0 = 0,3$  кН/м<sup>2</sup> – нормативное значение ветрового давления, [1, табл. 11.1];

$c$  – аэродинамический коэффициент, зависящий от расположения и конфигурации поверхности, воспринимающей ветровое давление (для вертикальных стен зданий прямоугольных в плане  $c = 0,8$  для наветренной стороны и  $c = -0,5$  для подветренной стороны), [1, табл. В. 2];

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ , [1, табл. 11.2];

$B$  – шаг рам, м;

$\gamma_f$  – коэффициент надёжности по нагрузке, для ветровой нагрузки  $\gamma_f = 1,4$  [1, п. 11].

Коэффициент  $k$  для местности типа В составляет:

– для отметки +5,000 м  $k_5 = 0,5$ ;

– для отметки +10,000 м  $k_{10} = 0,65$ ;

$$k(z_e) = k_{10} \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha},$$

где  $k_{10}$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления на высоте 10 м; [1, табл. 11.3];

$z_e$  – эквивалентная высота, м; определяется согласно [1, п. п. 11.1.5];

$\alpha$  – параметр определяемый по [1, табл. 11.3]; для местности типа В  $\alpha = 0,2$ .

Для отметки +14,400:

$$k_{14,4} = 0,65 \cdot \left(\frac{14,4}{10}\right)^{2 \cdot 0,2} = 0,75;$$

Для отметки +18,800:

$$k_{18,8} = 0,65 \cdot \left(\frac{18,8}{10}\right)^{2 \cdot 0,2} = 0,84.$$

Величины ветровой нагрузки с наветренной стороны:

$$w_{a.5} = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,4 = 1,01 \text{ кН/м};$$

$$w_{a.10} = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,65 \cdot 6 \cdot 1,4 = 1,31 \text{ кН/м};$$

$$w_{a.14.4} = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,75 \cdot 6 \cdot 1,4 = 1,51 \text{ кН/м};$$

$$w_{a.18.8} = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 0,84 \cdot 6 \cdot 1,4 = 1,69 \text{ кН/м}.$$

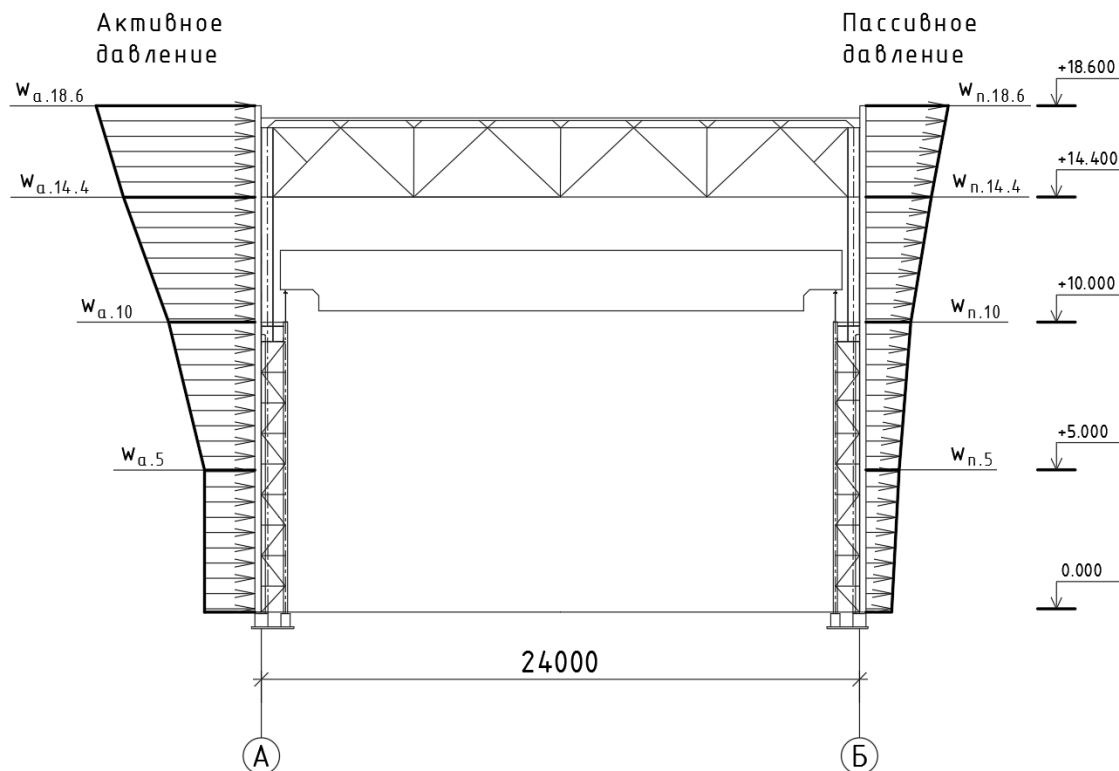


Рисунок 18 – Схема действия ветровой нагрузки слева



Величины ветровой нагрузки с подветренной стороны:

$$w_{п.5} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot 1,4 = 0,63 \text{ кН/м};$$

$$w_{п.10} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,65 \cdot 6 \cdot 1,4 = 0,82 \text{ кН/м};$$

$$w_{п.14.4} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,75 \cdot 6 \cdot 1,4 = 0,95 \text{ кН/м};$$

$$w_{п.18.8} = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 0,84 \cdot 6 \cdot 1,4 = 1,06 \text{ кН/м}.$$

В практических расчётах неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку на участках от уровня земли до низа стропильной фермы заменяют эквивалентной равномерно распределённой.

Эквивалентная равномерная нагрузка определяется из условия равенства изгибающего момента заделки от фактической ветровой нагрузки и эквивалентной:

$$M_{\text{зад.}}^{\text{факт.}} = M_{\text{зад.}}^{\text{экв.}}$$

Изгибающий момент заделки от фактической ветровой нагрузки:

$$\begin{aligned} M_{\text{зад.}}^{\text{факт.}} &= \omega_{a.5} \cdot 5 \cdot \left( \frac{5}{2} + h_{\text{базы}} \right) + \frac{\omega_{a.5} + \omega_{a.10}}{2} \cdot (10 - 5) \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot (10 - 5) + 5 + h_{\text{базы}} \right] + \frac{\omega_{a.14.4} + \omega_{a.10}}{2} \cdot (h - 10) \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot (h - 10) + 10 + h_{\text{базы}} \right] = 1,01 \cdot 5 \cdot \left( \frac{5}{2} + 0,6 \right) + \frac{1,01 + 1,31}{2} \cdot (10 - 5) \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot (10 - 5) + 5 + 0,6 \right] + \frac{1,51 + 1,31}{2} \cdot (14,4 - 10) \cdot \\ &\cdot \left[ \frac{1}{2} \cdot (14,4 - 10) + 10 + 0,6 \right] = 142,05 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка с наветренной стороны:

$$\omega_a^{\text{экв.}} = \frac{2 \cdot M_{\text{зад.}}^{\text{факт.}}}{H^2} = \frac{2 \cdot 142,05}{15^2} = 1,26 \text{ кН/м};$$

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка с подветренной стороны:

$$\omega_{п.}^{\text{экв.}} = \omega_a^{\text{экв.}} \cdot \frac{c_{п.}}{c_a} = 1,26 \cdot \frac{0,5}{0,8} = 0,79 \text{ кН/м}.$$

Ветровая нагрузка, действующая от низа стропильной фермы до верхней отметки здания, заменяется сосредоточенными силами, приложенными в узлах сопряжения фермы с колоннами.

Для наветренной стороны:

$$F_{wa} = \frac{(w_a^{14.4} + w_a^{18.8})}{2} \cdot h' = \frac{(1,51 + 1,69)}{2} \cdot 4,4 = 7,04 \text{ кН},$$

где  $h'$  – расстояние от низа стропильной фермы до верха парапета, м.

$$h' = h_{с.ф.} + h_{кр.} + h_{парап.} = 3,15 + 0,655 + 0,6 = 4,41 \approx 4,4 \text{ м},$$

где  $h_{с.ф.}$  – высота стропильной фермы, м;

$h_{покр.}$  – высота конструкции кровли (включая плиты покрытия), м;

$h_{парап.}$  – высота парапета, м.

Для подветренной стороны:

$$F_{wp} = \frac{(w_p^{14.4} + w_p^{18.8})}{2} \cdot h' = \frac{(0,95 + 1,06)}{2} \cdot 4,4 = 4,42 \text{ кН}.$$

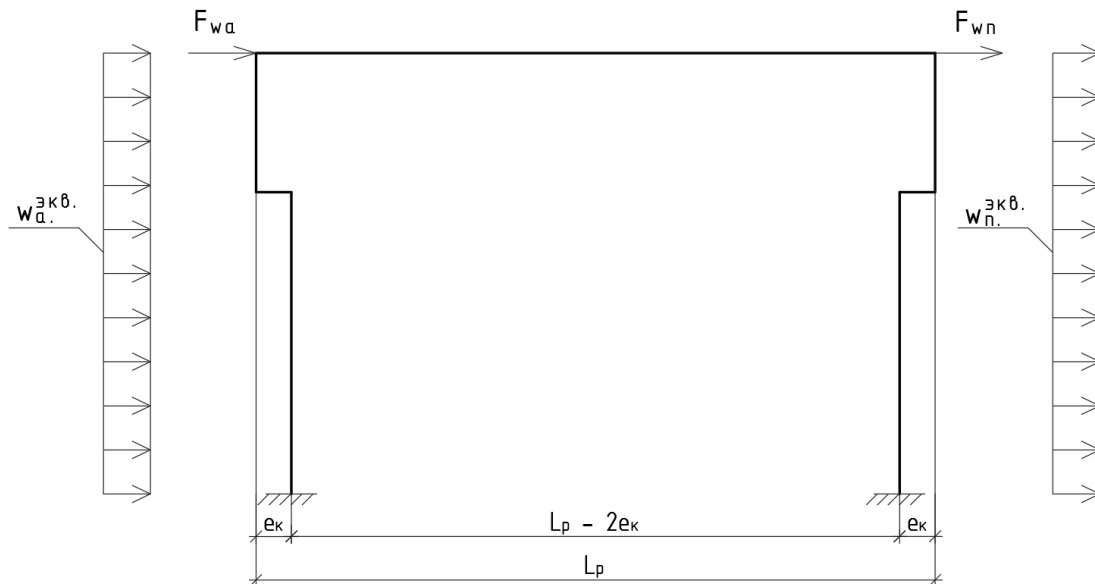


Рисунок 19 – Схема действия эквивалентной ветровой нагрузки слева

### 3.2.5 Крановая нагрузка

Вертикальная крановая нагрузка на колонны:

$$D_{max} = \gamma_f \cdot \Psi \cdot P_{II} \cdot \sum y + \gamma_{f2} \cdot B_t \cdot B \cdot Q_t,$$

$$D_{min} = \gamma_f \cdot \Psi \cdot P_{min} \cdot \sum y + \gamma_{f2} \cdot B_t \cdot B \cdot Q_t,$$

где  $\gamma_f, \gamma_{f2}$  – коэффициенты надежности по нагрузке; для крановой нагрузки  $\gamma_f = 1,2$ ; для монтажной нагрузки  $\gamma_{f2} = 1,3$ ;

$\Psi$  – коэффициент сочетания воздействия кранов, при наличии двух кранов групп режимов работы 1К – 6К  $\Psi = 0,85$ ; [1, п. 9.18];

$B_t$  – ширина тормозной балки или ремонтной площадки, м;  $B_t = b_n = 1$  м;

$Q_t$  – нормативная нагрузка на тормозную балку;  $Q_t = 1,5$  кН/м<sup>2</sup>;

$\sum y$  – сумма ординат линий влияния опорных реакций смежных подкрановых балок;

$P_n$  – нормативное значение максимального давления колеса мостового крана на подкрановый рельс, кН, [5, табл. 2];

$P_n$  – значение минимального давления колеса мостового крана на подкрановый рельс, кН.

$$P_{min} = \frac{(Q + G_k)}{N_0} - P_n = \frac{(200 + 255)}{2} - 180 = 47,5 \text{ кН,}$$

где  $Q$  – грузоподъемность мостового крана, кН, [5, табл. 2];

$G_k$  – вес крана с тележкой, кН, [5, табл. 2];

$N_0$  – число колес на одной стороне мостового крана.

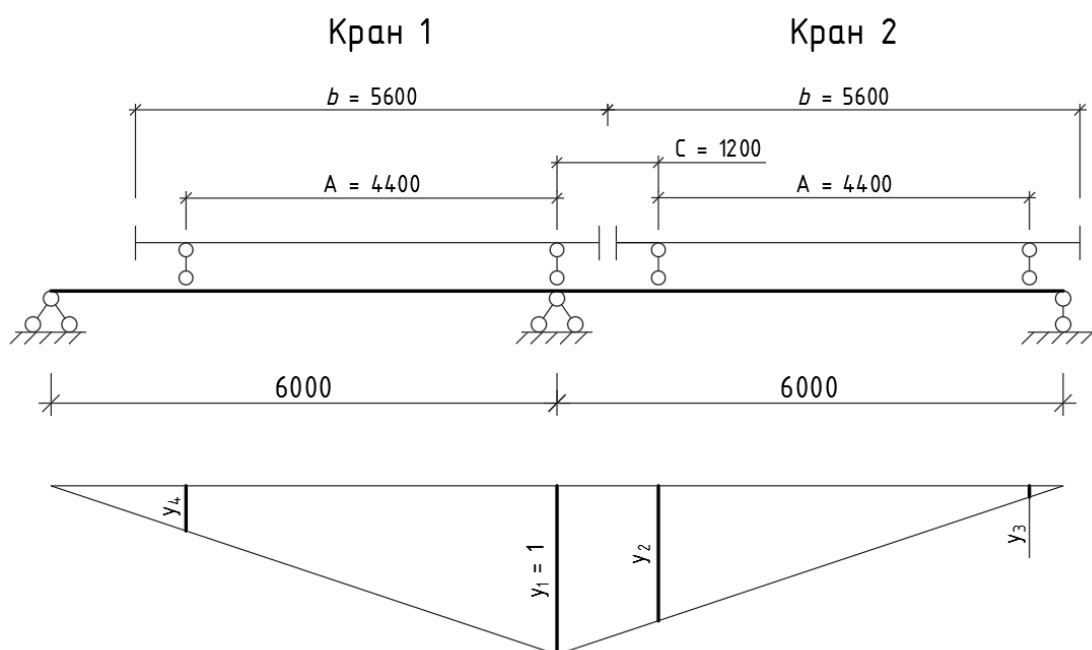


Рисунок 20 – Схема к определению ординат линий влияний

$$y_1 = 1;$$

$$y_2 = \frac{y_1 \cdot (6 - 1,2)}{6} = \frac{1 \cdot 4,8}{6} = 0,8;$$

$$y_3 = \frac{y_1 \cdot (6 - 5,6)}{6} = \frac{1 \cdot 0,4}{6} = 0,067;$$

$$y_4 = \frac{y_1 \cdot (6 - 4,4)}{6} = \frac{1 \cdot 1,6}{6} = 0,27;$$

$$\sum y = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 = 1 + 0,8 + 0,067 + 0,27 = 2,14;$$

$$D_{max} = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 180 \cdot 2,14 + 1,3 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 1,5 = 404,6 \text{ кН};$$

$$D_{min} = 1,2 \cdot 0,85 \cdot 47,5 \cdot 2,14 + 1,3 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 1,5 = 115,38 \text{ кН}.$$

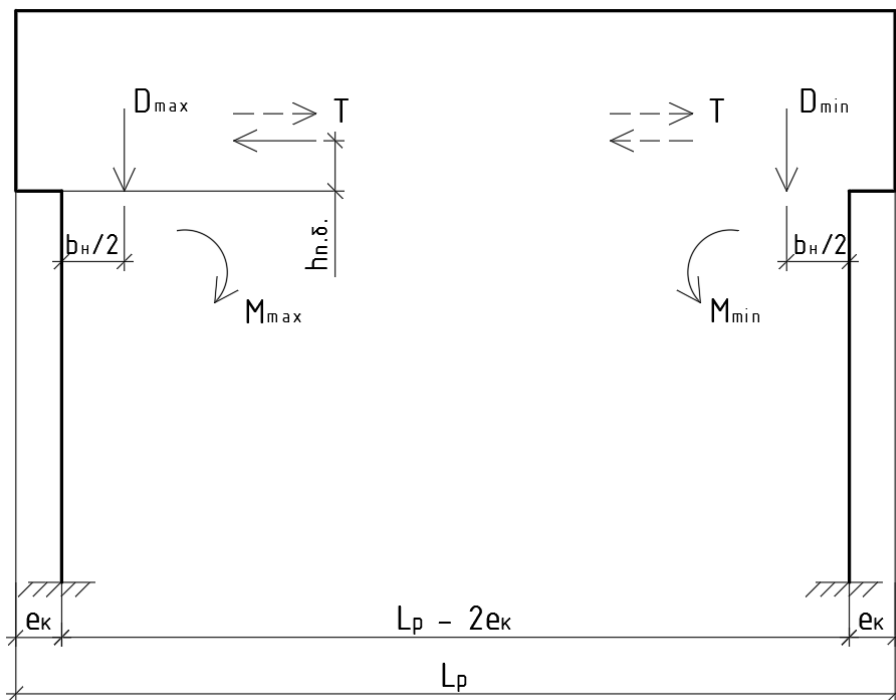


Рисунок 21 – Расчетная схема действия крановой нагрузки

Изгибающие моменты от крановой нагрузки:

$$M_{max} = D_{max} \cdot e = 1137,44 \cdot 0,5 = 202,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{min} = D_{min} \cdot e = 115,38 \cdot 0,5 = 57,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $e$  – эксцентриситет приложения вертикальной крановой нагрузки, м;

$$e = \frac{b_H}{2} = \frac{1}{2} = 0,5 \text{ м}.$$

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетания  $\Psi = 0,85$ :

$$T = T_0 \cdot \sum y \cdot \Psi \cdot \gamma_f = 6,58 \cdot 2,14 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 14,35 \text{ кН},$$

где  $T_0$  – нормативная горизонтальная нагрузка от торможения тележки крана в поперечном направлении здания, приходящаяся на одно колесо крана:

$$T_0 = \frac{0,05 \cdot (Q + G_T)}{N_0} = \frac{0,05 \cdot (200 + 63)}{2} = 6,58 \text{ кН},$$

где  $G_T$  – вес тележки, кН.

### 3.3 Статический расчет поперечной рамы

#### 3.3.1 Исходные данные для статического расчета

Исходные данные, используемые при статическом расчете рамы приведены в таблице 7.

Таблица 7 – Исходные данные для расчета

Исходные данные	Значение	Единицы измерения
1	2	3
Пролет здания	24	м
Длина температурного блока	96	м
Шаг колонн	6	м
Высота колонны	15	м
Привязка колонны к разбивочной оси	0	м
Ширина надкрановой части колонны	0,5	м
Ширина подкрановой части колонны	1	м
Высота надкрановой части колонны	4,02	м
Вертикальное давление на раму ( $D_{\max}$ )	404,6	кН

Продолжение таблицы 7

1	2	3
Вертикальное давление на раму ( $D_{\min}$ )	115,38	кН
Постоянная нагрузка: погонная на ригель от надкрановой части колонны от подкрановой части колонны от веса подкрановых конструкций	18,6	кН/м
	8	кН
	25	кН
	10	кН
Снеговая погонная нагрузка	16,8	кН/м
Горизонтальное давление на колонну (Т)	14,35	кН
Грузоподъёмность крана	200/50	кН
Активная сосредоточенная нагрузка от ветра	7,04	кН
Активная погонная нагрузка от ветра	1,26	кН/м
Пассивная сосредоточенная нагрузка от ветра	4,42	кН
Пассивная погонная нагрузка от ветра	0,79	кН/м
Отношение жесткостей подкрановой части колонны к надкрановой части	6	
Отношение жесткостей ригеля и надкрановой части колонны	30	
Эксцентриситет опирания ригеля	0,25	м
Высота подкрановой балки	0,5	м
Давление колеса на рельс	180	кН
Вес стеновых панелей и остекления на уровне надкрановой части колонны	17,42	кН
Вес стеновых панелей и остекления на уровне подкрановой части колонны	23,04	кН
Эксцентриситет приложения нагрузки от веса стеновых панелей и остекления в надкрановой части колонны	0,34	м
Эксцентриситет приложения нагрузки от веса стеновых панелей и остекления в надкрановой части колонны	0,59	м

При расчете также учтено:

число мостовых кранов – 2;

сопряжение колонн и ригеля – жесткое;

сейсмические нагрузки – не действуют;

пространственная работа каркаса – учитывается;

кровля – жесткая;

стены – навесные.

### 3.3.2 Внутренние усилия в раме

Результаты статического расчета приведены в таблице 8.

Таблица 8 – Внутренние усилия в сечениях рамы

№ п/п	Вид нагрузки	№ сечения	Коэфф. сочетания	M, кН · м	N, кН	Q, кН
1	2	3	4	5	6	7
1	Постоянная	1-1	1	-110.226	-218.55	-9.29371
		2-2	1	-72.8653	-226.55	-9.29371
		3-3	1	-21.2278	-236.55	-9.29371
		4-4	1	80.8171	-261.55	-9.29371
		5-5	1	-110.226	-218.55	9.29371
		6-6	1	-72.8653	-226.55	9.29371
		7-7	1	-21.2278	-236.55	9.29371
		8-8	1	80.8171	-261.55	9.29371
		9-9	1	-55.5886	-9.29371	218.55
		10-10	1	-55.5886	-9.29371	-218.55
2	Снеговая	1-1	1	-99.271	-197.4	-8.12918
		2-2	1	-66.5917	-197.4	-8.12918
		3-3	1	-17.2417	-197.4	-8.12918
		4-4	1	72.0168	-197.4	-8.12918

Продолжение таблицы 8

1	2	3	4	5	6	7
		5-5	1	-99.271	-197.4	8.12918
		6-6	1	-66.5917	-197.4	8.12918
		7-7	1	-17.2417	-197.4	8.12918
		8-8	1	72.0168	-197.4	8.12918
		9-9	1	-49.921	-8.12918	197.4
		10-10	1	-49.921	-8.12918	-197.4
3	Вертик. от кранов ( $D_{\max}$ на левой стойке)	1-1	1	36.0902	4.2476	-6.19923
		2-2	1	61.0111	4.2476	-6.19923
		3-3	1	-141.289	-400.352	-6.19923
		4-4	1	-73.2214	-400.352	-6.19923
		5-5	1	-63.7283	-4.2476	19.2404
		6-6	1	13.6179	-4.2476	19.2404
		7-7	1	-44.0721	-119.628	19.2404
		8-8	1	167.187	-119.628	19.2404
		9-9	1	35.0283	-12.7198	-4.2476
		10-10	1	-62.6664	-12.7198	-4.2476
4	Вертик. от кранов ( $D_{\max}$ на правой стойке)	1-1	1	-63.7283	-4.2476	-19.2404
		2-2	1	13.6179	-4.2476	-19.2404
		3-3	1	-44.0721	-119.628	-19.2404
		4-4	1	167.187	-119.628	-19.2404
		5-5	1	36.0902	4.2476	6.19923
		6-6	1	61.0111	4.2476	6.19923
		7-7	1	-141.289	-400.352	6.19923
		8-8	1	-73.2214	-400.352	6.19923
		9-9	1	-62.6664	-12.7198	4.2476
		10-10	1	35.0283	-12.7198	4.2476



Продолжение таблицы 8

1	2	3	4	5	6	7
5	Горизонт. от кранов (Т на левой стойке)	1-1	1	-49.2454	-3.36361	-17.8997
		2-2	1	15.5365	-3.36361	-3.54973
		3-3	1	15.5365	-3.36361	-3.54973
		4-4	1	54.5125	-3.36361	-3.54973
		5-5	1	29.7994	3.36361	-6.8938
		6-6	1	2.08632	3.36361	-6.8938
		7-7	1	2.08632	3.36361	-6.8938
		8-8	1	-73.6076	3.36361	-6.8938
		9-9	1	-152.927	-5.50296	3.36361
		10-10	1	133.481	-5.50296	3.36361
6	Горизонт. от кранов (Т на правой стойке)	1-1	1	29.7994	3.36361	6.8938
		2-2	1	2.08632	3.36361	6.8938
		3-3	1	2.08632	3.36361	6.8938
		4-4	1	-73.6076	3.36361	6.8938
		5-5	1	-49.2454	-3.36361	17.8997
		6-6	1	15.5365	-3.36361	3.54973
		7-7	1	15.5365	-3.36361	3.54973
		8-8	1	54.5125	-3.36361	3.54973
		9-9	1	133.481	-5.50296	-3.36361
		10-10	1	-152.927	-5.50296	-3.36361
7	Ветровая (ветер слева направо)	1-1	1	39.639	3.57702	4.19664
		2-2	1	12.5875	3.57702	9.26184
		3-3	1	12.5875	3.57702	9.26184
		4-4	1	-165.061	3.57702	23.0966
		5-5	1	-44.421	-3.57702	7.26336
		6-6	1	-8.83891	-3.57702	10.4392

Продолжение таблицы 8

1	2	3	4	5	6	7
		7-7	1	-8.83891	-3.57702	10.4392
		8-8	1	153.404	-3.57702	19.1134
		9-9	1	38.7448	-2.84336	-3.57702
		10-10	1	-43.5267	-2.84336	-3.57702
8	Ветровая (ветер справа налево)	1-1	1	-44.421	-3.57702	-7.26336
		2-2	1	-8.83891	-3.57702	-10.4392
		3-3	1	-8.83891	-3.57702	-10.4392
		4-4	1	153.404	-3.57702	-19.1134
		5-5	1	39.639	3.57702	-4.19664
		6-6	1	12.5875	3.57702	-9.26184
		7-7	1	12.5875	3.57702	-9.26184
		8-8	1	-165.061	3.57702	-23.0966
		9-9	1	-43.5267	-2.84336	3.57702
		10-10	1	38.7448	-2.84336	3.57702

Примечание: положительное значение момента – внутри рамы.

### 3.3.3 Расчетные сочетания усилий (основное сочетание)

Расчетные сочетания усилий (основное сочетание) приведены в таблице 9.

Таблица 9 – Расчетные сочетания усилий (основное сочетание)

№ сечения	Экстремаль. усилие	Экстремаль. путь	M, кН · м	N, кН	Q, кН
1	2	3	4	5	6
1-1	M <sub>max</sub>	1,7,3,5-	2.25107	-208.481	5.01372

Продолжение таблицы 9

1	2	3	4	5	6
	$M_{\min}$	1,2,4,5,8	-341.225	-406.279	-56.5731
	$N_{\max}$	1,7,3,6	-15.2503	-208.481	-4.89161
	$N_{\min}, M>0$	1,7,3,5-	2.25107	-208.481	5.01372
	$N_{\min}, M<0$	1,2,4,5,8	-341.225	-406.279	-56.5731
	$Q_{\max}$	1,7,3,5-	2.25107	-208.481	5.01372
	$Q_{\min}$	1,2,4,5,8	-341.225	-406.279	-56.5731
2-2	$M_{\max}$	1,7,3,5	7.35619	-222.535	-9.73211
	$M_{\min}$	1,2,4,5-,8	-142.48	-408.225	-40.1268
	$N_{\max}$	1,7,3,6	-4.74899	-216.481	-0.33293
	$N_{\min}, M>0$	1,7,3,5	7.35619	-222.535	-9.73211
	$N_{\min}, M<0$	1,8,4,5-	-82.5471	-230.565	-32.8105
	$Q_{\max}$	1,7	-60.2779	-222.973	-0.03187
	$Q_{\min}$	1,2,4,6-,8	-130.374	-414.279	-49.526
3-3	$M_{\max}$	1,7	-8.6404	-232.973	-0.03187
	$M_{\min}$	1,2,3,5-,8	-185.843	-774.719	-28.3898
	$N_{\max}$	1,7	-8.6404	-232.973	-0.03187
	$N_{\min}, M>0$	—	—	—	—
	$N_{\min}, M<0$	1,8,4,5-	-82.8306	-344.407	-32.8105
	$Q_{\max}$	1,7	-8.6404	-232.973	-0.03187
	$Q_{\min}$	1,2,4,6-,8	-86.2429	-528.121	-49.526
4-4	$M_{\max}$	1,2,4,6-,8	500.411	-553.121	-57.3327
	$M_{\min}$	1,7,3,6	-199.884	-615.621	12.1184
	$N_{\max}$	1,7	-84.2436	-257.973	13.8029
	$N_{\min}, M>0$	1,8,4,6-	435.596	-375.461	-50.0165
	$N_{\min}, M<0$	1,7	-84.2436	-257.973	13.8029
	$Q_{\max}$	1,7	-84.2436	-257.973	13.8029

Продолжение таблицы 9

1	2	3	4	5	6
	$Q_{\min}$	1,2,4,6-,8	500.411	-553.121	-57.3327
9-9	$M_{\max}$	1,7,3,5-	148.442	-18.3479	208.481
	$M_{\min}$	1,2,4,5,8	-333.726	-35.5695	406.279
	$N_{\max}$	1	-55.5886	-9.29371	218.55
	$N_{\min}, M>0$	1,7,3,5-	148.442	-18.3479	208.481
	$N_{\min}, M<0$	1,2,4,5,8	-333.726	-35.5695	406.279
	$Q_{\max}$	1,2	-105.51	-17.4229	415.95
	$Q_{\min}$	1,7,3,6	130.94	-28.2532	208.481
10-10	$M_{\max}$	1,8,4,6-	148.442	-18.3479	-208.481
	$M_{\min}$	1,2,3,6,7	-333.726	-35.5695	-406.279
	$N_{\max}$	1	-55.5886	-9.29371	-218.55
	$N_{\min}, M>0$	1,8,4,6-	148.442	-18.3479	-208.481
	$N_{\min}, M<0$	1,2,3,6,7	-333.726	-35.5695	-406.279
	$Q_{\max}$	1,8,4,5	130.94	-28.2532	-208.481
	$Q_{\min}$	1,2	-105.51	-17.4229	-415.95

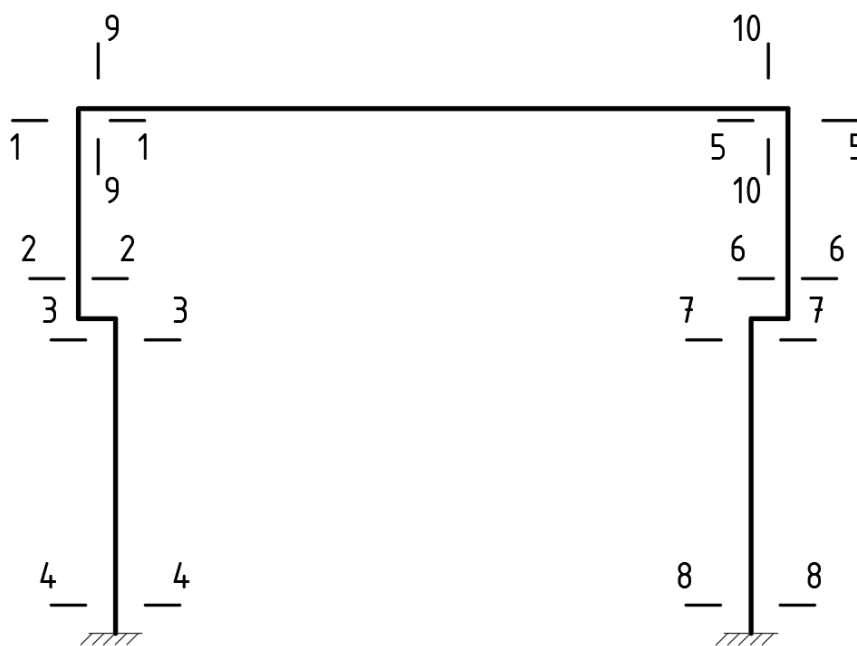


Рисунок 22 – Схема расположения расчетных сечений рамы

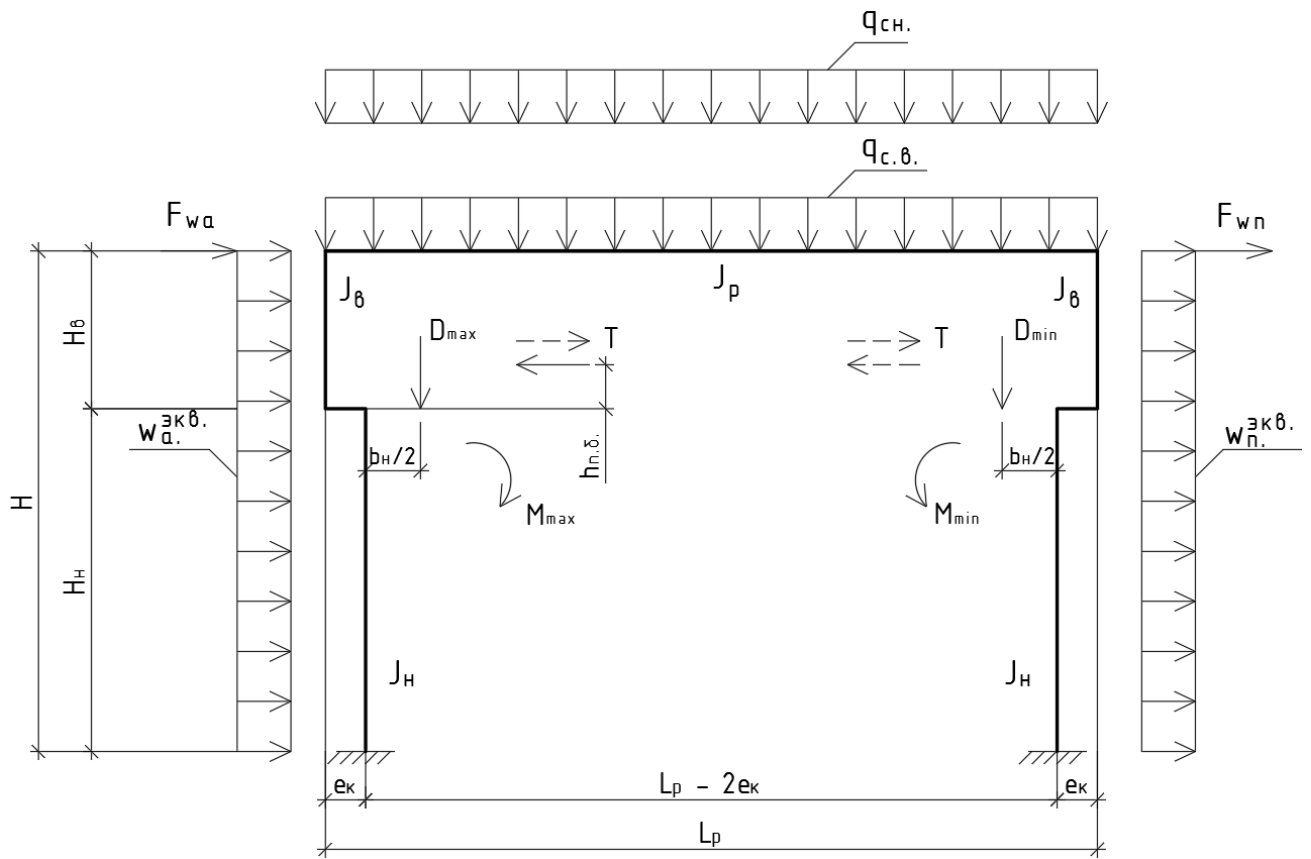


Рисунок 23 – Расчётная схема рамы

### 3.4 Расчет подкрановой балки

#### 3.4.1 Определение расчетных нагрузок от колес крана

Пролет подкрановой балки равен шагу рам и составляет 6 м.

На подкрановую балку действует вертикальное давление и горизонтальная нагрузка, которые передаются в местах опирания мостового крана.

Все нагрузки определяются от двух сближенных кранов наибольшей грузоподъемности.

Так как крановая нагрузка носит динамичный характер, то максимальный изгибающий момент и поперечная сила определяются по правилу Винклера.

Расчетное вертикальное давление колес крана:

$$F_k = F_k^H \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot k_g = 180 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 220,32 \text{ кН},$$

где  $F_k^H$ , – нормативные значения вертикального давления колес мостового крана на крановый рельс, кН, [5, табл. 2];

$\gamma_f = 1,2$  – коэффициент надежности по нагрузке, [1, п 9.8];

$\Psi = 0,85$  – коэффициент сочетания для двух кранов режима работы 5К, [6, п 9.18];

$k_g = 1,2$  – коэффициент динамичности, [1, п 9.10] .

Горизонтальная нагрузка:

$$T_k = T_k^H \cdot \gamma_f \cdot \Psi \cdot k_g = 11,38 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 1,2 = 13,93 \text{ кН},$$

где  $T_k^H$  – нормативное значение горизонтальной нагрузки:

$$T_k^H = f \cdot \frac{Q + G_{кр}}{N_0} = 0,05 \cdot \frac{200 + 255}{2} = 11,38 \text{ кН},$$

где  $f = 0,05$  – коэффициент трения при гибком подвесе, [6, п 9.4];

$Q$  – грузоподъемность крана, кН, [5, таб. 2];

$G_{кр}$  – масса крана, кН, [5, таб. 2];

$N_0$  – число колес на одной стороне крана.

### 3.4.2 Определение расчетных усилий

#### 3.4.2.1 Определение положения равнодействующей силы

Определение положения равнодействующей силы из условия, что сумма моментов всех сил относительно первого колеса равна нулю:

$$X_c = \frac{F_k \cdot x_1}{R} = \frac{220,32 \cdot 1,2}{440,64} = 0,6 \text{ м,}$$

где  $F_k$  – расчетное значение вертикального давления колес крана, кН;

$x_1$  – расстояние от первого колеса до второго, м;

$R$  – равнодействующая сила системы грузов (колес):

$$R = 2 \cdot F_k = 2 \cdot 220,32 = 440,64 \text{ кН.}$$

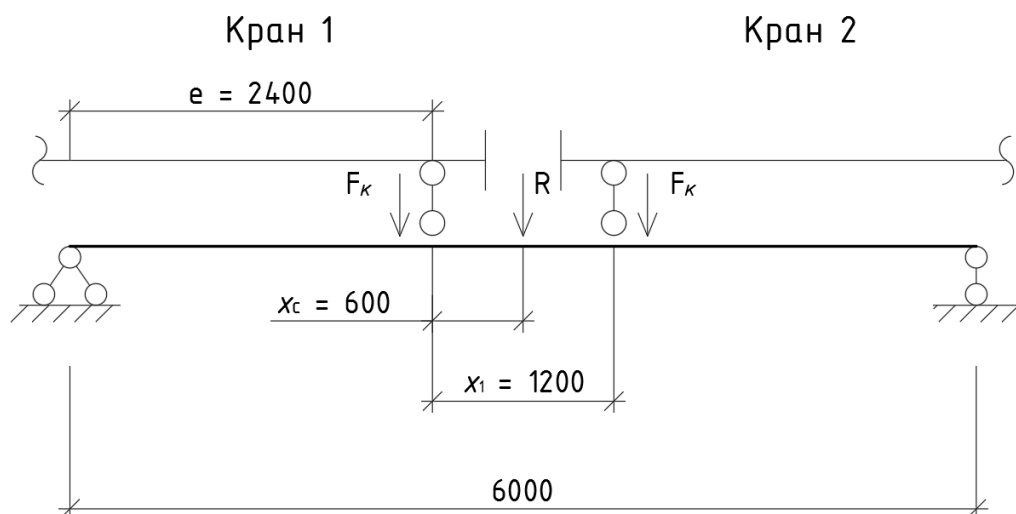


Рисунок 24 – К определению критического колеса

Для нахождения критического колеса определяются расстояния между равнодействующей силой и ближайшими к ней колесами. Ближайшими к равнодействующей силе являются колеса 1 и 2.

$$b_1 = x_c = 0,6 \text{ м;}$$

$$b_2 = x_1 - x_c = 1,2 - 0,6 = 0,6 \text{ м.}$$

Так как первое и второе колеса находятся на одинаковом расстоянии от равнодействующей силы системы, в качестве критического груза может быть выбрано любое из этих колес.

Принимаем в качестве критического первое колесо.

### 3.4.2.2 Проверка правильности расстановки колес на балке

Так как критическое колесо расположено левее равнодействующей силы, то расстояние «e» отмеряется от левой опоры.

$$\sum F_{\text{л}} + F_{\text{кр}} \geq \frac{e}{l} \cdot \sum F ;$$
$$\sum F_{\text{л}} < \frac{e}{l} \cdot \sum F ,$$

где  $\sum F_{\text{л}}$  – сумма грузов, находящихся слева от критического, кН;

$F_{\text{кр}}$  – критический груз, кН;

$e$  – расстояние от левой опоры до критического колеса, см;

$l$  – пролет подкрановой балки, см;

$\sum F$  – сумма всех грузов на подкрановой балке, кН.

$$220,32 \geq \frac{270}{600} \cdot 440,64,$$

$$220,32 \text{ кН} > 198,29 \text{ кН};$$

Условие выполняется.

$$0 < \frac{270}{600} \cdot 440,64,$$

$$0 \text{ кН} < 198,29 \text{ кН};$$

Условие выполняется.

Так как все условия проверки выполняются, данная расстановка из двух колес является правильной.



### 3.4.2.3 Определение наибольшего изгибающего момента и соответствующей поперечной силы

Максимально возможный изгибающий момент в подкрановой балке возникает в том случае, когда равнодействующая всех грузов (колес) и критическое колесо равноудалены от середины пролета подкрановой балки.

Максимальный изгибающий момент (под первым колесом):

$$M_{max} = M_1 = R_A \cdot a_1 = 198,29 \cdot 2,7 = 535,38 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $a_1$  – расстояние от критического колеса до опоры «А», м;

$R_a$  – реакция опоры «А», кН.

Реакция опоры «А» определяется из условия, что сумма моментов всех сил относительно опоры «В» равна нулю:

$$R_A = \frac{F_k \cdot d_1 + F_k \cdot d_2}{l} = \frac{220,32 \cdot 3,3 + 220,32 \cdot 2,1}{6} = 198,29 \text{ кН},$$

где  $F_k$  – вертикальное давление колес, кН;

$d_1, d_2$  – расстояния от  $i$ -ого колеса до опоры «В», м;

$l$  – пролет подкрановой балки, м.

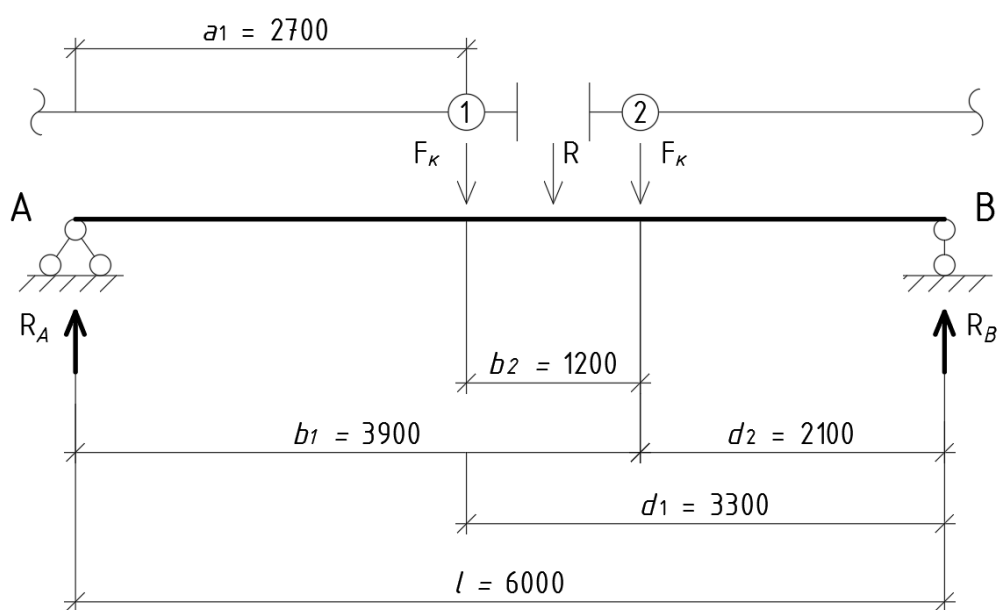


Рисунок 25 – К определению реакций опор подкрановой балки

Изгибающий момент под вторым колесом:

$$M_2 = R_A \cdot b_1 - F_k \cdot b_2 = 198,29 \cdot 3,9 - 220,32 \cdot 1,2 = 508,95 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

где  $b_1$  – расстояние от опоры «А» до рассматриваемого сечения, м;

$b_2$  – расстояние от 1-ого колеса до рассматриваемого сечения, м.

Реакция опоры «В» определяется из условия, что сумма всех сил относительно оси «У» равна нулю:

$$R_B = R - R_A = 440,64 - 198,29 = 242,35 \text{ кН}.$$

Соответствующая поперечная сила под каждым из колес:

$$Q_1 = Q_{\text{соотв}} = R_A = 198,29 \text{ кН};$$

$$Q_2 = R_A - F_k = 198,29 - 220,32 = -22,03 \text{ кН};$$

$$Q_3 = -R_B = -242,35 \text{ кН}.$$

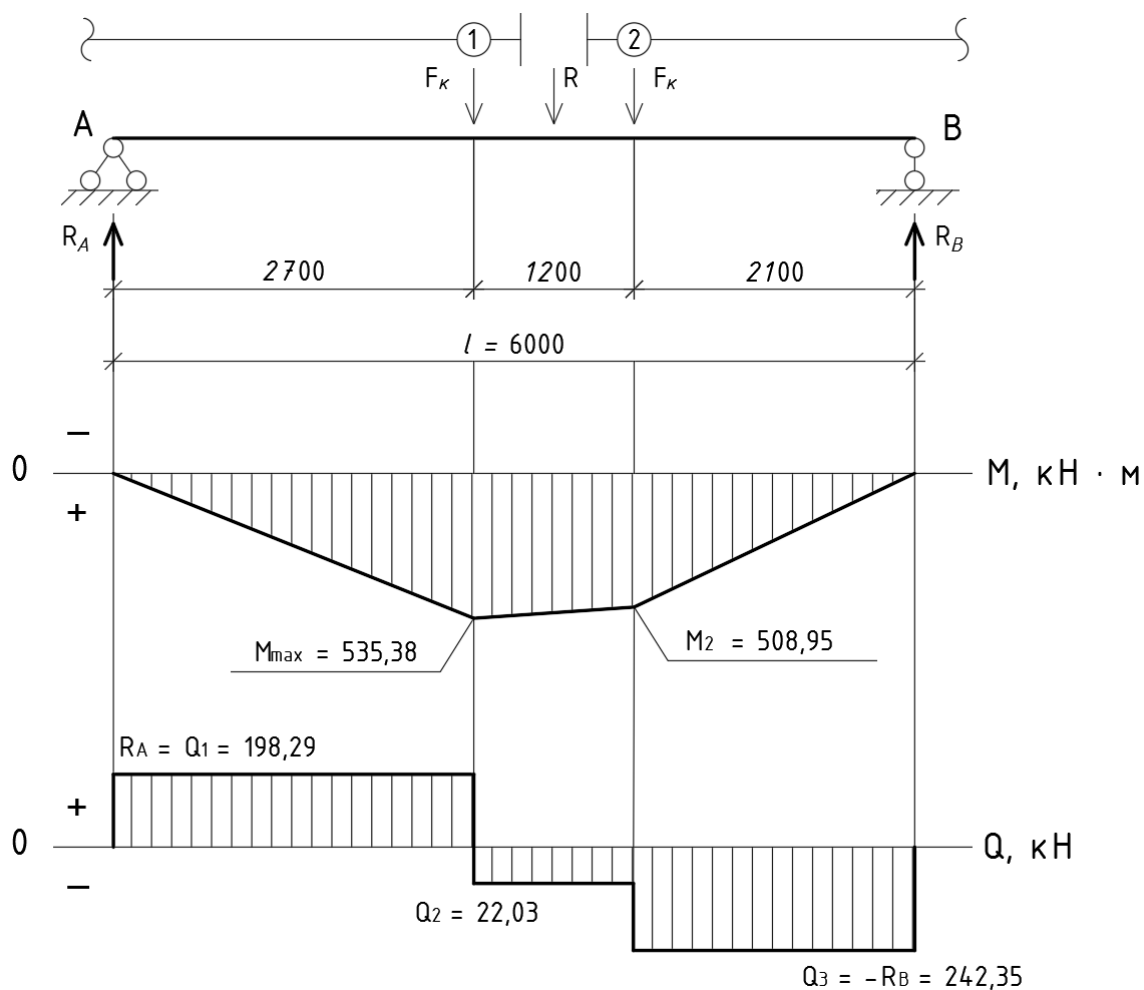


Рисунок 26 – Эпюры моментов и поперечных сил в подкрановой балке

### 3.4.2.4 Определение максимальной поперечной силы

Максимальная поперечная сила будет возникать в том случае, когда один из грузов (одно из колес) будет находиться на опоре, а в пролете будут находиться как можно больше грузов (колес) и располагаться они будут по возможности как можно ближе к той же опоре, на которой находится критический груз (колесо).

Максимальная поперечная сила:

$$Q_{max} = R_A = 411,26 \text{ кН.}$$

Реакция опоры «А» определяется из условия, что сумма моментов всех сил относительно опоры «В» равна нулю:

$$R_A = \frac{F_k \cdot l + F_k \cdot x_1 + F_k \cdot x_2}{l} = \frac{220,32 \cdot 6 + 220,32 \cdot 4,8 + 220,32 \cdot 0,4}{6} = 411,26 \text{ кН,}$$

где  $x_1, x_2$  – расстояния от  $i$ -ого колеса до опоры «В», м.

Реакция опоры «В» определяется из условия, что сумма всех сил относительно оси «У» равна нулю:

$$R_B = R_A - 3 \cdot F_k = 411,26 - 3 \cdot 220,32 = -249,7 \text{ кН.}$$

Поперечная сила под первым колесом:

$$Q_1 = R_A - F_k = 411,26 - 220,32 = 190,94 \text{ кН.}$$

Поперечная сила под вторым колесом:

$$Q_2 = R_A - 2 \cdot F_k = 411,26 - 2 \cdot 220,32 = -29,38 \text{ кН.}$$

Поперечная сила под третьим колесом:

$$Q_3 = R_A - 3 \cdot F_k = 411,26 - 3 \cdot 220,32 = -249,7 \text{ кН.}$$

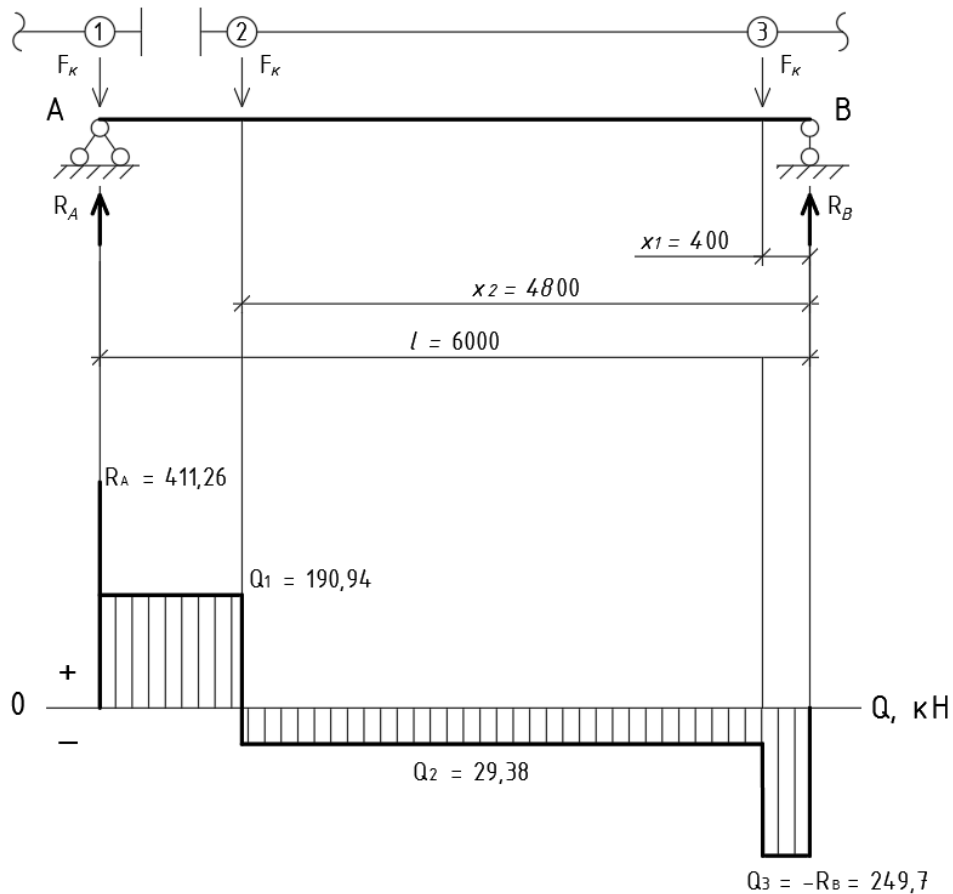


Рисунок 27 – К определению максимальной поперечной силы

### 3.4.2.5 Определение расчетных усилий в подкрановой балке

Расчетная поперечная сила от вертикальной нагрузки:

$$Q_x = Q_{max} \cdot \alpha = 411,26 \cdot 1,05 = 431,82 \text{ кН},$$

где  $\alpha = 1,05$  – коэффициент, учитывающий собственный вес подкрановой балки;

$Q_{max}$  – максимальная поперечная сила, кН.

Расчетный изгибающий момент от вертикальной нагрузки:

$$M_x = M_{max} \cdot \alpha = 535,38 \cdot 1,05 = 562,15 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где  $M_{max}$  – максимальный момент от критического груза (колеса), кН · м.

Расчетная поперечная сила от горизонтальной поперечной нагрузки:

$$Q_y = Q_{max} \cdot \frac{T_k}{F_k} = 411,26 \cdot \frac{13,93}{220,32} = 26 \text{ кН},$$

где  $T_k$  – горизонтальная нагрузка от колес мостового крана, кН.

Расчетный изгибающий момент от горизонтальной поперечной нагрузки:

$$M_y = M_{max} \cdot \frac{T_k}{F_k} = 535,38 \cdot \frac{13,93}{220,32} = 33,85 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

### 3.4.3 Подбор сечения подкрановой балки

Исходя из группы конструкции (первая группа) и климатического района (II<sub>5</sub>) принимаем марку стали С255, [6, табл. 50\*]. Для принятой марки стали, приняв предварительную толщину пояса подкрановой балки  $t_f = 14$  мм, расчетное сопротивление при толщине проката 10 ÷ 20 мм составляет  $R_y = 24$  кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*].

#### 3.4.3.1 Определение высоты подкрановой балки

Высота подкрановой балки определяется по двум условиям: по прочности –  $h_{\text{опт}}$  и по жесткости –  $h_{\text{min}}$ .

По условию прочности определяем требуемый момент сопротивления балки:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_x}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56215}{24 \cdot 1} = 2342,3 \text{ см}^3,$$

где  $M_x$  – расчетный изгибающий момент от вертикальной нагрузки, кН · м;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, [6, табл. 6\*].

Ориентировочная высота подкрановой балки  $h$ :

$$\left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot l = \frac{1}{12} \cdot 6000 = 500 \text{ мм},$$

Ориентировочная толщина стенки  $t_w$ :

$$t_w = 6 + \frac{3 \cdot h}{1000} = 6 + \frac{3 \cdot 500}{1000} = 7,5 \text{ мм},$$

Принимаем  $t_w = 8$  мм;

Оптимальная высота подкрановой балки:

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}} = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2342,3}{0,8}} = 64,9 \text{ см},$$

где  $k = 1,2$  – коэффициент для сварных балок;

Толщина стенки должна удовлетворять условиям:

$$\begin{cases} t_w \geq 0,8 \text{ см}, \\ t_w \geq \frac{h_w}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}; \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 0,8 \text{ см} = 0,8 \text{ см}, \\ 0,8 \text{ см} > \frac{47,2}{5,5} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,3 \text{ см}. \end{cases}$$

Минимальная высота подкрановой балки:

$$h_{\text{min}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y \cdot l}{E \cdot \left[\frac{f}{l}\right]} \cdot \frac{\sum q^H}{\sum q} = \frac{5}{24} \cdot \frac{24 \cdot 600}{2,06 \cdot 10^4 \cdot \left[\frac{1}{400}\right]} \cdot \frac{180}{220,32} = 47,6 \text{ см},$$

где  $\frac{\sum q^H}{\sum q}$  – отношение нормативных нагрузок к расчетным;

$\left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{400}$  – предельно допустимый относительный прогиб;

$E$  – модуль упругости стали, кН/см<sup>2</sup>;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*];

$l$  – пролет подкрановой балки, см.

Принимаем  $h = 50$  см

$$\begin{cases} h_{\text{min}} \leq h, \\ h \approx h_{\text{опт}}; \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 47,6 \text{ см} < 50 \text{ см}, \\ 50 \text{ см} \approx 64,5 \text{ см}. \end{cases}$$

### 3.4.3.2 Определение размеров поясов

Требуемый момент инерции подкрановой балки:

$$J_{\text{тр}} = W_{\text{тр}} \cdot \frac{h}{2} = 2342,3 \cdot \frac{50}{2} = 57557,5 \text{ см}^4,$$

где  $W_{\text{тр}}$  – требуемый момент сопротивления подкрановой балки, см<sup>3</sup>;

$h$  – высота подкрановой балки, см.

Момент инерции поясов:

$$J_f = J_{\text{тр}} - J_w = 57557,5 - 7010,27 = 50547,23 \text{ см}^4,$$

где  $J_{\text{тр}}$  – требуемый момент инерции подкрановой балки, см<sup>4</sup>;

$J_w$  – момент инерции стенки подкрановой балки:

$$J_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{0,8 \cdot 47,2^3}{12} = 7010,27 \text{ см}^4,$$

где  $h_w$  – высота стенки подкрановой балки, см;

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 50 - 2 \cdot 1,4 = 47,2 \text{ см},$$

где  $t_f$  – толщина пояса подкрановой балки, см.

Площадь поясного листа:

$$A_f = 2 \cdot \frac{J_f}{h_0^2} = 2 \cdot \frac{50547,23}{48,6^2} = 42,8 \text{ см}^2,$$

где  $h_0$  – расстояние между центрами тяжести поясов подкрановой балки, см;

$$h_0 = h - 2 \cdot \frac{t_f}{2} = 50 - 2 \cdot \frac{1,4}{2} = 48,6 \text{ см}.$$

Ширина пояса:

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{42,8}{1,4} = 30,6 \text{ см},$$

Из условия крепления к подкрановой балке тормозного листа и кранового рельса принимаем  $b_f = 340$  мм.

Принимаемые размеры полки должны удовлетворять условиями:

$$\begin{cases} t_f \geq t_w, \\ t_f \leq 3 \cdot t_w; \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 14 \text{ мм} > 8 \text{ мм}, \\ 14 \text{ мм} < 3 \cdot 8 = 24 \text{ мм}. \end{cases}$$
$$\begin{cases} b_f \geq b_f^{\text{min}} = 340 \text{ мм}, \\ b_f \leq 600 \text{ мм}; \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} 340 \text{ мм} = 340 \text{ мм}, \\ 340 \text{ мм} < 600 \text{ мм}. \end{cases}$$

В сжатом поясе должна быть обеспечена местная устойчивость свеса, поэтому гибкость свеса сравнивается с допустимой гибкостью:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right],$$

где  $t_f$  – толщина полки, см;

$\left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right]$  – допустимая гибкость, [6, табл. 30]:

$$\left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right] = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 14,65;$$

$b_{ef}$  – свес полки:

$$b_{ef} = \frac{(b_f - t_w)}{2} = \frac{(34 - 0,8)}{2} = 16,6 \text{ см.}$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{16,6}{1,4} = 11,86;$$

$$11,86 < 14,65.$$

Местная устойчивость обеспечена.

### 3.4.3.3 Выбор элементов тормозной балки

Тормозная балка состоит из верхнего пояса подкрановой балки, горизонтального листа рифленой стали толщиной  $t_{л} = 6$  мм и швеллера № 16.



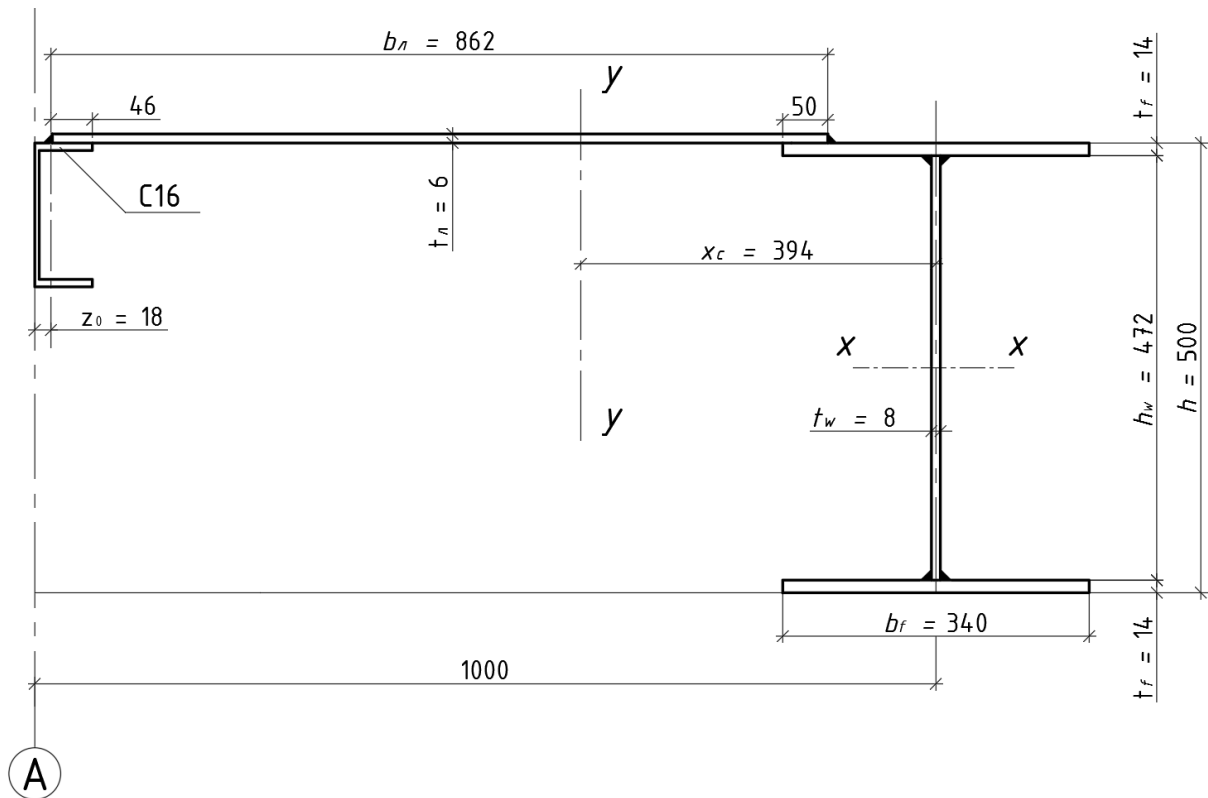


Рисунок 28 – Сечение подкрановой конструкции

### 3.4.3.4 Определение геометрических характеристик подкрановых конструкций

Геометрические характеристики сечения швеллера № 16 согласно ГОСТ 8240-89:

$J_x = 747 \text{ см}^4$ ;  $J_y = 63,3 \text{ см}^4$ ;  $h = 160 \text{ мм}$ ;  $b = 64 \text{ мм}$ ;  $t_w = 5 \text{ мм}$ ;  $t_f = 8,4 \text{ мм}$ ;  $z_0 = 1,8 \text{ см}$ ;  $A = 18,1 \text{ см}^2$ ;  $W_x = 93,4 \text{ см}^3$ ;  $i_x = 7,24 \text{ см}$ ;  $S_x = 54,1 \text{ см}^3$ .

Определение центра тяжести тормозной балки относительно оси подкрановой балки:

$$x_c = \frac{\sum S_y}{\sum A} = \frac{A_{\text{шв}} \cdot (b_{\text{л}} + 0,5 \cdot b_f - 5) + b_{\text{л}} \cdot t_{\text{л}} \cdot [0,5 \cdot (b_{\text{л}} + b_f) - 5]}{A_{\text{шв}} + b_{\text{л}} \cdot t_{\text{л}} + b_f \cdot t_f} =$$

$$= \frac{18,1 \cdot (86,2 + 0,5 \cdot 34 - 5) + 86,2 \cdot 0,6 \cdot [0,5 \cdot (86,2 + 34) - 5]}{18,1 + 86,2 \cdot 0,6 + 34 \cdot 1,4} = 39,4 \text{ см.}$$

где  $A_{\text{шв}}$  – площадь швеллера,  $\text{см}^2$ ;

$b_{\text{л}}$  – ширина тормозного листа, см;

$b_f$  – ширина пояса подкрановой балки, см;

$t_{\text{л}}$  – толщина тормозного листа, см;

$t_f$  – толщина пояса подкрановой балки, см.

Момент инерции подкрановой балки:

$$J_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[ \frac{t_f^3 \cdot b_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \right] = \frac{0,8 \cdot 47,2^3}{12} + 2 \cdot \left[ \frac{1,4^3 \cdot 34}{12} + 34 \cdot 1,4 \cdot \left( \frac{47,2 + 1,4}{2} \right)^2 \right] = 63240,47 \text{ см}^4,$$

где  $t_w$  – толщина стенки подкрановой балки, см;

$h_w$  – высота стенки подкрановой балки, см;

Момент сопротивления подкрановой балки:

$$W_x = \frac{J_x}{\frac{h}{2}} = \frac{63240,47}{\frac{50}{2}} = 2529,62 \text{ см}^3,$$

Статический момент полусечения подкрановой балки:

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w + t_f}{2} \right) + \frac{h_w \cdot t_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} = 34 \cdot 1,4 \cdot \left( \frac{47,2 + 1,4}{2} \right) + \frac{47,2 \cdot 0,8}{2} \cdot \frac{47,2}{4} = 1379,46 \text{ см}^3,$$

Момент инерции тормозной балки:

$$J_y = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot x_c^2 + \frac{t_{\text{л}} \cdot b_{\text{л}}^3}{12} + t_{\text{л}} \cdot b_{\text{л}} \cdot [0,5 \cdot (b_{\text{л}} + b_f) - 5 - x_c]^2 + J_{y_{\text{ШВ}}} + A_{\text{ШВ}} \cdot (b_{\text{н}} - x_c - z_0)^2 = \frac{1,4 \cdot 34^3}{12} + 34 \cdot 1,4 \cdot 39,4^2 + \frac{0,6 \cdot 86,2^3}{12} + 0,6 \cdot 86,2 \cdot [0,5 \cdot (86,2 + 34) - 5 - 39,4]^2 + 63,3 + 18,1 \cdot (100 - 39,4 - 1,8)^2 = 185894,43 \text{ см}^4,$$

где  $t_w$  – толщина стенки подкрановой балки, см;

$h_w$  – высота стенки подкрановой балки, см;

$t_f$  – толщина пояса подкрановой балки, см;

$b_{\text{л}}$  – ширина тормозного листа, см;

$t_{\text{л}}$  – толщина тормозного листа, см;

$x_c$  – расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения тормозной балки, см;

$J_y^{шв}$  – момент инерции швеллера, см<sup>4</sup>;

$A_{шв}$  – площадь швеллера, см<sup>2</sup>;

$b_n$  – ширина нижней части колонны, см;

$z_0$  – расстояние от наружной грани швелера до его центра тяжести, см.

Момент сопротивления наиболее напряженного волокна верхнего пояса тормозной балки:

$$W_y = \frac{J_y}{x_c + 0,5 \cdot b_f} = \frac{185894,43}{39,4 + 0,5 \cdot 34} = 3296 \text{ см}^3,$$

где  $b_f$  – ширина пояса подкрановой балки, см;

$x_c$  – расстояние от оси подкрановой балки до центра тяжести сечения тормозной балки, см;

$J_y$  – момент инерции тормозной балки, см<sup>4</sup>.

### 3.4.3.5 Проверка прочности подкрановой балки

По нормальным напряжениям в верхнем поясе от действия вертикальных сил  $F_k$  и горизонтальных сил  $T_k$ :

$$\sigma_{в.п} = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $W_x, W_y$  – моменты сопротивления волокон верхнего пояса, см<sup>3</sup>;

$M_x$  – расчетный изгибающий момент от вертикальной нагрузки, кН · см;

$M_y$  – расчетный изгибающий момент от горизонтальной поперечной нагрузки, кН · см;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, [6, табл. 6\*].

$$\sigma_{\text{в.п}} = \frac{56215}{2529,62} + \frac{3385}{3296} \leq 24 \cdot 1,$$

$$\sigma_{\text{в.п}} = 23,25 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2;$$

$$\frac{R_y \cdot \gamma_c - \sigma_{\text{в.п}}}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot 100\% \leq 5\%.$$

$$\frac{24 \cdot 1 - 23,25}{24 \cdot 1} \cdot 100\% = 3,1\% < 5\%.$$

По касательным напряжениям от вертикальных сил  $F_k$ :

$$\tau = \frac{Q_x \cdot S_x}{J_x \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где  $S_x$  – статический момент полусечения подкрановой балки,  $\text{см}^3$  ;

$Q_x$  – расчетная поперечная сила от вертикальной нагрузки, кН;

$J_x$  – момент инерции подкрановой балки,  $\text{см}^4$ ;

$t_w$  – толщина стенки подкрановой балки, см;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции;

$R_s$  – расчетное сопротивление сдвигу стали:

$$R_s = 0,58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{24,5}{1,025} = 13,86 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_{yn}$  – предел текучести стали марки С255 при толщине проката  $10 \div 20$  мм, кН/см<sup>2</sup>;

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу, [6, табл. 2\*].

$$\tau = \frac{431,82 \cdot 1379,46}{63240,47 \cdot 0,8} \leq 13,86 \cdot 1;$$

$$\tau = 11,77 \text{ кН/см}^2 < 13,86 \text{ кН/см}^2;$$

В стенке подкрановой балки от колес возникают местные напряжения  $\sigma_{loc}$ , величина которых:

$$\sigma_{loc} = \frac{\gamma_f \cdot F_k}{l_{ef} \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент увеличения нагрузки на колесе, учитывающий возможное перераспределение усилий между колесами и динамический характер нагрузки; для кранов среднего режима работы с гибким подвесом груза  $\gamma_f = 1,1$ ;

$F_k$  – расчетная нагрузка от колеса крана без учета динамичности:

$$F_k = \frac{F_k}{k_g} = \frac{220,32}{1,2} = 183,6 \text{ кН.}$$

$l_{ef}$  – условная длина распределения усилия  $F_k$ :

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{J_{1f}}{t_w}} = 3,25 \cdot \sqrt[3]{\frac{1063,45}{0,8}} = 35,74 \text{ см,}$$

где  $c$  – коэффициент, учитывающий степень податливости сопряжения пояса и стенки; для сварных балок  $c = 3,25$ ;

$J_{1f}$  – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса:

$$J_{1f} = 1055,67 + \frac{34 \cdot 1,4^3}{12} = 1063,45 \text{ см}^2.$$

$$\sigma_{loc} = \frac{1,1 \cdot 183,6}{35,74 \cdot 0,8} \leq 24 \cdot 1,$$

$$\sigma_{loc} = 7,06 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma_{1x}^2 - \sigma_{1x} \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_1^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $\sigma_{1x}$  – нормальные напряжения параллельные оси балки:

$$\sigma_{1x} = \frac{M_x}{W_x} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{56215}{2529,62} \cdot \frac{47,2}{50} = 20,98 \text{ кН/см}^2,$$

$\sigma_y$  – напряжение, перпендикулярные оси балки, в том числе  $\sigma_{loc}$ ;

$\tau_1$  – касательные напряжения:

$$\tau_1 = \frac{Q_x \cdot S_f}{J_x \cdot t_w} = \frac{198,29 \cdot 1156,68}{63240,47 \cdot 0,8} = 4,53 \text{ кН/см}^2,$$

где  $Q_x$  – поперечная сила соответствующая максимальному изгибающему моменту, кН;

$S_f$  – статический момент пояса подкрановой балки:

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot \frac{h_w + t_f}{2} = 34 \cdot 1,4 \cdot \frac{47,2 + 1,4}{2} = 1156,68 \text{ см}^3,$$

Проверка по приведенным напряжениям:

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{20,98^2 - 20,98 \cdot 7,06 + 7,06^2 + 3 \cdot 4,53^2} \leq 1,15 \cdot 24 \cdot 1;$$

$$20,09 \text{ кН/см}^2 < 27,6 \text{ кН/см}^2.$$

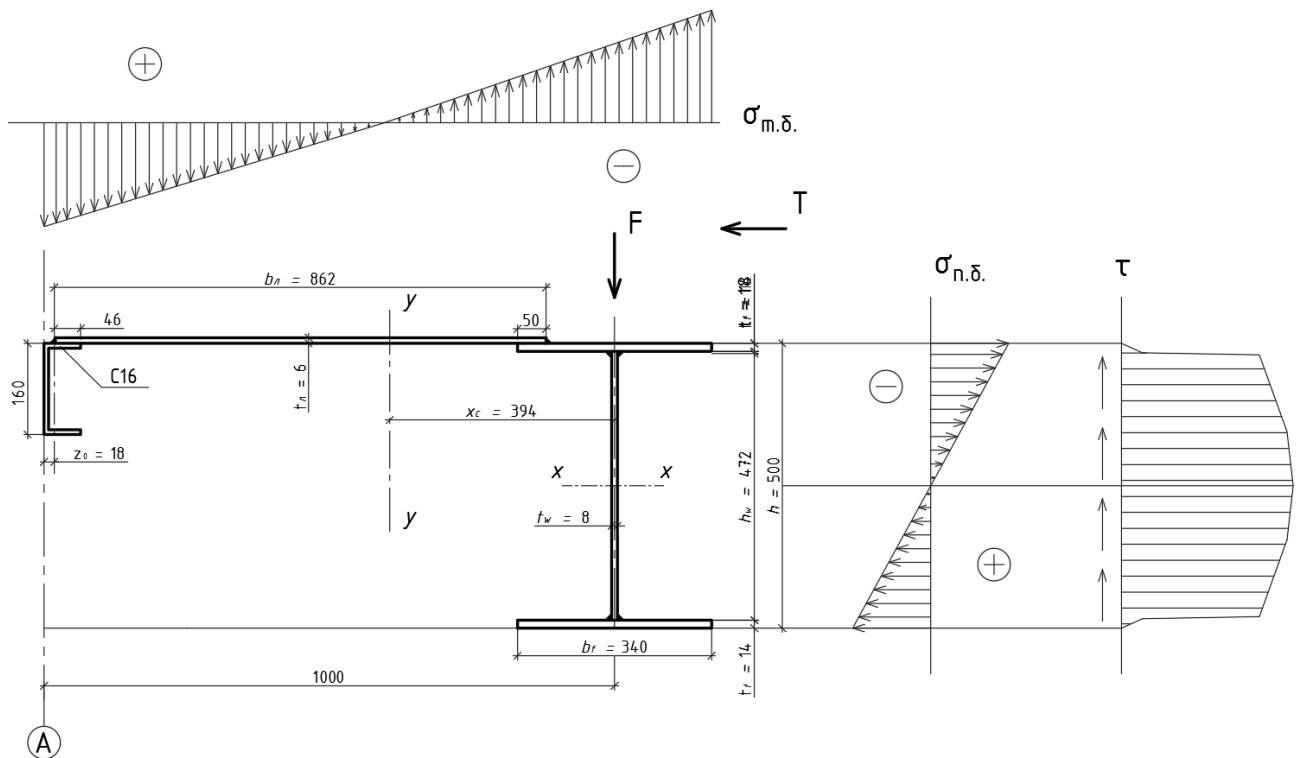


Рисунок 29 – Эпюры нормальных и касательных напряжений подкрановой конструкции

### 3.4.3.6 Соединение поясов со стенкой

Пояса со стенкой соединяются угловыми сварными швами.

Горизонтальные сдвигающие усилия:

$$T = \tau \cdot t_w = \frac{Q_x \cdot S_f}{J_x} = \frac{431,82 \cdot 1156,68}{63240,47} = 7,9 \text{ кН/см};$$

где  $Q_x$  – расчетная поперечная сила от вертикальной нагрузки, кН;

$J_x$  – момент инерции подкрановой балки;

$t_w$  – толщина стенки подкрановой балки;

$S_f$  – статический момент сечения подкрановой балки.

Вертикальные сдвигающие усилия:

$$V = \sigma_{loc} \cdot t_w = \frac{\gamma_f \cdot F_k}{l_{ef}} = \frac{1,2 \cdot 220,32}{35,74} = 7,4 \text{ кН/см},$$

где  $\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$\sigma_{loc}$  – местные напряжения;

$t_w$  – толщина стенки подкрановой балки;

$F_k$  – расчетное значение давления;

$l_{ef}$  – условная длина распределения усилия  $F_k$ .

Проверка угловых швов:

– по металлу шва:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c},$$

$$k_f \geq \frac{\sqrt{7,9^2 + 7,4^2}}{2 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1},$$

$$k_f \geq 0,33 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2 \cdot \beta_z \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c},$$

$$k_f \geq \frac{\sqrt{7,9^2 + 7,4^2}}{2 \cdot 1,05 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1},$$

$$k_f \geq 0,31 \text{ см},$$

где 2 – число швов;

T – горизонтальные сдвигающие усилия, кН;

V – вертикальные сдвигающие усилия, кН;

$\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты вида сварки, [6, табл. 34\*];

$\gamma_{\omega f}, \gamma_{\omega z}$  – коэффициенты условия работ шва, [6, п. 11.2];

$R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва, [6, табл. 55, 56];

$R_{\omega z}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления:

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

$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – временное сопротивление стали разрыву,  $\text{кН/см}^2$ , [6, табл. 51\*];

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, [6, табл. 6\*];

Принимаем  $k_f = 8 \text{ мм}$ .

$$k_f^{\min} \leq k_f \leq k_f^{\max}$$

$$k_f^{\min} = 4 \text{ мм}, [3, \text{таб. } 38^*].$$

$$k_f^{\max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм}.$$

$$4 \text{ мм} < 8 \text{ мм} < 9,6 \text{ мм}$$

### 3.4.3.7 Проверка общей устойчивости

Проверка общей устойчивости подкрановой балки не требуется, так как верх сжатого пояса раскреплен по всей длине балки тормозным листом, приваренным к верхнему поясу.

### 3.4.3.8 Проверка местной устойчивости стенки

Условная гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{47,2}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,01,$$

Так как  $\bar{\lambda}_w = 2,01 < 2,2$  укрепление стенки подкрановой балки поперечными ребрами жесткости производится конструктивно с шагом  $a \leq 2,5 \cdot h_w$  (118 см).

Принимаем  $a = 100 \text{ см}$ .

Ширина двусторонних ребер:

$$b_n \geq \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм, но не менее } 90 \text{ мм,}$$

$$b_n \geq \frac{472}{30} + 40 \text{ мм,}$$



$$b_h \geq 56 \text{ мм},$$

Принимаем  $b_h = 10 \text{ см}$ .

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

$$t_s \geq 2 \cdot 9 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}},$$

$$t_s \geq 0,6 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_s = 0,8 \text{ см}$ .

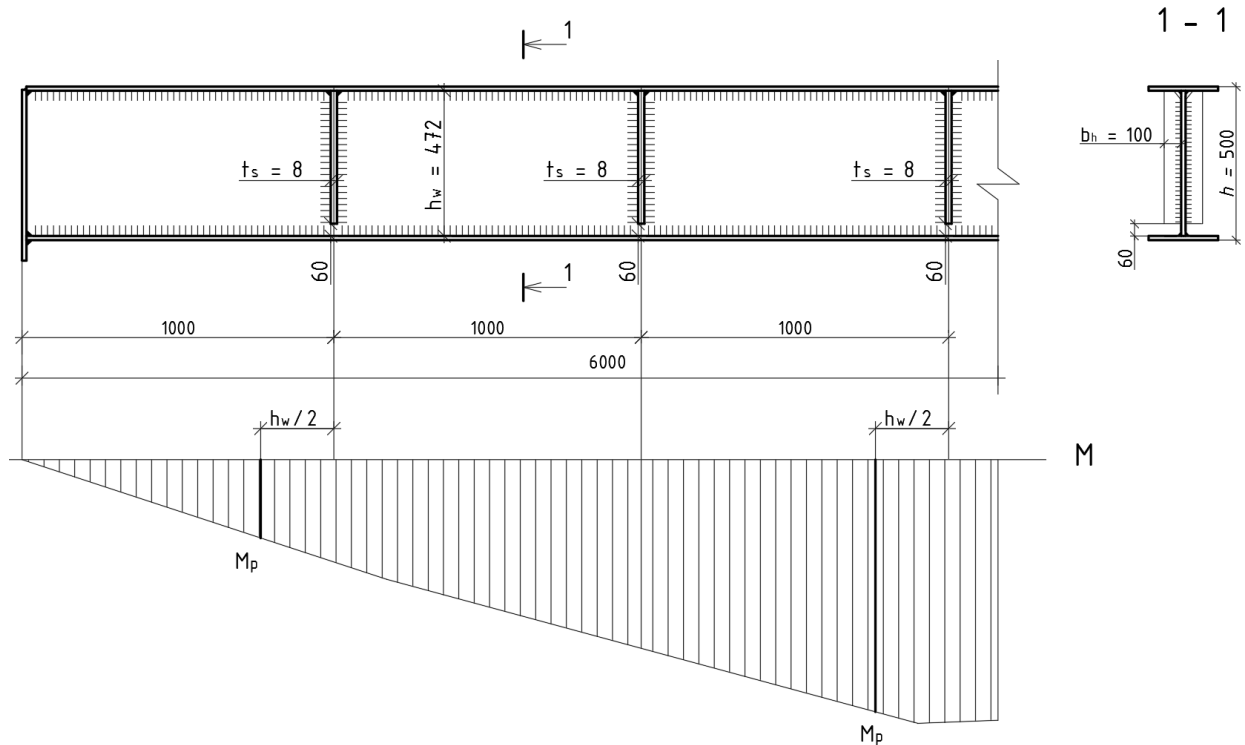


Рисунок 30 – К проверке местной устойчивости стенки подкрановой балки

Проверка устойчивости стенки подкрановой балки при совместном действии  $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$  проводится в двух отсеках (опорном и пролетном), образованных поясами и ребрами жесткости по формуле:

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

Нормальные напряжения в уровне верха стенки:

$$\sigma = \frac{M_p}{J_x} \cdot y,$$

где  $J_x$  – момент инерции подкрановой балки, см<sup>4</sup>;

$M_p$  – изгибающий момент (при  $a > h_w$  расчетный момент определяется на расстоянии  $h_w/2$  от ребра с большим значением момента), кН · м;

$y$  – расстояние от оси, проходящее через центр тяжести стенки подкрановой балки до верха стенки, см.

$$\tau = \frac{Q_p}{h_w \cdot t_w},$$

где  $Q_p$  – поперечная сила, определяемая в том же сечении, где и расчетный момент, кН;

Критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{cr} \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2},$$

где  $C_{cr}$  – находится по [3, таб. 21] в зависимости от

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3,$$

где  $\beta$  – коэффициент по [6, табл. 22].

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_{ef}^2},$$

где  $\mu$  – отношение большей стороны отсека к меньшей;

$\bar{\lambda}_{ef}$  – условная гибкость стенки подкрановой балки в пределах отсека:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где  $d$  – меньшая сторона отсека, см;

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_a^2},$$

где  $c_1$  – коэффициент по [6, табл. 23], зависящий от отношения  $a/h_w$  и  $\delta$ ,

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

– пролетный отсек:

Нормальные напряжения в уровне верха стенки:

$$\sigma = \frac{53406}{63240,47} \cdot 23,6 = 19,93 \text{ кН/см}^2;$$

$$M_p = R_a \cdot 2,76 - F_k \cdot 0,06 = 198,29 \cdot 2,76 - 220,32 \cdot 0,06 = 534,06 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Касательные напряжения:

$$\tau = \frac{22,03}{47,2 \cdot 0,8} = 0,58 \text{ кН/см}^2.$$

Критические напряжения:

$$\sigma_{cr} = \frac{34,9 \cdot 24}{2,01^2} = 207,32 \text{ кН/см}^2;$$

$$\delta = 2 \cdot \frac{34}{50} \cdot \left(\frac{1,4}{0,8}\right)^3 = 7,29;$$

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{2,12^2}\right) \cdot \frac{24}{2,01^2} = 71,53 \text{ кН/см}^2;$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{47,2}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,01;$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{24,1 \cdot 24}{2,13^2} = 127,49 \text{ кН/см}^2;$$

$$\bar{\lambda}_a = \frac{50}{0,8} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 2,13;$$

$$\sqrt{\left(\frac{19,93}{207,32} + \frac{7,06}{127,49}\right)^2 + \left(\frac{0,58}{71,53}\right)^2} \leq 1;$$

$$0,15 < 1.$$

– опорный отсек ( $\sigma_{loc} = 0$ ):

Нормальные напряжения в уровне верха стенки:

$$\sigma = \frac{15070}{63240,47} \cdot 23,6 = 5,62 \text{ кН/см}^2;$$

$$M_p = R_a \cdot 0,76 = 198,29 \cdot 0,76 = 150,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Касательные напряжения:

$$\tau = \frac{198,29}{47,2 \cdot 0,8} = 5,25 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sqrt{\left(\frac{5,62}{207,32}\right)^2 + \left(\frac{5,25}{71,53}\right)^2} \leq 1;$$

$$0,08 < 1.$$

### 3.4.3.9 Расчет опорной части подкрановой балки

Концы разрезных балок усиливаются поперечными ребрами, которые передают опорное давление с балки на колонну. В торцевом ребре нижний торец должен быть остроган.

Требуемую площадь опорного ребра определяем из условия смятия:

$$A_{\text{тр}} = \frac{Q_x}{R_p \cdot \gamma_c} = \frac{431,82}{36,1 \cdot 1} = 11,96 \text{ см}^2,$$

где  $Q_x$  – расчетная поперечная сила от вертикальной нагрузки, кН;

$R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию:

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{37}{1,025} = 36,1 \text{ кН/см}^2;$$

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, [6, табл. 6\*];

$$t_0 = \frac{A_{\text{тр}}}{b_0} = \frac{11,96}{20} = 0,6 \text{ см},$$

где  $b_0$  – ширина опорного ребра, см.

Принимаем  $t_0 = 1,6$  см.

Площадь условной стойки:

$$A_{\text{усл}} = b_0 \cdot t_0 + c \cdot t_w = 20 \cdot 1,6 + 15,2 \cdot 0,8 = 44,16 \text{ см}^2,$$

где  $c$  – часть стенки, включаемая в расчетное сечение стойки с обеих сторон ребра:

$$c = 0,65 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 0,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 15,2 \text{ см.}$$

Проверка устойчивости:

$$\sigma_z = \frac{Q_{max}}{\varphi_z \cdot A_{усл}} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $\varphi_z$  – коэффициент продольного изгиба, определяется по гибкости условной стойки по [6, табл. 72], равной:

$$\lambda = \frac{h_w + a}{i_z},$$

где  $a$  – высота выступающей части опорного ребра, см.

Принимаем  $a = 1,5 \cdot t_0 = 1,5 \cdot 1,6 = 2,4$  см;

$i_z$  – радиус инерции условной стойки:

$$i_z = \sqrt{\frac{J_z}{A_{усл}}} = \sqrt{\frac{1067,32}{44,16}} = 4,92 \text{ см,}$$

где  $J_z$  – момент инерции условной стойки:

$$J_z = \frac{b_0^3 \cdot t_0}{12} + \frac{c \cdot t_w^3}{12} = \frac{20^3 \cdot 1,6}{12} + \frac{15,2 \cdot 0,8^3}{12} = 1067,32 \text{ см}^4.$$

$$\lambda = \frac{47,2 + 2,4}{4,92} = 10,1,$$

$$\sigma_z = \frac{431,82}{0,987 \cdot 44,16} \leq 24 \cdot 1,$$

$$\sigma_z = 9,9 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

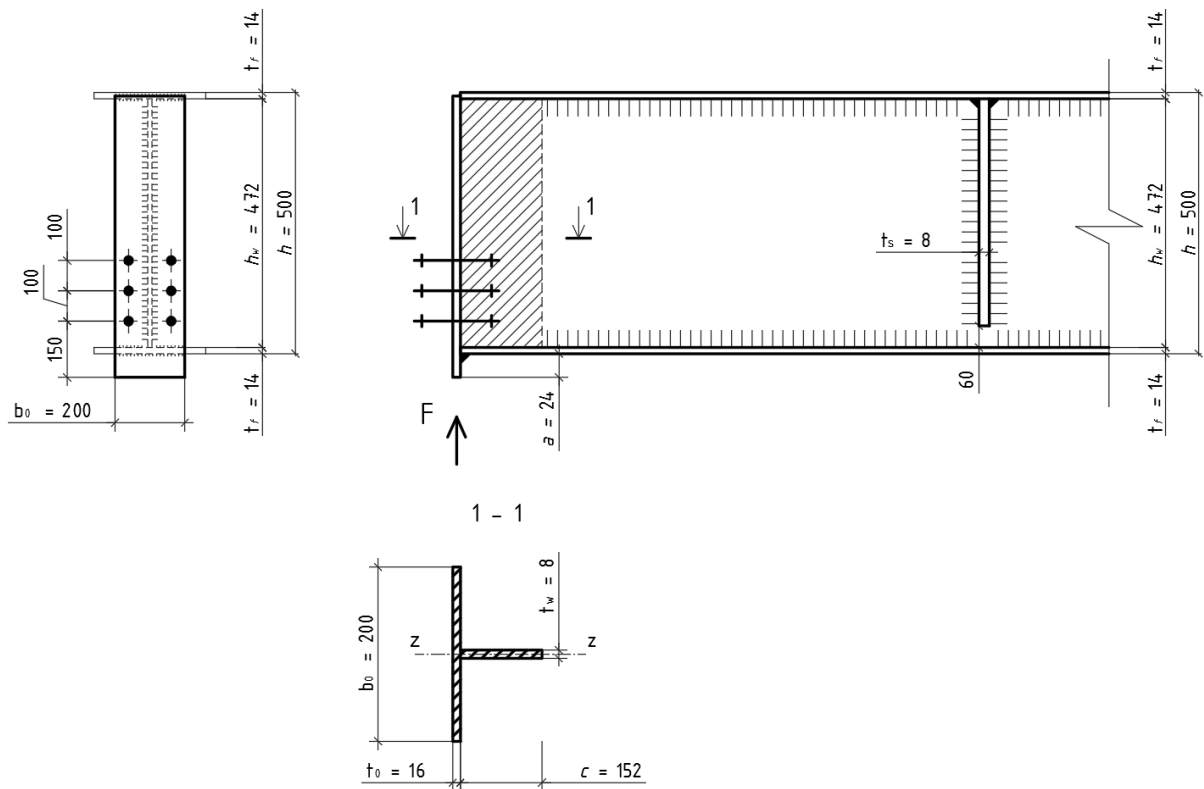


Рисунок 31 – Опорное ребро подкрановой балки

Катет сварного шва, крепящего опорное ребро к стенке подкрановой балки при расчетной длине шва  $l_w = 85 \cdot \beta \cdot k_f \leq h_w$ .

Требуемый катет шва:

– по металлу шва:

$$k_f \geq \sqrt{\frac{Q_{max}}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot 85 \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}},$$

$$k_f \geq \sqrt{\frac{431,82}{2 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 85 \cdot 1 \cdot 1'}}$$

$$k_f \geq 0,4 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления:

$$k_f \geq \sqrt{\frac{Q_{max}}{2 \cdot \beta_z \cdot 85 \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}},$$

$$k_f \geq \sqrt{\frac{431,82}{2 \cdot 1,05 \cdot 85 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1'}}$$

$$k_f \geq 0,38 \text{ см};$$

$$k_f^{\min} \leq k_f \leq k_f^{\max}$$

$$k_f^{\min} = 4 \text{ мм}, [6, \text{табл. } 38^*].$$

$$k_f^{\max} = 1,2 \cdot t_{\min} = 1,2 \cdot 8 = 9,6 \text{ мм}$$

Принимаем  $k_f = 8 \text{ мм}$

$$4 \text{ мм} < 8 \text{ мм} < 9,6 \text{ мм}.$$

### 3.5 Расчет ступенчатой колонны промышленного здания

Колонна промышленного здания, оборудованного мостовыми кранами – ступенчатая. Верхняя часть колонны – сварной двутавр, а нижняя часть состоит из двух ветвей: подкрановой и наружной. Подкрановая ветвь представляет собой прокатный двутавр, наружная ветвь – сварной швеллер, состоящий из двух уголков и листа, соединенных на сварке.

Расчетные усилия для верхней части колонны в сечении 1 – 1:  $M = -341,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = -406,28 \text{ кН}$ ;  $Q = -56,57 \text{ кН}$ .

Расчетные усилия в сечении 2 – 2 при том же сочетании нагрузок (1, 2, 4, 5, 8):  $M = -114,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = -414,28 \text{ кН}$ ;  $Q = -46,51 \text{ кН}$ .

Расчетные усилия для нижней части колонны при том же сочетании нагрузок (1, 2, 4, 5, 8):

– в сечении 3 – 3:  $M = -70,38 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = -528,12 \text{ кН}$ ;  $Q = -46,51 \text{ кН}$ ;

– в сечении 4 – 4:  $M = 483,23 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = -553,12 \text{ кН}$ ;  $Q = -54,32 \text{ кН}$ .

Расчетные усилия для нижней части колонны:

– для подкрановой ветви:  $M_1 = -199,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N_1 = -615,62 \text{ кН}$ ;  $Q_1 = 12,12 \text{ кН}$ ;

– для наружной ветви:  $M_2 = 500,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N_2 = -553,12 \text{ кН}$ ;  $Q_2 = -57,33 \text{ кН}$ .

Определение расчетных длин колонны.

Расчетные длины нижней части колонны:

– в плоскости рамы:  $l_{efx1} = \mu_1 \cdot l_1 = 1,85 \cdot 10,38 = 19,2 \text{ м}$ ;

– из плоскости рамы:  $l_{efy1} = l_1 = 10,38 \text{ м}$ .

Расчетные длины верхней части колонны:

– в плоскости рамы:  $l_{efx2} = \mu_2 \cdot l_2 = 2,68 \cdot 4,02 = 10,77 \text{ м}$ ;

– из плоскости рамы:  $l_{efy2} = l_2 - h_{пб} = 4,02 - 0,5 = 3,52 \text{ м}$ ,

где  $l_1, l_2$  – высоты нижней и верхней частей колонны соответственно;

$\mu_1, \mu_2$  – коэффициенты для определения расчетных длин колонны.

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{a_1} \leq 3;$$



Коэффициент  $\mu_1$  определяется по [3, табл. 68] в зависимости от коэффициентов  $a_1$  и  $n$ .

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} \cdot \sqrt{\frac{J_H}{J_B \cdot \beta}} = \frac{4,02}{10,38} \cdot \sqrt{\frac{6}{1 \cdot 1,87}} = 0,69,$$

где  $\frac{J_H}{J_B} = 6$  – соотношение жесткостей верхней и нижней частей колонны;

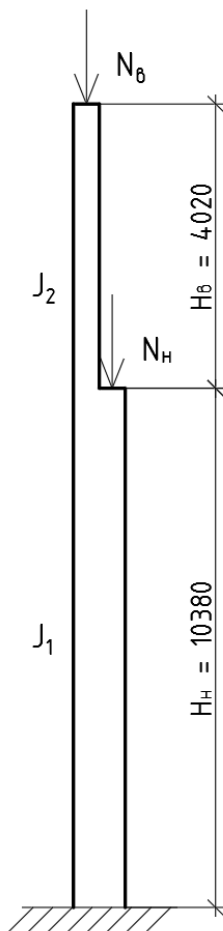


Рисунок 32 – Схема одноступенчатой колонны

$$\beta = \frac{N_{max}^H}{N_{max}^B} = \frac{-774,72}{-414,28} = 1,87,$$

где  $N_{max}^H$  – максимальное значение продольной силы для расчетных сечений нижней части колонны;

$N_{max}^B$  – максимальное значение продольной силы для расчетных сечений верхней части колонны;

$$n = \frac{J_B \cdot l_1}{J_H \cdot l_2} = \frac{1 \cdot 10,38}{6 \cdot 4,02} = 0,43;$$

$$\mu_1 = 1,85; \mu_2 = \frac{1,85}{0,69} = 2,68 < 3,$$

Принимаем  $\mu_2 = 2,68$ .

### 3.5.1 Расчет верхней части колонны

#### 3.5.1.1 Подбор сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны назначается в виде сварного двутавра высотой  $b_B = 0,5$  м.

Марка стали С255 для верхней части колонны была подобрана по [6, табл. 50\*] для 2 группы конструкций с учетом климатического района П<sub>5</sub>

Требуемая площадь двутавра определяется по формуле Ясинского:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N_B}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( 1,25 + 2,2 \cdot \frac{e}{b_B} \right) = \frac{406,28}{24 \cdot 1} \cdot \left( 1,25 + 2,2 \cdot \frac{84}{50} \right) = 83,73 \text{ см}^2.$$

где  $N_B$  – расчетное значение продольной силы, кН;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*, ];

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы конструкции, [6, табл. 6\*];

$b_B$  – высота сечения надкрановой части колонны, см;

$e$  – эксцентриситет действия продольной силы:

$$e = \frac{M_B}{N_B} = \frac{341,23}{406,28} = 0,84 \text{ м} = 84 \text{ см}.$$

Фактическая площадь сечения:

$$A_{\text{ф}} = 2 \cdot b_f \cdot t_f + h_w \cdot t_w,$$

где  $b_f$  – ширина полки двутавра, см; назначаем  $b_f = 20$  см;

$t_f$  – толщина полки двутавра, см; назначаем  $t_f = 1,4$  см;

$h_w$  – высота стенки двутавра:

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 50 - 2 \cdot 1,4 = 47,2 \text{ см};$$

$t_w$  – толщина стенки двутавра, см; назначаем  $t_w = 0,8$  см;

$$A_\phi = 2 \cdot 20 \cdot 1,4 + 47,2 \cdot 0,8 = 93,76 \text{ см}^2.$$

$$A_\phi \geq A_{\text{тр}},$$

$$93,76 \text{ см}^2 > 83,73 \text{ см}^2.$$

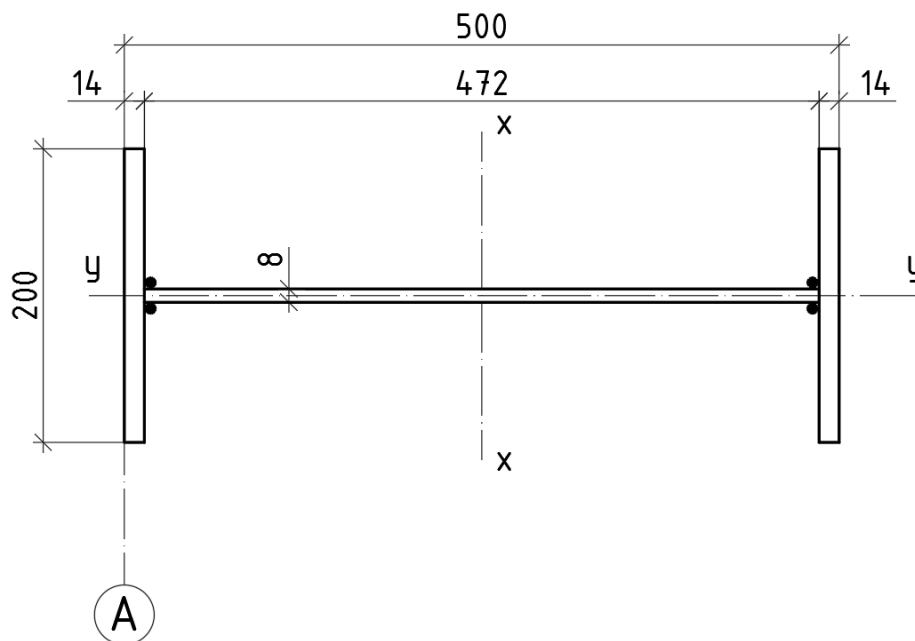


Рисунок 33 – Сечение надкрановой части колонны

### 3.5.1.2 Определение характеристик выбранного сечения

Момент инерции относительно оси «х»:

$$J_x = \frac{h_w^3 \cdot t_w}{12} + 2 \cdot \left[ \frac{t_f^3 \cdot b_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{t_f}{2} + \frac{h_w}{2} \right)^2 \right] = \frac{47,2^3 \cdot 0,8}{12} + 2 \cdot \left[ \frac{1,4^3 \cdot 20}{12} + 20 \cdot 1,4 \cdot \left( \frac{1,4}{2} + \frac{47,2}{2} \right)^2 \right] = 40086,86 \text{ см}^4;$$

Момент инерции относительно оси «у»:

$$J_y = \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{0,8^3 \cdot 47,2}{12} + 2 \cdot \frac{1,4 \cdot 20^3}{12} = 1868,68 \text{ см}^4;$$

Момент сопротивления:

$$W_x = \frac{J_x}{0,5 \cdot h} = \frac{40086,86}{0,5 \cdot 50} = 1603,47 \text{ см}^3.$$

Радиус инерции принятого сечения относительно оси «х»:

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A_{\phi}}} = \sqrt{\frac{40086,86}{93,76}} = 20,68 \text{ см.}$$

Радиус инерции принятого сечения относительно оси «у»:

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A_{\phi}}} = \sqrt{\frac{1868,68}{93,76}} = 4,46 \text{ см.}$$

### 3.5.1.3 Проверка местной устойчивости поясов

В сжатом поясе должна быть обеспечена местная устойчивость свеса, поэтому гибкость свеса сравнивается с допустимой гибкостью:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[ \frac{b_{ef}}{t} \right];$$

где  $t_f$  – толщина полки сечения надкрановой части колонны, см;

$\left[ \frac{b_{ef}}{t} \right]$  – допустимая гибкость, [6, табл. 30];

$b_{ef}$  – свес полки сечения надкрановой части колонны:

$$\left[ \frac{b_{ef}}{t} \right] = (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,78) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 15,76,$$

где  $\bar{\lambda}_x$  – условная гибкость стержня верхней части колонны в плоскости рамы:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_{efx2}}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1077}{20,68} \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,78;$$

Расчетная ширина свеса поясного листа:

$$b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{20 - 1}{2} = 9,5 \text{ см;}$$

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{9,5}{1,4} = 6,79;$$

$$6,79 < 15,76.$$

### 3.5.1.4 Проверка местной устойчивости стенки

Для проверки местной устойчивости стенки вначале необходимо найти параметр  $\alpha$ , характеризующий полноту эпюры нормальных напряжений сжатия в стенке.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \left[ \frac{h_w}{t_w} \right],$$

$$\left[ \frac{h_w}{t_w} \right] = f(\alpha),$$

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma} = \frac{24,42 - (-15,76)}{24,42} = 1,65,$$

где  $\sigma$  – наибольшее сжимающее напряжение у границы стенки:

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{406,28}{93,76} + \frac{34123}{1603,47} \cdot \frac{47,2}{50} = 24,42 \text{ кН/см}^2;$$

$\sigma_1$  – соответствующее напряжение у противоположной границы стенки:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_x} \cdot \frac{h_w}{h} = \frac{406,28}{93,76} - \frac{34123}{1603,47} \cdot \frac{47,2}{50} = -15,76 \text{ кН/см}^2;$$

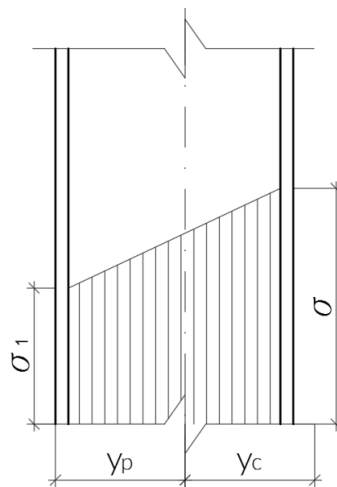


Рисунок 34 – К определению параметра  $\alpha$

Так как  $\alpha > 1$ , то наибольшее отношение высоты стенки к ее толщине ограничивается значением:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 4,35 \cdot \sqrt{\frac{(2 \cdot \alpha - 1) \cdot E}{\sigma \cdot (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4 \cdot \beta^2})}} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$\beta = 1,4 \cdot (2 \cdot \alpha - 1) \cdot \frac{\tau}{\sigma} = 1,4 \cdot (2 \cdot 1,65 - 1) \cdot \frac{1,5}{24,42} = 0,2,$$

где  $\tau$  – усредненные касательные напряжения в стенке рассматриваемого сечения:

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{56,57}{0,8 \cdot 47,2} = 1,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$4,35 \cdot \sqrt{\frac{(2 \cdot \alpha - 1) \cdot E}{\sigma \cdot (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4 \cdot \beta^2})}} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$4,35 \cdot \sqrt{\frac{(2 \cdot 1,65 - 1) \cdot 2,06 \cdot 10^4}{24,42 \cdot (2 - 1,65 + \sqrt{1,65^2 + 4 \cdot 0,2^2})}} \leq 3,8 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}},$$

$$133,9 > 111,33;$$

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{47,2}{0,8} = 59,0;$$

$$59 < 111,33.$$

Условие выполняется.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$\frac{47,2}{0,8} \leq 2,3 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}},$$

$$59 < 67,38.$$

Стенку верхней части колонны укреплять дополнительными ребрами жесткости не требуется.

### 3.5.1.5 Проверка общей устойчивости в плоскости действия момента

Проверка общей устойчивости надкрановой части колонны в плоскости действия момента производится по следующей формуле:

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

где  $A$  – фактическая площадь принятого сечения, см<sup>2</sup>;

$\varphi_e$  – коэффициент продольного изгиба при внецентренном сжатии, принимается по [6, табл. 74] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_x$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ ;

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,31 \cdot 4,91 = 6,43,$$

где  $m$  – относительный эксцентриситет;

$\eta$  – коэффициент влияния формы поперечного сечения, принимаемый по

[6, табл. 73] в зависимости от  $\frac{A_f}{A_w}$ ,  $m$  и  $\bar{\lambda}_x$ .

$$m = e \cdot \frac{A}{W_x} = 84 \cdot \frac{93,76}{1603,47} = 4,91;$$

Площадь сечения пояса:

$$A_f = b_f \cdot t_f = 20 \cdot 1,4 = 28 \text{ см}^2;$$

Площадь сечения стенки:

$$A_w = h_w \cdot t_w = 47,2 \cdot 0,8 = 37,76 \text{ см}^2;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{28}{37,76} = 0,74;$$

Так как значение отношения площадей пояса и стенки находится в промежутке между 0,5 и 1, то значение коэффициента  $\eta$  определяем по интерполяции.

$$\eta_{0,5} = (1,75 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (5 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1,75 - 0,1 \cdot 4,91) - 0,02 \cdot (5 - 4,91) \cdot 1,78 = 1,26;$$

$$\eta_1 = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 4,91) - 0,02 \cdot (6 - 4,91) \cdot$$

$$\cdot 1,78 = 1,37;$$

$$\eta_{0,74} = 1,31.$$

Так как  $\bar{\lambda}_x = 1,78$  и  $m_{ef} = 6,43 \Rightarrow \varphi_e = 0,19$ .

$$\sigma = \frac{406,28}{0,19 \cdot 93,76} \leq 24 \cdot 1,$$

$$\sigma = 22,81 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

### 3.5.1.6 Проверка общей устойчивости из плоскости действия момента

При изгибе колонны в плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ) необходимо выполнить проверку обеспечения устойчивости участка колонны из плоскости действия момента.

$$\sigma = \frac{N_B}{\varphi_y \cdot c \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

где  $A$  – фактическая площадь принятого сечения,  $\text{см}^2$ ;

$\varphi_y$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по [6, табл. 72] в зависимости от гибкости  $\lambda_y$ ;

Так как  $\lambda_y = \frac{l_{efy2}}{i_y} = \frac{352}{4,46} = 78,85$ , то  $\varphi_y = 0,695$ ;

$$m_x = \frac{M_1 \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{26570 \cdot 93,76}{406,28 \cdot 1603,47} = 3,82,$$

где  $M_1$  – максимальный момент в пределах средней трети длины верхней части колонны,  $\text{кН} \cdot \text{м}$ .

$$M_{\frac{1}{3}h} = (M_{1-1} - M_{2-2}) \cdot \frac{2}{3} + M_{2-2} = (341,23 - 114,51) \cdot \frac{2}{3} + 114,51 = 265,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = \max \begin{cases} \frac{M_{1-1}}{2} = \frac{341,23}{2} = 170,62 \text{ кН} \cdot \text{м}, \\ M_{\frac{1}{3}h} = 265,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \end{cases}$$



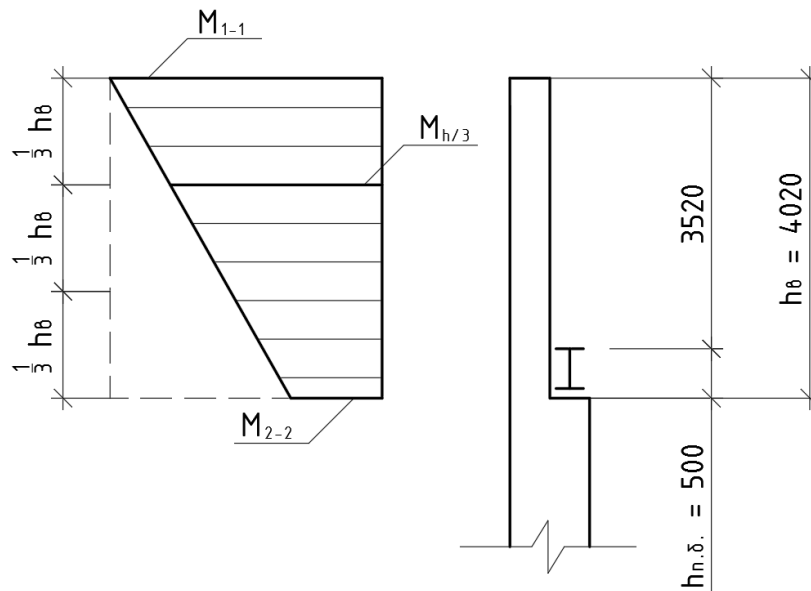


Рисунок 35 – Схема к определению расчетного момента  $M_1$

Коэффициент  $c$  определяем по [6, п. 5.31]:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} = \frac{1}{1 + 0,74 \cdot 3,82} = 0,26;$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, определяемые по [3, табл. 10] в зависимости от  $m_x$ ,  $\lambda_c$  и  $\lambda_y$ .

$$\alpha = 0,55 + 0,05 \cdot m_x = 0,55 + 0,05 \cdot 3,82 = 0,74;$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^4}{24}} = 92;$$

Так как  $\lambda_y (78,85) < \lambda_c (92)$ , то  $\beta = 1$ .

$$\sigma = \frac{406,28}{0,695 \cdot 0,26 \cdot 93,76} = 23,98 \text{ кН/см}^2 \leq 24 \cdot 1;$$

$$23,98 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2;$$

Общая устойчивость верхней части колонны обеспечена.

### 3.5.2 Расчет нижней части колонны

Нижняя часть колонны промышленного здания, оборудованного мостового кранами – сквозная, состоит из двух ветвей, соединенных между собой решеткой.

Подкрановая ветвь выполнена из прокатного двутавра. Наружная ветвь представляет собой сварной швеллер из двух уголков и листа, соединенных на сварке.

Решетка выполнена из одиночных уголков. Угол наклона раскосов решетки  $45^\circ$ .

Для обеспечения геометрической неизменяемости сквозного сечения нижней части колонны, ставятся диафрагмы жесткости. Количество их по длине элемента больше двух. Расстояние между ними 3-4 метра.

Нижняя часть колонны работает на внецентренное сжатие.

Расчетные комбинации усилий:

- для подкрановой ветви:  $M_1 = -199,88$  кН · м;  $N_1 = -615,62$  кН;  $Q_1 = 12,12$  кН;
- для наружной ветви:  $M_2 = 500,41$  кН · м;  $N_2 = -553,12$  кН;  $Q_2 = -57,33$  кН.

### 3.5.2.1 Подбор сечения нижней части колонны

Ориентировочные усилия в ветвях колонны:

$$N_{\text{в}} = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_{\text{н}}},$$

где  $N$  – расчетное значение продольной силы в сечении нижней части колонны, кН;

$M$  – расчетное значение изгибающего момента в сечении нижней части колонны, кН · м;

$b_{\text{н}}$  – высота сечения нижней части колонны, м.

$$N_{\text{п.в.}} = \frac{615,62}{2} + \frac{199,88}{1} = 507,69 \text{ кН};$$

$$N_{\text{н.в.}} = \frac{553,12}{2} + \frac{500,41}{1} = 776,97 \text{ кН};$$

Подбор сечения происходит из условия обеспечения устойчивости.

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

где  $N$  – расчетное значение продольной силы в сечении нижней части колонны, кН;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии; предварительно задаем значением  $\varphi$  в пределах  $0,7 \div 0,9$ ;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*, ];

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы конструкции, [6, табл. 6\*].

$$A_{п.в.} = \frac{507,69}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 30,22 \text{ см}^2;$$

$$A_{н.в.} = \frac{776,97}{0,7 \cdot 24 \cdot 1} = 46,25 \text{ см}^2;$$

В качестве профиля для подкрановой ветви принимаем прокатный двутавр № 35ДБ1 по ГОСТ Р 57837–2017:

$$A = 41,74 \text{ см}^2, J_x = 8267,33 \text{ см}^4, J_y = 291 \text{ см}^4, i_x = 14,1 \text{ см}, i_y = 2,64 \text{ см}, \\ W_x = 473,8 \text{ см}^3, W_y = 45,83 \text{ см}^3, h = 34,9 \text{ см}, b_f = 12,7 \text{ см}, t_w = 0,58 \text{ см}, \\ t_f = 0,85 \text{ см}.$$

В качестве профиля для наружной ветви принимаем сварной швеллер из 2L 100×10 мм (ГОСТ 8509 – 93) и листа 170×10 мм:

$$J_x^{yг} = J_y^{yг} = 178,95 \text{ см}^4, x_0^{yг} = 2,83 \text{ см}, b = 10 \text{ см}, t = 1 \text{ см}, i_x = i_y = 3,05 \text{ см}, \\ A_{yг} = 19,24 \text{ см}^2.$$

### 3.5.2.2 Определение геометрических характеристик сечения нижней части

#### КОЛОННЫ

Площадь наружной ветви:

$$A_{н.в.} = 2 \cdot A_{yг} + A_{л} = 2 \cdot 19,24 + 1 \cdot 29,9 = 68,38 \text{ см}^2;$$

Расстояние от центра тяжести наружной ветви до наружного края листа:

$$a_1 = \frac{\sum S}{\sum A_i} = \frac{A_{л} \cdot \frac{t_{л}}{2} + 2 \cdot A_{yг} \cdot (x_0 + t_{л})}{A_{н.в.}} = \frac{1 \cdot 29,9 \cdot \frac{1}{2} + 2 \cdot 19,24 \cdot (2,83 + 1)}{68,38} = \\ = 2,37 \text{ см}.$$



$$i_x = \sqrt{\frac{J_x^{\text{H.В.}}}{A_{\text{H.В.}}}} = \sqrt{\frac{10810,36}{68,38}} = 12,57 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y^{\text{H.В.}}}{A_{\text{H.В.}}}} = \sqrt{\frac{546,97}{68,38}} = 2,83 \text{ см};$$

Уточняем положение центра тяжести всего сечения нижней части колонны и находим точные значения расчетных усилий в ветвях колонны:

$$h_0 = b_{\text{H}} - a_1 = 100 - 2,37 = 97,63 \text{ см};$$

$$y_2 = \frac{A_{\text{П.В.}} \cdot h_0}{A_{\text{П.В.}} + A_{\text{H.В.}}} = \frac{41,74 \cdot 97,63}{41,74 + 68,38} = 37 \text{ см};$$

$$y_1 = h_0 - y_2 = 97,63 - 37 = 60,63 \text{ см};$$

$$N_{\text{П.В.}} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0} = 615,62 \cdot \frac{37}{97,63} + \frac{19988}{97,63} = 438,04 \text{ кН};$$

$$N_{\text{H.В.}} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0} = 553,12 \cdot \frac{60,63}{97,63} + \frac{50041}{97,63} = 856,06 \text{ кН}.$$

### 3.5.2.3 Проверка устойчивости ветвей колонны

Потеря устойчивости ветви в плоскости рамы происходит на расстоянии между точками закрепления ветви, которые являются узлами решетки.

За расчетную длину ветви колонны принимается расстояние  $h_{\text{H}} = l_{\text{efy}} = 10380$  мм.

Расстояние между узлами решетки принимаем  $l_{\text{efbx}} = 1000$  мм.

Угол наклона раскосов принимаем  $\alpha = 45^\circ$ ;

$$l_{\text{efb}} \leq 80 \cdot i_x^{\text{min}} \leq 80 \cdot 2,69 = 215,2 \text{ см}.$$

Проверка устойчивости ветвей колонны в плоскости рамы:

– подкрановая ветвь:

$$\text{Так как } \lambda_{x1} = \frac{l_{\text{efbx}}}{i_y} = \frac{1000}{2,64} = 37,88, \text{ то } \varphi_{x1} = 0,902, [6, \text{табл. 72}];$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{П.В.}}}{\varphi_{x1} \cdot A_{\text{П.В.}}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{\text{п.в.}} = \frac{438,04}{0,902 \cdot 41,74} = 10,17 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

– наружная ветвь:

$$\text{Так как } \lambda_{x2} = \frac{l_{efbx}}{i_y} = \frac{100}{2,83} = 35,34, \text{ то } \varphi_{x2} = 0,911, [6, \text{табл. 72}];$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{н.в.}}}{\varphi_{x2} \cdot A_{\text{н.в.}}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{\text{н.в.}} = \frac{856,06}{0,911 \cdot 68,38} = 13,74 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости ветвей из плоскости рамы:

– подкрановая ветвь:

$$l_{efy}^{\text{п.в.}} = l_{efy}^{\text{н.в.}} = h_{\text{н}} = 1038 \text{ см};$$

$$\text{Так как } \lambda_{y1} = \frac{l_{efy}^{\text{п.в.}}}{i_x} = \frac{1038}{14,1} = 73,62, \text{ то } \varphi_{y1} = 0,729, [3, \text{табл. 72}];$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{п.в.}}}{\varphi_{y1} \cdot A_{\text{п.в.}}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{\text{п.в.}} = \frac{438,04}{0,729 \cdot 41,74} = 14,4 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

– наружная ветвь:

$$\text{Так как } \lambda_{y2} = \frac{l_{efy}^{\text{н.в.}}}{i_x} = \frac{1038}{12,57} = 82,58, \text{ то } \varphi_{y2} = 0,733, [3, \text{табл. 72}];$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{в2}}}{\varphi_{y2} \cdot A_{\text{н.в.}}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_{\text{н.в.}} = \frac{N_{\text{н.в.}}}{\varphi_{y2} \cdot A_{\text{н.в.}}} = \frac{856,06}{0,733 \cdot 68,38} = 17,08 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

### 3.5.2.4 Расчет соединительной решетки подкрановой части колонны

Решетка воспринимает поперечную силу  $Q$  и служит для уменьшения расчетной длины ветви в плоскости рамы. Решетка состоит из раскосов и стоек.

Раскосы решетки следует рассчитывать на сжатие по максимальной поперечной силе:

$$Q_{max} = \max \begin{cases} Q_{\text{факт}} = 57,33 \text{ кН}, \\ Q_{\text{efic}} = 11,75 \text{ кН}; \end{cases}$$

где  $Q_{\text{факт}}$  – максимальная поперечная сила по результатам статического расчета, кН;

$Q_{\text{efic}}$  – условная поперечная сила, определяется по [6, п.5.8]:

$$Q_{\text{efic}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left( 2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi}$$

$$Q_{\text{efic}} = 7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left( 2330 - \frac{2,06 \cdot 10^4}{24} \right) \cdot \frac{774,72}{0,694} = 11,75 \text{ кН}$$

где  $N$  – максимальная продольная сила по результатам статического расчета, кН;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов по [6, табл. 72] в зависимости от гибкости  $\lambda$ .

Геометрические характеристики всего сечения нижней части колонны:

$$A = A_{\text{п.в.}} + A_{\text{н.в.}} = 41,74 + 68,38 = 110,12 \text{ см}^2;$$

$$J_{xc} = J_{\text{п.в.}} + A_{\text{п.в.}} \cdot y_1^2 + J_{\text{н.в.}} + A_{\text{н.в.}} \cdot y_2^2 = 291 + 41,74 \cdot 60,63^2 + 546,97 + 68,38 \cdot 37^2 = 247886,3 \text{ см}^4;$$

$$J_{yc} = J'_{\text{п.в.}} + J'_{\text{н.в.}} = 8267,33 + 10810,36 = 19077,69 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{19077,69}{110,12}} = 13,16 \text{ см};$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{247886,3}{110,12}} = 47,45 \text{ см};$$

$$\text{Так как } \lambda_y = \frac{l_{\text{efy1}}}{i_y} = \frac{1038}{13,16} = 78,88, \text{ то } \varphi_y = 0,694, [6, \text{табл. 72}];$$

$$\text{Так как } \lambda_x = \frac{l_{\text{efx1}}}{i_x} = \frac{1920}{47,45} = 40,46, \varphi_x = 0,892, [6, \text{табл. 72}].$$

Для сжатых раскосов сечение подбираем из условия устойчивости.

Усилие в раскосе от поперечной силы:

$$N_d = \frac{Q_{max}}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{57,33}{2 \cdot \cos 45^\circ} = 40,54 \text{ кН};$$

Требуемая площадь раскоса:

$$A_d^{\text{треб}} = \frac{N_d}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{40,54}{0,7 \cdot 24 \cdot 0,75} = 3,22 \text{ см}^2;$$

По требуемой площади по ГОСТ 8509 – 93 на прокатные равнополочные уголки принимаем раскос из L 70×5 мм:  $A_d = 6,86 \text{ см}^2, i = 2,16 \text{ см}$ .

$$l_{efd} = l_{\text{геом}} = \frac{100}{\cos 45^\circ} = 141,4 \text{ см};$$

Так как  $\lambda_d = \frac{l_{efd}}{i_{\min}} = \frac{141,4}{2,16} = 65,46$ , то  $\varphi_{\min} = 0,777$ , [6, табл. 72];

$$\sigma_d = \frac{N_d}{\varphi_{\min} \cdot A_d} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_d = \frac{40,54}{0,777 \cdot 6,86} = 7,61 \text{ кН/см}^2 < 24 \cdot 0,75 = 18 \text{ кН/см}^2;$$

Требуемая площадь стойки:

$$A_c = \frac{Q_{efic}}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \varphi} = \frac{11,75}{24 \cdot 0,75 \cdot 0,7} = 0,83 \text{ см}^2;$$

По требуемой площади по ГОСТ 8509 – 93 на прокатные равнополочные уголки принимаем для стойки L 50×5 мм:  $A_c = 4,8 \text{ см}^2, i = 1,53 \text{ см}$ .

Так как  $\lambda_d = \frac{b_H}{i_{\min}} = \frac{100}{1,53} = 65,36$ , то  $\varphi_{\min} = 0,778$ , [6, табл. 72];

$$\sigma_c = \frac{Q_{efic}}{\varphi_{\min} \cdot A_c} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_c = \frac{11,75}{0,778 \cdot 4,8} < 24 \cdot 0,75;$$

$$\sigma_c = 3,15 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2.$$

### 3.5.2.5 Проверка устойчивости нижней части колонны как единого стержня в плоскости рамы

Нижняя часть колонны работает на внецентренное сжатие.

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



где  $N$  – максимальная продольная сила в сечениях нижней части колонны по результатам статического расчета, кН;

$A$  – суммарная площадь двух ветвей, см<sup>2</sup>;

$\varphi_e$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый по [6, табл. 75]:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \cdot \frac{A}{A_d}} = \sqrt{40,46^2 + 29,66 \cdot \frac{110,12}{6,2}} = 46,52;$$

$$\alpha = 10 \cdot \frac{l_{\text{геом.}}^3}{b^2 \cdot l_b} = 10 \cdot \frac{141,4^3}{97,63^2 \cdot 100} = 29,66;$$

– для подкрановой ветви:  $M_1 = -199,88$  кН · м;  $N_1 = -615,62$  кН.

Абсолютный эксцентриситет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{199,88}{615,62} = 0,325 \text{ м} = 32,5 \text{ см};$$

Относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{M \cdot A \cdot (y_2 + b_f/2)}{N \cdot J_{xc}} = \frac{19988 \cdot 110,12 \cdot (37 + 12,7/2)}{615,62 \cdot 247886,3} = 0,63;$$

Приведенная гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{ef} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 46,52 \cdot \sqrt{\frac{24}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,59;$$

Так как коэффициент  $m = 0,63$  и  $\bar{\lambda} = 1,59$ , то,  $\varphi_{e1} = 0,55$  по [6, табл. 75];

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{e1} \cdot A} = \frac{615,62}{0,55 \cdot 110,12} \leq 24 \cdot 1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma = 10,16 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость обеспечена.

– для наружной ветви:  $M_2 = 500,41$  кН · м;  $N_2 = -553,12$  кН.

Абсолютный эксцентриситет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{500,41 \text{ кН}}{553,12} = 0,91 \text{ м} = 91 \text{ см};$$

Относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{M \cdot A \cdot (y_1 + x_0)}{N \cdot J_{xc}} = \frac{50041 \cdot 110,12 \cdot (60,63 + 2,83)}{553,12 \cdot 247886,3} = 2,55;$$

Так как коэффициент  $m = 2,55$  и  $\bar{\lambda} = 1,59$ , то,  $\varphi_{e2} = 0,265$  по [6, табл. 75];

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{e2} \cdot A} = \frac{553,12}{0,265 \cdot 110,12} \leq 24 \cdot 1;$$

$$\sigma = 18,95 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость обеспечена.

Устойчивость нижней части колонны из плоскости действия момента определяется устойчивостью ветви. Поэтому проверку из плоскости действия момента на устойчивость делать не требуется, так как устойчивость каждой из ветвей в отдельности обеспечена.

### 3.5.3 Расчет соединения верхней части колонны с нижней

Соединение верхней и нижней частей колонны выполняется через траверсу, работающую на изгиб. Расчетная комбинация усилий:  $M = -130,37 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = -414,28 \text{ кН}$ ,  $Q = -49,53 \text{ кН}$ .

Высота траверсы:  $h_{\text{тр}} = (0,5 \div 0,8) \cdot b_{\text{н}} = 0,8 \cdot 100 = 80 \text{ см}$ .

Материал траверсы – сталь С245,  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ .

$$N_{\text{п}} = \frac{N}{2} + \frac{M}{h_{\text{б}}} = \frac{414,28}{2} + \frac{130,37}{0,5} = 467,88 \text{ кН};$$

Катет шва, крепящего ребра жесткости к вертикальной стенке траверсы, определяется из условия прочности углового шва на срез:

– по металлу шва:

$$k_f = \frac{N_{\text{п}}}{4 \cdot \beta_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} = \frac{467,88}{4 \cdot 0,7 \cdot 80 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,12 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления:

$$k_f = \frac{N_{\text{п}}}{4 \cdot \beta_z \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} = \frac{467,88}{4 \cdot 1 \cdot 80 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 0,09 \text{ см};$$

где 4 – число швов;

$\beta_f = 0,7$ ;  $\beta_z = 1$  – коэффициенты вида сварки, [6, табл. 34\*];

$\gamma_{\omega f} = 1$ ,  $\gamma_{\omega z} = 1$  – коэффициенты условий работы швов, [6, п. 11.2];

$R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление шва по металлу шва, [6, табл. 55, 56] (электрод Э42);

$R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un}$  – расчетное сопротивление шва по металлу границы сплавления;

$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – временное сопротивление стали разрыву,  $\text{кН/см}^2$ , [6, табл. 51\*];

$\gamma_c$  – коэффициент условия работы конструкции, [6, табл. 6\*].

Принимаем  $k_f = 7 \text{ мм}$ , согласно [6, табл. 38\*].

Определяем геометрические характеристики траверсы.

Расстояние от нижних волокон до центра тяжести:

$$a_n = \frac{2 \cdot 14 \cdot 1,2 \cdot 64,4 + 78,8 \cdot 1,4 \cdot 40,6 + 20 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{2 \cdot 14 \cdot 1,2 + 78,8 \cdot 1,4 + 20 \cdot 1,2} = 39,65 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{1,4 \cdot 78,8^3}{12} + 1,4 \cdot 78,8 \cdot 0,25^2 + 2 \cdot \left( \frac{14 \cdot 1,2^3}{12} + 14 \cdot 1,2 \cdot 24,75^2 \right) + \\ + \frac{20 \cdot 1,2^3}{12} + 20 \cdot 1,2 \cdot 39,05^2 = 114279,02 \text{ см}^4;$$

$$W_{min} = \frac{J_x}{a_{max}} = \frac{114279,02}{40,35} = 2832,19 \text{ см}^3;$$

Опорная реакция траверсы от усилия  $N_{\Pi}$ :

– на подкрановой ветви:

$$R_1 = N_{\Pi} \cdot \frac{b_B}{b_H} = 467,88 \cdot \frac{0,5}{1} = 233,94 \text{ кН};$$

– на наружной ветви:

$$R_2 = N_{\Pi} \cdot \frac{(b_H - b_B)}{b_H} = 467,88 \cdot \frac{(1 - 0,5)}{1} = 233,94 \text{ кН};$$

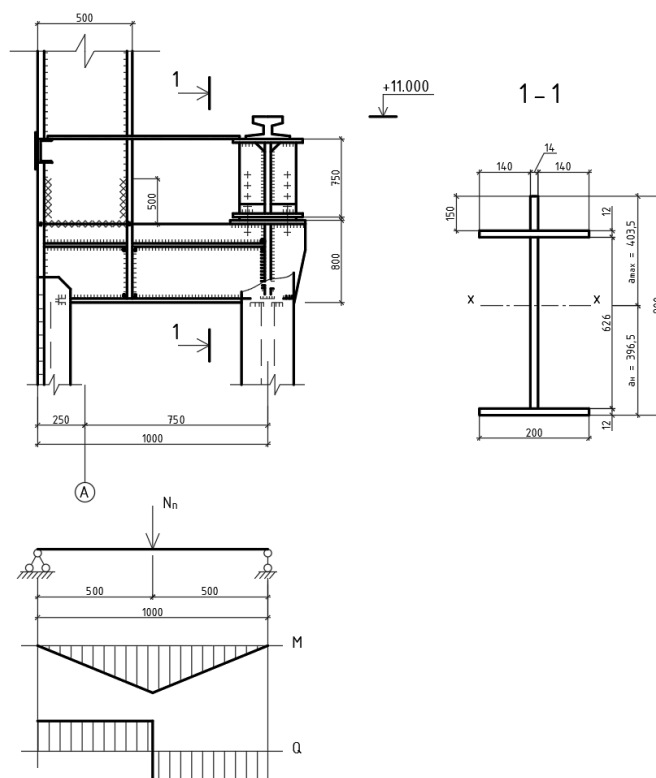


Рисунок 37 – Конструкция и расчетная схема соединительной траверсы

Изгибающий момент в траверсе:

$$M_1 = R_1 \cdot (b_H - b_B) = 233,94 \cdot (1 - 0,5) = 116,97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Проверка прочности сечения траверсы на изгиб:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{min}} = \frac{9817}{2832,19} = 3,47 \text{ кН/см}^2 < R_y = 24 \text{ кН/см}^2;$$

Проверка прочности сечения траверсы на срез:

$$\tau = \frac{R_2}{h_{тр} \cdot t_{тр}} = \frac{233,94}{78,8 \cdot 1,4} = 2,12 \text{ кН/см}^2 < R_s = 0,58 \cdot R_y = 13,92 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y,$$

$$\sigma_{пр} = \sqrt{3,47^2 + 3 \cdot 2,12^2} = 4,64 \text{ кН/см}^2 < 27,6 \text{ кН/см}^2;$$

Швы, крепящие вертикальный лист траверсы к подкрановой ветви, рассчитываются на усилие:

$$N' = R_1 + D_{max} = 233,94 + 404,6 = 638,54 \text{ кН};$$

– по металлу шва:

$$k_f = \frac{638,54}{4 \cdot 0,7 \cdot 80 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,16 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления:

$$k_f = \frac{638,54}{4 \cdot 1 \cdot 80 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 0,12 \text{ см};$$

Конструктивно, в соответствии с [3, таб. 38\*] принимаем  $k_f = 7 \text{ мм}$ .

### 3.5.4 Расчет базы колонны

При ширине нижней части колонны  $h_n = 1 \text{ м}$ , принимаем отдельные базы.

Требуемая площадь плиты базы колонны определяется по усилию в ветви колонны. Расчетное сопротивление бетона марки В15 сжатию  $R_{пр}^6 = 0,85 \text{ кН/см}^2$ ;

Расчетное сопротивление бетона смятию:

$$R_{\phi} = 1,2 \cdot R_{пр}^6 = 1,2 \cdot 0,85 = 1,02 \text{ кН/см}^2;$$

$$A_{пл} = \frac{N_{н.в.}}{R_{\phi}} = \frac{856,06}{1,02} = 839,28 \text{ см}^2;$$

$$L_{пл} \geq h_{н.в.} + 2 \cdot c_1 = 34,9 + 2 \cdot 5 \approx 45 \text{ см},$$

$$B_{пл} \geq b_{н.в.} + 2 \cdot c_2 = 11 + 2 \cdot 5 = 21 \text{ см},$$

Принимаем плиту с размерами  $45 \times 25 \text{ см}$ , тогда:

$$A_{\phi} = L_{пл} \cdot B_{пл} = 45 \cdot 25 = 1125 \text{ см}^2;$$

$$q_{\phi} = \frac{N_{н.в.}}{A_{\phi}} = \frac{856,06}{1125} = 0,76 \text{ кН/см}^2;$$

Изгибающий момент на первом участке плиты определяется как для балки:

$$M_1 = \frac{q_{\phi} \cdot a^2}{8} = \frac{0,76 \cdot 9^2}{8} = 7,7 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

На втором участке плиты, опертом на 3 канта, так как отношение закрепленной стороны участка к свободной:  $50,5/110 = 0,46 < 0,5$ , то участок рассчитывается как консольный.

$$M_2 = \frac{q_{\phi} \cdot b_1}{2} = \frac{0,76 \cdot 5,05}{2} = 1,92 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

Изгибающий момент на третьем (консольном) участке плиты:

$$M_3 = \frac{q_\phi \cdot c^2}{2} = \frac{0,76 \cdot 7^2}{2} = 18,62 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

По максимальному моменту определим требуемую толщину плиты:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 18,62}{24}} = 2,16 \text{ см};$$

По сортаменту на листовую сталь принимаем  $t_{\text{пл}} = 22 \text{ мм}$ .

Принимаем в качестве материала для элементов базы колонны сталь марки С245,  $R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ .

Высота траверсы назначается в пределах  $(0,4 \div 0,8) \cdot b_n$ . Принимаем  $h_{\text{тр}} = 50 \text{ см}$  и производим проверку ее прочности как для балки, опертой на полки колонны и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой в виде отпора фундамента.

Погонная нагрузка на траверсу:

$$q_{\text{тр}} = q_\phi \cdot 0,5 \cdot B_{\text{пл}} = 0,76 \cdot 0,5 \cdot 25 = 9,5 \text{ кН/см};$$

Изгибающий момент и поперечная сила в опорном сечении траверсы:

$$M_{\text{тр}} = \frac{q_{\text{тр}} \cdot c^2}{2} = \frac{9,5 \cdot 7^2}{2} = 232,75 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$Q_{\text{тр}} = \frac{q_{\text{тр}} \cdot l}{2} = \frac{9,5 \cdot 45}{2} = 213,75 \text{ кН};$$

Момент в середине пролета:

$$M_{\text{тр}}' = \frac{q_{\text{тр}} \cdot l_1^2}{8} - \frac{q_{\text{тр}} \cdot c^2}{2} = \frac{12 \cdot 34,9^2}{8} - \frac{12 \cdot 7^2}{2} = 1533 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Геометрические характеристики траверсы:

$$A_{\text{тр}} = h_{\text{тр}} \cdot t_{\text{тр}} = 50 \cdot 1 = 50 \text{ см}^2;$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}^2}{6} = \frac{1 \cdot 50^2}{6} = 417 \text{ см}^3;$$

Прочность траверсы в середине пролета:

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}}'}{W_{\text{тр}}} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma = \frac{1533}{417} \leq 24 \cdot 1;$$

$$\sigma = 3,68 \text{ кН/см}^2 < 24 \text{ кН/см}^2 ;$$

Прочность траверсы на опоре:

$$\sigma = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{232,75}{417} = 0,56 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{тр}}}{A_{\text{тр}}} = \frac{213,75}{50} \leq R_s = 0,58 \cdot R_y ;$$

$$\tau = 4,28 \text{ кН/см}^2 < 13,92 \text{ кН/см}^2 ;$$

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq 1,15 \cdot R_y$$

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{0,56^2 + 3 \cdot 4,28^2} = 7,43 \text{ кН/см}^2 < 27,6 \text{ кН/см}^2$$

Таким образом прочность траверсы обеспечена.

Катет шва, крепящего траверсу к полке ветви, определяется по формуле:

– по металлу шва:

$$k_f = \frac{Q_{\text{тр}}}{\beta_f \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} = \frac{213,75}{0,7 \cdot 49 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} = 0,35 \text{ см};$$

– по металлу границы сплавления:

$$k_f = \frac{Q_{\text{тр}}}{\beta_z \cdot l_{\omega} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} = \frac{213,75}{1 \cdot 49 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} = 0,26 \text{ см};$$

В соответствии с [3, табл. 38\*] принимаем  $k_f = 7 \text{ мм}$ .

### 3.5.5 Расчет анкерных болтов

Для расчета анкерных болтов необходимо принимать комбинацию нагрузок, дающую наибольший момент при минимальной силе. Так как продольная сила разгружает анкерные болты, значение ее вычисляют при коэффициенте перегрузки  $n = 0,9$ . Из статического расчета принимаем

Комбинация усилий для расчета анкерных болтов:

$$M = 500,41 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = -553,12 \text{ кН}.$$

Усилие, приходящиеся на анкерные болты, крепящие подкрановую ветвь:

$$z = -\frac{0,9 \cdot N \cdot y_2}{h_0} + \frac{M}{h_0} = -\frac{0,9 \cdot 553,12 \cdot 37}{97,63} + \frac{50041}{97,63} = 323,9 \text{ кН};$$

Суммарная площадь болтов, крепящих ветвь к фундаменту:

$$\sum A_{bn} = \frac{z}{R_{bt}} = \frac{323,9}{23} = 14,08 \text{ см}^2;$$

где  $R_{bt} = 23 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление болтов растяжению, [6, табл. 60].

По [6, табл. 62] принимаем 4 болта  $d = 24 \text{ мм}$ ,

$$\sum A_{bn} = 3,52 \cdot 4 = 14,08 \text{ см}^2.$$

Плитка под анкерные болты рассчитывается как балка, лежащая на траверсах и нагруженная сосредоточенной силами:

$$N = \frac{z}{4} = \frac{323,9}{4} = 80,98 \text{ кН};$$

$$M_a = a \cdot N = 4,5 \cdot 80,98 = 364,41 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $a$  – расстояние от траверсы до анкерного болта, см;

$$a \geq 1,5 \cdot d_{\text{отв}},$$

$$a \geq 1,5 \cdot 3,$$

$$a \geq 4,5 \text{ см},$$

Принимаем  $a = 4,5 \text{ см}$ .

где  $d_{\text{отв}}$  – диаметр отверстия:

$$d_{\text{отв}} = d_6 + 6 \text{ мм} = 24 + 6 = 30 \text{ мм}.$$

Требуемый момент сопротивления анкерной плитки с учетом ослабления отверстиями:

$$W_{\Pi}^{\text{тр}} = \frac{M_a}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{364,41}{24 \cdot 1} = 15,18 \text{ см}^3;$$

$$W_{\Pi}^{\text{тр}} = \frac{(b - d_{\text{отв}}) \cdot t^2}{6},$$

где  $t$  – толщина анкерной плиты, принимаем  $t = 24 \text{ мм}$ .

$b$  – ширина анкерной плитки:

$$b = \frac{6 \cdot W_{\Pi}^{\text{тр}}}{t^2} + d_{\text{отв}} = \frac{6 \cdot 15,18}{2,4^2} + 3 = 18,8 \text{ см};$$

Принимаем  $b = 20 \text{ см}$ .



### 3.6 Расчёт стропильной фермы

#### 3.6.1 Выбор геометрической схемы фермы

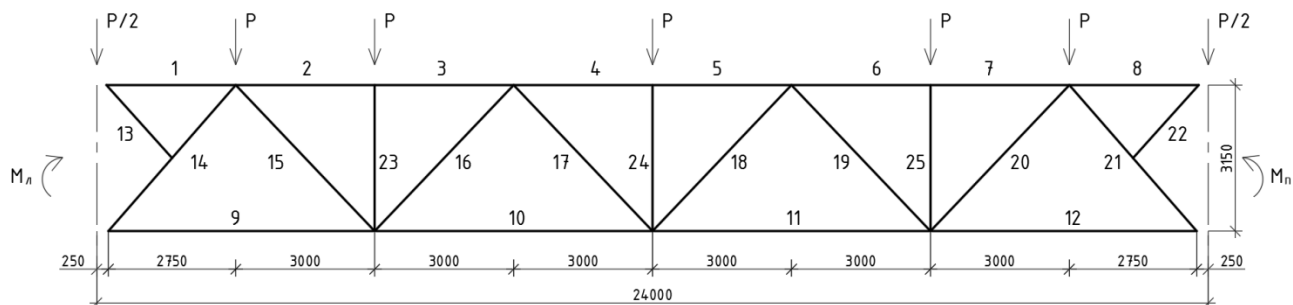


Рисунок 38 – Расчётная схема фермы с поясами из уголков

Расчётной схемой фермы является стержневая конструкция с шарнирными закреплениями элементов в узлах, нагруженная узловыми нагрузками  $S_{сн}$  и  $P_{с.в.}$

Ферма имеет жесткое сопряжение с колонной, поэтому на опорах возникают изгибающие моменты  $M_{л}$  и  $M_{пр.}$  Ферма в целом работает на изгиб, отдельные её элементы на центральное сжатие или растяжение.

Верхний пояс сжат, нижний – растянут. Опорный раскос и другие восходящие раскосы сжаты, а нисходящие – растянуты. Стойки работают на сжатие. Узловые нагрузки собираются с длины панели верхнего пояса.

Определяем нагрузки на ферму:

$$P_{\text{покр}}^{\text{св}} = q_{\text{кр}}^{\text{св}} \cdot d = 18,6 \cdot 3 = 55,8 \text{ кН};$$

где  $q_{\text{кр}}^{\text{св}}$  – расчетная нагрузка от собственного веса покрытия, кН/м;

$d$  – длина панели, м.

$$P_{\text{сн}} = S_{\text{сн}}^p \cdot d = 16,8 \cdot 3 = 50,4 \text{ кН.}$$

где  $S_{\text{сн}}^p$  – расчетная снеговая нагрузка на 1 м<sup>2</sup> поверхности земли

Опорные моменты:

– на левой стойке:  $M_{л} = -333,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$  (сочетание 1, 2, 4, 5, 8);

– на правой стойке:  $M_{\text{пр}} = M_1 + 0,9 \cdot (M_2 + M_4 + M_5 + M_8) = -55,59 + 0,9 \cdot (-49,92 + 35,03 + 133,48 + 38,75) = 86,02 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

### 3.6.2 Определение расчетных усилий в стержнях фермы

Таблица 10 – Усилия в стержнях фермы от единичных нагрузок

Наименование элемента	Обозначение стержней на схеме	Усилия в стержнях, кН		
		$P = 1$	$M_{л} = 1$	$M_{пр} = 1$
Верхний пояс	1	0	-0,33	0
	2	-5,72	-0,24	-0,08
	3	-5,72	-0,24	-0,08
	4	-7,62	-0,16	-0,16
	5	-7,62	-0,16	-0,16
	6	-5,72	-0,08	-0,24
	7	-5,72	-0,08	-0,24
	8	0	0	-0,33
Нижний пояс	9	3,33	0,28	0,04
	10	7,15	0,2	0,12
	11	7,15	0,12	0,2
	12	3,33	0,04	0,28
Раскосы	13	0	0	0
	14	-4,89	0,06	-0,06
	15	3,41	-0,06	0,06
	16	-2,1	0,06	-0,06
	17	0,68	-0,06	0,06
	18	0,68	0,06	-0,06
	19	-2,1	-0,06	0,06
	20	3,41	0,06	-0,06
	21	-4,89	-0,06	0,06
	22	0	0	0
Стойки	23	-1	0	0
	24	-1	0,01	0,01
	25	-1	0	0

Таблица 11 – Усилия в стержнях фермы от расчетных нагрузок

Элемент	Стержень	Усилие от единичной нагрузки $P = 1$ кН	Усилия от пост. нагрузки $P_{с.в.} = 55,8$ кН	Усилия от снег. нагр. $P_{сн} = 50,4$ кН		Усилия от опорных моментов, кН · м				Расчетные усилия, кН	
				$n_c = 1$	$n_c = 0,9$	$M_{лев.} = 1$	$M_{пр.} = 1$	$M_{лев.} = -333,73$	$M_{пр.} = 86,02$	Растяжение	Сжатие
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Верхний пояс	1	0	0	0	0	-0,33	0	110,13	0	110,13	
	2	-5,72	-319,18	-288,29	-259,46	-0,24	-0,08	80,1	-6,88		-607,47
	3	-5,72	-319,18	-288,29	-259,46	-0,24	-0,08	80,1	-6,88		-607,47
	4	-7,62	-425,2	-384,05	-345,65	-0,16	-0,16	53,4	-13,76		-809,25
	5	-7,62	-425,2	-384,05	-345,65	-0,16	-0,16	53,4	-13,76		-809,25
	6	-5,72	-319,18	-288,29	-259,46	-0,08	-0,24	26,7	-20,65		-607,47
	7	-5,72	-319,18	-288,29	-259,46	-0,08	-0,24	26,7	-20,65		-607,47
	8	0	0	0	0	0	-0,33	0	-80,1		-80,1
пояс	9	3,33	185,81	167,83	151,05	0,28	0,04	-93,44	3,44	353,64	

Продолжение таблицы 11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Нижний	10	7,15	398,97	360,36	324,32	0,2	0,12	-66,75	10,32	759,33	
	11	7,15	398,97	360,36	324,32	0,12	0,2	-40,05	17,2	759,33	
	12	3,33	185,81	167,83	151,05	0,04	0,28	-13,35	24,09	360,95	
Раскосы	13	0	0	0	0	0	0	0	0		
	14	-4,89	-272,86	-246,46	-221,81	0,06	-0,06	-20,02	-5,16		-519,32
	15	3,41	190,28	171,86	154,68	-0,06	0,06	20,02	5,16	364,98	
	16	-2,1	-117,18	-105,84	-95,26	0,06	-0,06	-20,02	-5,16		-232,46
	17	0,68	37,94	34,27	30,85	-0,06	0,06	20,02	5,16	88,81	
	18	0,68	37,94	34,27	30,85	0,06	-0,06	-20,02	-5,16	72,21	
	19	-2,1	-117,18	-105,84	-95,26	-0,06	0,06	20,02	5,16		-223,02
	20	3,41	190,28	171,86	154,68	0,06	-0,06	-20,02	-5,16	362,14	
	21	-4,89	-272,86	-246,46	-221,81	-0,06	0,06	20,02	5,16		-519,32
	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
Стойки	23	-1	-55,8	-50,4	-45,36	0	0	0	0		-106,2
	24	-1	-55,8	-50,4	-45,36	0,01	0,01	-3,34	0,86		-106,2
	25	-1	-55,8	-50,4	-45,36	0	0	0	0		-106,2

### 3.6.3 Подбор сечения стержней

Подбор сечения растянутых элементов ведется из условия прочности. При подборе сечения элемента должно выполняться условие:  $A^\Phi \geq A^{TP}$ .

Требуемая площадь:

$$A^{TP} = \frac{N_p}{R_y \cdot \gamma_c}, \text{ см}^2,$$

где  $N_p$  – растягивающее усилие в элементе, кН;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*, ];

$\gamma_c = 0,95$  – коэффициент условий работ, [6, табл. 6\*].

Принятое сечение проверяется:

– на прочность:

$$\sigma = \frac{N_p}{A^\Phi} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $A^\Phi$  – фактическая площадь, принятая по сортаменту, см<sup>2</sup>;

– на гибкость в плоскости действия момента:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} \leq [\lambda];$$

– на гибкость из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} \leq [\lambda],$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина элемента фермы, см;

$i_x, i_y$  – радиусы инерции сечения элемента, см.

$[\lambda]$  – предельная гибкость [6, табл. 20].

Подбор сечения сжатых элементов ведется из условия обеспечения устойчивости. При подборе сечения элемента должно выполняться условие:  $A^\Phi \geq A^{TP}$ .

Требуемая площадь:

$$A^{тр} = \frac{N_c}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \text{ см}^2,$$

где  $N_c$  – сжимающее усилие в элементе, кН;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба при центральном сжатии; предварительно задаем значением  $\varphi$  в пределах  $0,7 \div 0,8$ ;

Принятое сечение проверяется:

– на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N_c}{\varphi_{min} \cdot A^\Phi} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где  $A^\Phi$  – фактическая площадь, принятая по сортаменту, см<sup>2</sup>;

$\varphi_{min}$  – меньшее из значений коэффициента продольного изгиба (в плоскости или из плоскости), принимается по [6, табл. 72]

– на гибкость в плоскости действия момента:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} \leq [\lambda];$$

– на гибкость из плоскости действия момента:

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} \leq [\lambda],$$

где  $l_{ef}$  – расчетная длина элемента фермы, см;

$[\lambda]$  – предельная гибкость [6, табл. 19].

Расчетная длина элемента фермы принимается:

– верхний пояс в плоскости фермы:

$$l_{efx} = d = 3 \text{ м};$$

– верхний пояс из плоскости фермы:

$$l_{efy} = d = 3 \text{ м};$$

– нижний пояс в плоскости фермы:

$$l_{efx} = 6 \text{ м};$$

– нижний пояс из плоскости фермы:

$$l_{efy} = 12 \text{ м};$$

– элементы решетки опорных раскосов в плоскости фермы (со шпренгелями):

$$l_{efx} = 0,5 \cdot l_{\text{геом}}, \text{ м};$$

– элементы решетки опорных раскосов из плоскости фермы:

$$l_{efy} = l_{\text{геом}}, \text{ м};$$

– все остальные элементы решетки в плоскости фермы:

$$l_{efx} = 0,8 \cdot l_{\text{геом}}, \text{ м};$$

– все остальные элементы решетки из плоскости фермы:

$$l_{efy} = l_{\text{геом}}, \text{ м}.$$

Таблица 12 – Результаты конструктивного расчета стержней фермы

Элемент	Стержень	Расчетные усилия, кН		Сечение	Площадь сечения, см <sup>2</sup>		$\frac{l_{efx}}{l_{efy}}$	$\frac{i_x}{i_y}$ , см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	[λ]	α	φ <sub>min</sub>	γ <sub>c</sub>	Напряжение, кН/см <sup>2</sup>	Расчетное сопротивление, кН/см <sup>2</sup>
		Растяжение	Сжатие		A <sub>тр</sub>	A <sub>ф</sub>									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Верхний пояс	1	110,13		2L 140×9	4,83	49,44	$\frac{275}{275}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{63,36}{45,08}$	400	–	–	0,95	2,28	22,8
	2		-607,47	2L 140×9	33,3	49,44	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{69,12}{49,18}$	137,4	0,71	0,759	0,95	16,19	22,8
	3		-607,47	2L 140×9	33,3	49,44	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{69,12}{49,18}$	137,4	0,71	0,759	0,95	16,19	22,8
	4		-809,25	2L 140×9	44,37	49,44	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{69,12}{49,18}$	123,3	0,95	0,759	0,95	21,57	22,8
	5		-809,25	2L 140×9	44,37	49,44	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{69,12}{49,18}$	123,3	0,95	0,759	0,95	21,57	22,8



Продолжение таблицы 12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	6		-607,47	2L 140×9	33,3	49,44	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{69,12}{49,18}$	137,4	0,71	0,759	0,95	16,19	22,8
	7		-607,47	2L 140×9	33,3	49,44	$\frac{300}{300}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{69,12}{49,18}$	137,4	0,71	0,759	0,95	16,19	22,8
	8		-80,1	2L 140×9	4,39	49,44	$\frac{275}{275}$	$\frac{4,34}{6,1}$	$\frac{63,36}{45,08}$	174,6	0,09	0,788	0,95	2,06	22,8
Нижний пояс	9	353,64		2L 100×10	15,51	38,48	$\frac{575}{1200}$	$\frac{3,05}{4,52}$	$\frac{188,5}{265,5}$	400	–	–	0,95	9,19	22,8
	10	759,33		2L 100×10	33,3	38,48	$\frac{600}{1200}$	$\frac{3,05}{4,52}$	$\frac{196,7}{265,5}$	400	–	–	0,95	19,73	22,8
	11	759,33		2L 100×10	33,3	38,48	$\frac{600}{1200}$	$\frac{3,05}{4,52}$	$\frac{196,7}{265,5}$	400	–	–	0,95	19,73	22,8
	12	360,95		2L 100×10	15,83	38,48	$\frac{575}{1200}$	$\frac{3,05}{4,52}$	$\frac{188,5}{265,5}$	400	–	–	0,95	9,38	22,8
	13	0	0	2L 75×6	0	17,56	$\frac{105}{210}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{45,65}{61,05}$	–	–	–	0,95	0	22,8

Продолжение таблицы 12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Раскосы	14		-519,32	2L 125×8	28,47	39,38	$\frac{211}{422}$	$\frac{3,87}{5,46}$	$\frac{54,52}{77,29}$	130,8	0,82	0,704	0,95	18,73	22,8
	15	364,98		2L 75×6	16,01	17,56	$\frac{348}{435}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{151,3}{126,5}$	400	–	–	0,95	20,78	22,8
	16		-232,46	2L 100×10	12,75	38,48	$\frac{348}{435}$	$\frac{3,05}{4,52}$	$\frac{114,1}{96,24}$	175	0,58	0,454	0,95	13,3	22,8
	17	88,81		2L 75×6	3,9	17,56	$\frac{348}{435}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{151,3}{126,5}$	400	–	–	0,95	5,06	22,8
	18	72,21		2L 75×6	3,17	17,56	$\frac{348}{435}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{151,3}{126,5}$	400	–	–	0,95	4,11	22,8
	19		-223,02	2L 100×10	12,23	38,48	$\frac{348}{435}$	$\frac{3,05}{4,52}$	$\frac{114,1}{96,24}$	176,4	0,56	0,454	0,95	12,77	22,8
	20	362,14		2L 75×6	15,88	17,56	$\frac{348}{435}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{151,3}{126,5}$	400	–	–	0,95	20,62	22,8
	21		-519,32	2L 125×8	28,47	39,38	$\frac{211}{422}$	$\frac{3,87}{5,46}$	$\frac{54,52}{77,29}$	130,7	0,82	0,704	0,95	18,73	22,8

Продолжение таблицы 12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	22	0	0	2L 75×6	0	17,56	$\frac{105}{210}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{45,65}{61,05}$	–	–	–	0,95	0	22,8
Стойки	23		-106,2	2L 75×6	5,82	17,56	$\frac{252}{315}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{109,6}{91,6}$	176,9	0,55	0,481	0,95	12,57	22,8
	24		-106,2	2L 75×6	5,82	17,56	$\frac{252}{315}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{109,6}{91,6}$	176,9	0,55	0,481	0,95	12,57	22,8
	25		-106,2	2L 75×6	5,82	17,56	$\frac{252}{315}$	$\frac{2,3}{3,44}$	$\frac{109,6}{91,6}$	176,9	0,55	0,481	0,95	12,57	22,8

### 3.6.4 Расчет узлов фермы

Определяем длины швов, крепящих элементы решетки к фасонкам. Швы угловые работают на срез и рассчитываются по металлу шва и по металлу границы сплавления. Расчетная длина шва принимается равной или больше 10 см.

Каждый элемент рассчитывается на свое усилие.

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{\alpha \cdot N_i}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,}$$

$$l_{\omega} = \frac{\alpha \cdot N_i}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,}$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - \alpha) \cdot N_i}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,}$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - \alpha) \cdot N_i}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,}$$

где  $\alpha$  – коэффициент, показывающий долю усилия, приходящуюся на обушок, принимается равным 0,7, так как ферма состоит из равнополочных уголков;

$N_i$  – расчетное усилие в элементе, кН;

$n_{\text{шв}} = 2$  – количество швов;

$\beta_f, \beta_z$  – коэффициенты вида сварки, [6, табл. 34\*];

$\gamma_{\omega f}, \gamma_{\omega z}$  – коэффициенты условия работ шва, [6, п. 11.2];

$R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва, [6, таб. 55, 56];

$R_{\omega z}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу границы сплавления:

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

$R_{un} = 37 \text{ кН/см}^2$  – временное сопротивление стали разрыву, кН/см<sup>2</sup>;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, [6, табл. 6\*];

$k_f$  – катет шва, принимается из условия  $k_f^{min} \leq k_f \leq k_f^{max}$ ,

здесь  $k_f^{max}$  – максимальный катет шва:

для шва по обушку  $k_f^{max} = t_{уг} + (1 \div 2)$  мм;

для шва по перу  $k_f^{max} = t_{уг} - (1 \div 2)$  мм;

$k_f^{min}$  – минимальный катет шва, принимаемый по [6, табл. 38\*], в зависимости от толщины уголка, мм.

Шов, крепящий фасонку к верхнему поясу фермы, работает на срез и рассчитывается по металлу шва и по металлу границы сплавления на усилии:

$$S = \sqrt{(N_2 - N_1)^2 + P_{узл}^2};$$

где  $N_2, N_1$  – усилия в панелях верхнего пояса, входящего в верхний узел, кН;

$P_{узл}$  – узловая нагрузка от снега и собственного веса покрытия, кН.

– по обушку:

$$k_f = \frac{\alpha \cdot S}{n_{шв} \cdot \beta_f \cdot l_\omega \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c},$$

$$k_f = \frac{\alpha \cdot S}{n_{шв} \cdot \beta_z \cdot l_\omega \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c},$$

– по перу:

$$k_f = \frac{(1 - \alpha) \cdot S}{n_{шв} \cdot \beta_f \cdot l_\omega \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c},$$

$$k_f = \frac{(1 - \alpha) \cdot S}{n_{шв} \cdot \beta_z \cdot l_\omega \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c},$$

### 3.6.4.1 Расчет верхнего опорного узла

При проектировании жесткого верхнего опорного узла, толщина опорного фланца принимается 20 мм, расстояние между болтами 100 мм.

Определяем длину швов, крепящих панель верхнего пояса к фасонке:

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 110,13}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 4,82 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 110,13}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,89 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 110,13}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 2,64 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 110,13}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 2,24 \text{ см};$$

Принимаем  $l_{\omega} = 15 \text{ см}$ .

Проверка шва:

– по металлу шва:

$$\tau_w = \frac{S}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_f \cdot l_{\omega} \cdot k_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_w = \frac{110,13}{2 \cdot 0,7 \cdot 15 \cdot 0,8} \leq 18 \cdot 1 \cdot 1;$$

$$\tau_w = 6,56 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

– по металлу границы сплавления:

$$\tau_w = \frac{S}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot l_{\omega} \cdot k_f} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_w = \frac{110,13}{2 \cdot 1 \cdot 15 \cdot 0,8} \leq 16,65 \cdot 1 \cdot 1;$$

$$\tau_w = 4,59 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

Требуемая площадь болтов, крепящих опорный фланец к колонне:

$$A_{\text{болт}}^{\text{треб}} = \frac{H}{R_{bt}} = \frac{105,95}{17} = 6,23 \text{ см}^2,$$

где  $H$  – расчетное усилие, кН;

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление болтов растяжению, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 58\*].

$$H = \frac{M_{\text{оп}}}{h_{\text{ф}}} = \frac{333,73}{3,15} = 105,95 \text{ кН};$$

$$A_{\text{болт}}^{\text{факт}} = n_{\text{болт}} \cdot \frac{\pi d^2}{4},$$

где  $n_{\text{болт}}$  – количество болтов в соединении;

$d$  – диаметр болта, см.

$$d_{\text{болт}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{4 \cdot N_p}{R_{bt} \cdot \pi \cdot n}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 105,95}{17 \cdot 3,14 \cdot 4}} = 1,41 \text{ см};$$

Принимаем  $d_{\text{болт}} = 16 \text{ мм}$ ,  $d_{\text{отв}} = 20 \text{ мм}$ .

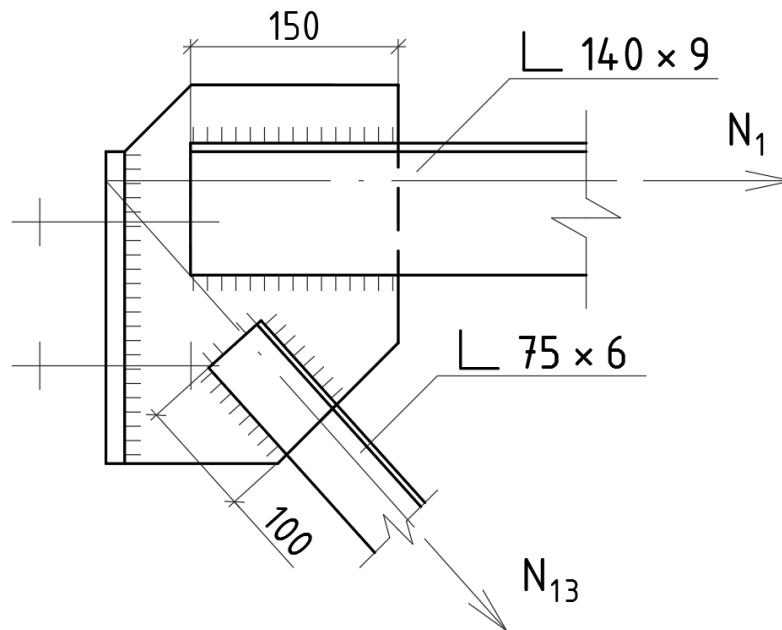


Рисунок 39 – Верхний опорный узел

### 3.6.4.2 Расчет нижнего опорного узла

Для данной конструкции опорного узла расчетными являются: сварной шов, соединяющий фасонку с опорным листом, болты, опорный лист, опорный столик.

Определяем длину швов, крепящих панель нижнего пояса к фасонке:

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 360,95}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 13,53 \text{ см},$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 360,95}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 10,48 \text{ см}.$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 360,95}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 6,37 \text{ см,}$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 360,95}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5,07 \text{ см,}$$

Принимаем  $l_{\omega} = 20 \text{ см.}$

Определяем длину швов, крепящих опорный раскос к фасонке:

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 519,32}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 19,03 \text{ см,}$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 519,32}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 14,65 \text{ см.}$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 519,32}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 8,73 \text{ см,}$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 519,32}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 6,85 \text{ см,}$$

Принимаем  $l_{\omega} = 27 \text{ см.}$

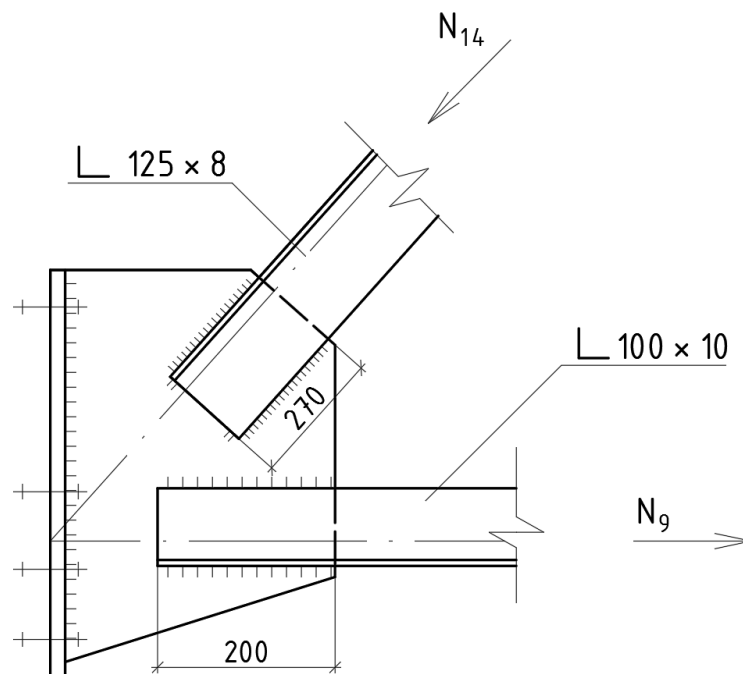


Рисунок 40 – Нижний опорный узел



Для крепления опорного фланца к колонне конструктивно принимаем 6 болтов  $d = 16$  мм,  $d_{отв} = 20$  мм.

$$\sigma_{см} = \frac{N_{см}}{A_{см}} \leq R_p \cdot \gamma_c,$$

где  $N_{см}$  – расчетное усилие:

$$N_{см} = R_{фермы} = \frac{(g_{покр}^p + S_{сн}^p) \cdot l_{\phi}}{2} = \frac{(18,6 + 16,8) \cdot 24}{2} = 424,8 \text{ кН},$$

$A_{см}$  – площадь сечения опорного фланца из расчета на смятие, см<sup>2</sup>;

$R_p$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки), кН/см<sup>2</sup>;

$$R_p = \frac{R_{ун}}{\gamma_m} = \frac{37}{1,025} = 36,1 \text{ кН/см}^2,$$

где  $R_{ун}$  – временное сопротивление стали разрыву, кН/см<sup>2</sup>, [6, табл. 51\*].;

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу, [6, табл. 2\*].

Требуемая площадь опорного фланца из условия смятия:

$$A_{см}^{треб} = \frac{N_{см}}{R_p \cdot \gamma_c},$$

$$A_{см}^{факт} = t_{фланц}^{оп} \cdot b_{фланц},$$

где  $t_{фланц}^{оп}$  – толщина сечения опорного фланца, см;

$b_{фланц}$  – ширина сечения опорного фланца, см.

$$t_{фланц}^{оп} = \frac{N_{см}}{R_p \cdot \gamma_c \cdot b_{фланц}} = \frac{424,8}{37 \cdot 1,05 \cdot 30} = 0,37 \text{ см},$$

Принимаем  $t_{фланц}^{оп} = 20$  мм.

Проверка швов, крепящих фасонку к опорному фланцу:

– по металлу шва:

$$\tau_{\omega f}^{R_{\phi}} = \frac{R_{фермы}}{n_{шв} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c$$

$$\tau_{\omega f}^{R\phi} = \frac{424,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 53} = 7,16 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega f}^H = \frac{H}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega f}^H = \frac{105,95}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 53} = 1,79 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega f}^M = \frac{6 \cdot H \cdot e}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_{\omega}^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega f}^M = \frac{6 \cdot 105,95 \cdot (10 - 2,83)}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 53^2} = 1,45 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega f}^{\text{факт}} = \sqrt{(\tau_{\omega f}^H + \tau_{\omega f}^M)^2 + (\tau_{\omega f}^{R\phi})^2} \leq R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega f}^{\text{факт}} = \sqrt{(1,79 + 1,45)^2 + (7,16)^2} = 7,86 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

– по металлу границы сплавления:

$$\tau_{\omega z}^{R\phi} = \frac{R_{\text{фермы}}}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega z}^{R\phi} = \frac{424,8}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 53} = 5,01 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega z}^H = \frac{H}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_{\omega}} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega z}^H = \frac{105,95}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 53} = 1,25 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega z}^M = \frac{6 \cdot H \cdot e}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot l_{\omega}^2} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega z}^M = \frac{6 \cdot 105,95 \cdot (10 - 2,83)}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 53^2} = 1,01 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega z}^{\text{факт}} = \sqrt{(\tau_{\omega z}^H + \tau_{\omega z}^M)^2 + (\tau_{\omega z}^{R\phi})^2} \leq R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c;$$

$$\tau_{\omega z}^{\text{факт}} = \sqrt{(1,25 + 1,01)^2 + (5,01)^2} = 5,5 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Длина опорного столика назначается из условия обеспечения прочности сварных угловых швов:

$$l_{\text{оп.ст}} = \frac{1,3 \cdot R_{\text{фермы}}}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,}$$

$$l_{\text{оп.ст}} = \frac{1,3 \cdot 424,8}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 28,4 \text{ см,}$$

$$l_{\text{оп.ст}} = \frac{1,3 \cdot R_{\text{фермы}}}{n_{\text{шв}} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см,}$$

$$l_{\text{оп.ст}} = \frac{1,3 \cdot 424,8}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 21,73 \text{ см,}$$

Принимаем  $l_{\text{оп.ст}} = 30 \text{ см, } t_{\text{оп.ст}} = 4 \text{ см.}$

### 3.6.4.3 Расчет верхних промежуточных узлов

Определяем длину швов, крепящих восходящий раскос к фасонке:

– по обушке:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 232,46}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 9,07 \text{ см;}$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 232,46}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 7,11 \text{ см;}$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 232,46}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 4,46 \text{ см;}$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 232,46}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,62 \text{ см;}$$

Принимаем  $l_{\omega} = 15 \text{ см.}$

Определяем длину швов, крепящих нисходящий раскос к фасонке:

– по обушке:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 88,81}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 5,93 \text{ см;}$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 88,81}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 4,73 \text{ см;}$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 88,81}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,11 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 88,81}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 2,6 \text{ см};$$

Принимаем  $l_w = 15 \text{ см}$ .

Определяем длину швов, крепящих верхний пояс к фасонке:

$$S = \sqrt{(809,25 - 607,47)^2 + (55,8 + 50,4)^2} = 228,02 \text{ кН};$$

– по обушке:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 228,02}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 8,92 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 228,02}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 7 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 228,02}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 4,39 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 228,02}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,57 \text{ см};$$

Принимаем  $l_w = 30 \text{ см}$ .

Проверка сварного углового шва:

– по металлу шва:

$$\tau_w = \frac{228,02}{2 \cdot 0,7 \cdot 30 \cdot 0,8} = 6,79 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

– по металлу границы сплавления:

$$\tau_w = \frac{228,02}{2 \cdot 1 \cdot 30 \cdot 0,8} = 4,75 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

Условие выполняется.

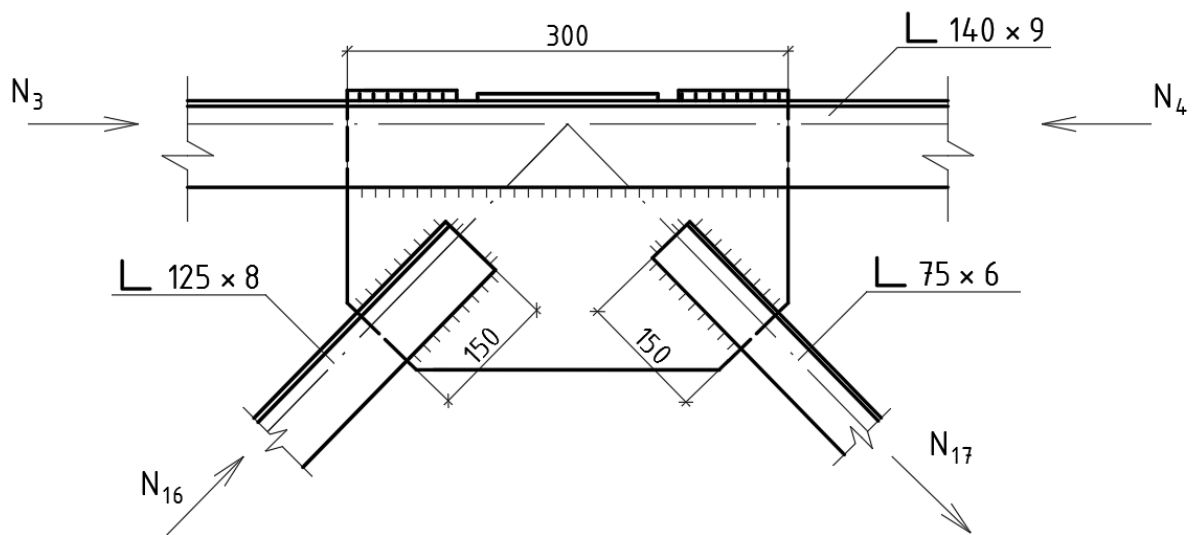


Рисунок 41 – Верхний промежуточный узел

### 3.6.4.4 Расчет нижних промежуточных узлов

Определяем длину швов, крепящих нисходящий раскос к фасонке:

– по обушку:

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 364,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 21,28 \text{ см};$$

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 364,98}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 16,35 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_w = \frac{(1 - 0,7) \cdot 364,98}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 9,7 \text{ см};$$

$$l_w = \frac{(1 - 0,7) \cdot 364,98}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 7,58 \text{ см};$$

Принимаем  $l_w = 22 \text{ см}$ .

Определяем длину швов, крепящих восходящий раскос к фасонке:

– по обушку:

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 232,46}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 9,1 \text{ см};$$

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 232,46}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 7,11 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 232,46}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 4,46 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 232,46}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,62 \text{ см};$$

Принимаем  $l_{\omega} = 22 \text{ см}$ .

Определяем длину швов, крепящих стойку к фасонке:

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 106,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 6,9 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 106,2}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 5,47 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 106,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,53 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 106,2}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 2,91 \text{ см};$$

Принимаем  $l_{\omega} = 11 \text{ см}$ .

Определяем длину швов, крепящих нижний пояс к фасонке:

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot (759,33 - 353,64)}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 15,1 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot (759,33 - 353,64)}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 11,7 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot (759,33 - 353,64)}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 7,04 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot (759,33 - 353,64)}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 5,57 \text{ см};$$

Принимаем  $l_{\omega} = 44 \text{ см}$ .

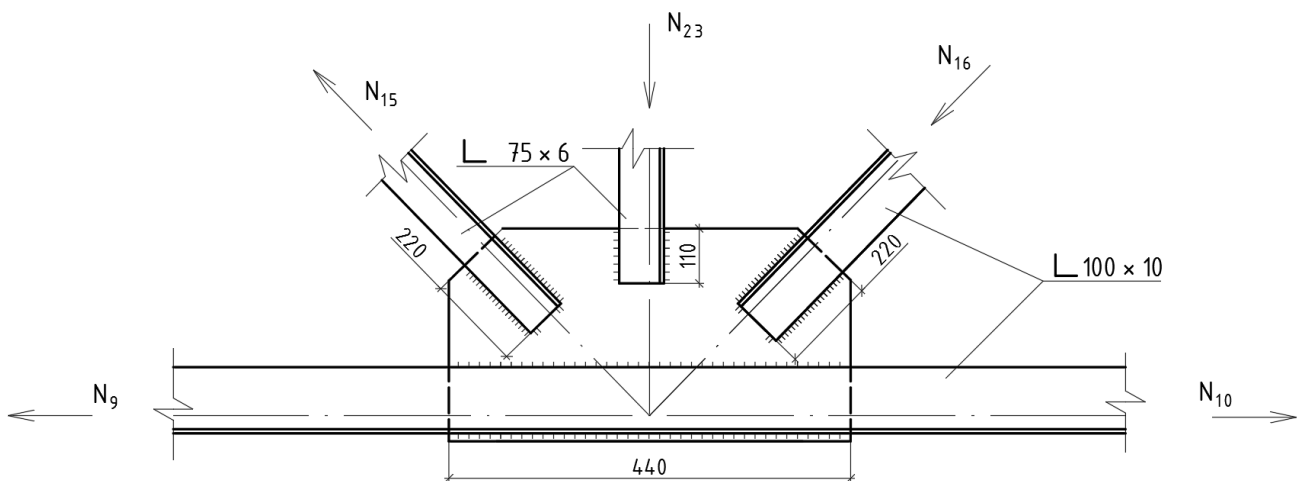


Рисунок 42 – Нижний промежуточный узел

Проверка сварного углового шва:

– по металлу шва:

$$\tau_w = \frac{405,69}{2 \cdot 0,7 \cdot 44 \cdot 0,8} = 8,23 \text{ кН/см}^2 < 18 \text{ кН/см}^2;$$

– по металлу границы сплавления:

$$\tau_w = \frac{405,69}{2 \cdot 1 \cdot 44 \cdot 0,8} = 5,76 \text{ кН/см}^2 < 16,65 \text{ кН/см}^2;$$

Условие выполняется.

### 3.6.4.5 Стык отправочных марок

Определяем длину швов, крепящих стойку к фасонке:

– по обушке:

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 106,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 6,9 \text{ см};$$

$$l_w = \frac{0,7 \cdot 106,2}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 5,47 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_w = \frac{(1 - 0,7) \cdot 106,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 3,53 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 106,2}{2 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 2,91 \text{ см};$$

Принимаем  $l_w = 10 \text{ см}$ .

Определяем длину швов, крепящих верхний пояс к фасонке:

– по обушку:

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 809,25}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 29,1 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{0,7 \cdot 809,25}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 22,3 \text{ см};$$

– по перу:

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 809,25}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 13,04 \text{ см};$$

$$l_{\omega} = \frac{(1 - 0,7) \cdot 809,25}{2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1} + 1 \text{ см} = 10,11 \text{ см};$$

Принимаем  $l_w = 30 \text{ см}$ .

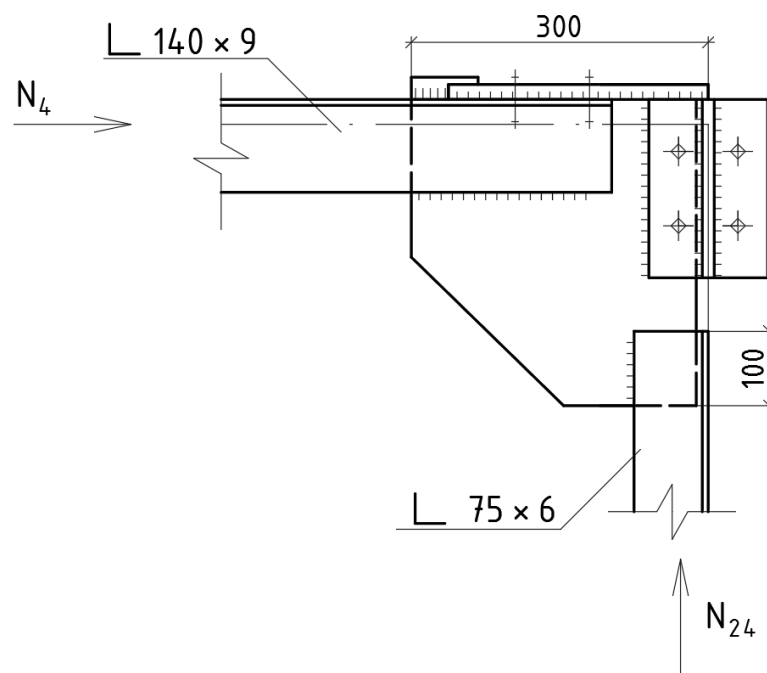


Рисунок 43 – Стык отправочных марок



### 3.7 Расчет фундамента

#### 3.7.1 Определение физико-механических характеристик грунтов

*Грунт №1* Песок пылеватый, влажный, средней плотности.

$$J_p = W_L - W_P = 0 - 0 = 0 \%;$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{1,8}{1 + \frac{15}{100}} = 1,57 \text{ г/см}^3;$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,65 - 1,57}{1,57} = 0,69 \text{ г/см}^3;$$

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,01 \cdot 15 \cdot 2,65}{0,69 \cdot 1} = 0,58;$$

$$c_n = 3,2 \text{ кПа}; \varphi_n = 28,4^\circ; E = 15,2 \text{ МПа}; R_0 = 150 \text{ кПа.}$$

*Грунт №2* Глина мягкопластичная

$$J_p = W_L - W_P = 35 - 15 = 20 \%;$$

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{28 - 15}{35 - 15} = 0,65;$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{1,84}{1 + \frac{28}{100}} = 1,44 \text{ г/см}^3;$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,81 - 1,44}{1,44} = 0,95 \text{ г/см}^3;$$

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,01 \cdot 28 \cdot 2,81}{0,95 \cdot 1} = 0,83;$$

$$c_n = 33 \text{ кПа}; \varphi_n = 10^\circ; E = 9 \text{ МПа}; R_0 = 194 \text{ кПа.}$$

*Грунт №3* Глина полутвердая

$$J_p = W_L - W_P = 38 - 20 = 18 \%;$$

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{24 - 20}{38 - 20} = 0,22;$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \frac{W}{100}} = \frac{2,1}{1 + \frac{24}{100}} = 1,69 \text{ г/см}^3;$$

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} = \frac{2,79 - 1,69}{1,69} = 0,65 \text{ г/см}^3;$$

$$S_r = \frac{0,01 \cdot W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,01 \cdot 24 \cdot 2,79}{0,65 \cdot 1} = 1;$$

$$c_n = 68 \text{ кПа}; \varphi_n = 20^\circ; E = 24 \text{ МПа}; R_0 = 412 \text{ кПа}.$$

Таблица 13 – Прочностные характеристики грунтов

Наименование показателей	Слой грунтов		
	I	II	III
Грунт	Песок пылеватый, влажный, средней плотности	Глина мягкопластичная	Глина полутвердая
Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>	18	18,4	20,1
Коэффициент пористости e	0,69	0,95	0,65
Показатель текучести J <sub>L</sub>	-	0,65	0,22
Удельное сцепление c <sub>n</sub> , кПа	3,2	33	68
Угол внутреннего трения φ <sub>n</sub> , °	28,4	10	20
Расчетное сопротивление R <sub>0</sub> , кПа	150	194	412
Модуль деформации E, кПа	15,2	9	24

### 3.7.2 Составление сочетаний нагрузок и выбор их для расчета

Основные сочетания для расчета фундаментов по II группе предельных состояний приведены в таблице 14.

Таблица 14 – Основные сочетания для расчета фундаментов по II группе предельных состояний

Усилия	Сочетания нагрузок					
	<i>пост. + снеговая</i>	<i>пост. + от крана</i>	<i>пост. + ветровая</i>		<i>пост. + 0,9 · ( снег + + от крана + ветр.)</i>	
N, кН	-390,1	-348,8	-249,1	-249,1	<b>-465,7</b>	-465,7
M, кН · м	128,41	216,27	194,9	-40,9	<b>354,8</b>	142,5
Q, кН	-14,65	-24,85	7,65	-25,4	<b>-13,6</b>	-43,3

Расчетные нагрузки для основных сочетаний для расчета фундаментов по I группе предельных состояний приведены в таблице 15.

Таблица 15 – Расчетные нагрузки для основных сочетаний для расчета фундаментов по I группе предельных состояний

Усилия	Постоянная нагрузка	Кратковременные нагрузки		
		Снеговая	От мост. крана	Ветровая
N, кН	-261,55	-197,4	-119,63	-
M, кН · м	80,82	72,02	167,19	± 165,06
Q, кН	-9,29	-8,13	-19,24	± 23,1
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1,05	1,4	1,2	1,4

Основные сочетания для расчета фундаментов по I группе предельных состояний приведены в таблице 16.

Таблица 16 – Основные сочетания для расчета фундаментов по I группе предельных состояний

Усилия	Сочетания нагрузок					
	пост. + снеговая	пост. + от крана	пост. + ветровая		пост. + 0,9 · (снег. + от крана + ветр.)	
N, кН	-458,95	-381,18	-261,55	-261,55	<b>-546,9</b>	-546,9
M, кН · м	152,84	248	245,88	-84,24	<b>444,7</b>	147,6
Q, кН	-17,42	-28,53	13,81	-32,4	<b>-13,1</b>	-54,7

### 3.7.3 Определение глубины заложения подошвы фундамента

Так как пески пылеватые относятся к пучинистым грунтам, то глубину заложения подошвы фундамента определяем, исходя из расчетной глубины сезонного промерзания грунта.

Определяем нормативную глубину сезонного промерзания грунта, которую находим по максимальной глубине промерзания в течение 10 лет на площадке свободной от снега по формуле:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,28 \cdot \sqrt{|-38,9|} = 1,75 \text{ м};$$

где  $d_0$  – величина, принимаемая по [10, п. 5.5.3]; для песков мелких и пылеватых  $d_0 = 0,28$  м;

$M_t$  – сумма среднемесячных отрицательных температур зимних месяцев для данного района (г. Казань), [2, табл. 5].

$$M_t = -11,6 - 10,9 - 4,3 - 3,2 - 8,9 = -38,9 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Расчетная глубина сезонного промерзания грунта определяется по формуле:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,6 \cdot 1,75 = 1,05 \text{ м};$$

где  $k_h$  – коэффициент теплового режима здания, определяемый по [10, п. 5.5.4],  $k_h = 0,6$  для зданий без подвала с полами, устраиваемыми по грунту и расчетной среднесуточной температурой воздуха в помещении, примыкающего к наружным фундаментам, равной 15 °С.

Определим глубину заложения подошвы с учетом конструктивных требований.

Конструктивная высота фундамента должна быть не менее:

$$h_{\phi} = l_{an} + 0,05 = 0,55 + 0,1 = 0,65 \text{ м,}$$

где  $l_{an}$  – глубина заделки анкерных болтов в фундамент, м;

0,1 м – толщина подливки бетона под плитой башмака колонны при безвыверочном способе монтажа.

Глубина заделки анкерных болтов в фундамент:

$$l_{an} = 25 \cdot d_6 \cdot k_1 \cdot k_2 = 25 \cdot 24 \cdot 0,73 \cdot 1,24 = 547 \approx 550 \text{ мм,}$$

где  $d_6$  – диаметр анкерного болта, мм;

$k_1$  – отношение расчётных сопротивлений растяжению бетона класса В12,5 и принятого класса бетона (В20);

$k_2$  – отношение расчётных сопротивлений растяжению анкерных болтов принятой марки стали (09Г2С) и стали марки ВСт3кп2.

$$k_1 = \frac{R_{bt}^{12,5}}{R_{bt}^{20}} = \frac{0,66}{0,9} = 0,73,$$

где  $R_{bt}^{12,5}$  – расчетные сопротивления бетона класса В12,5 осевому растяжению для предельных состояний первой группы, МПа, [11, табл. 6.8];

$R_{bt}^{20}$  – расчетные сопротивления бетона класса В12,5 осевому растяжению для предельных состояний первой группы, МПа, [11, табл. 6.8].

$$k_2 = \frac{R_{ba}^1}{R_{ba}^2} = \frac{230}{185} = 1,24,$$

где  $R_{ba}^1$  – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов ( $d = 24$  мм), выполненных из стали марки 09Г2С, МПа, [6, табл. 60\*];

$R_{ba}^2$  – расчетное сопротивление растяжению фундаментных болтов ( $d = 24$  мм), выполненных из стали марки ВСт3кп2, МПа, [6, табл. 60\*].

Высоту  $h_\phi$  округляем в большую сторону до величины, кратной 300 мм,  $h_\phi = 0,9$  м.

Глубина заложения подошвы фундамента с учетом конструктивных требований:

$$d = h_\phi + 0,6 = 0,9 + 0,6 = 1,5 \text{ м};$$

где 0,6 м – расстояние от отметки верха фундамента до отметки чистого пола, требуемое для условий выполнения работ нулевого цикла.

Глубина заложения подошвы фундамента с учетом конструктивных требований  $d = 1,5$  м оказалась больше расчетной глубины промерзания грунта  $d_f = 1,05$  м. Для дальнейших расчетов принимаем большее значение,  $d = 1,5$  м.

### 3.7.4 Определение размеров подошвы фундамента

Расчет производим по II группе предельных состояний:

$$N_{max}^{II} = -465,7 \text{ кН}; M_{соотв}^{II} = 354,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; Q_{соотв}^{II} = -13,6 \text{ кН}.$$

$$A = \frac{N \cdot \beta}{R_o - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{465,7 \cdot 1,2}{150 - 20 \cdot 1,5} = 4,3 \text{ м}^2,$$

где  $N$  – значение расчетной продольной силы, кН;

$\beta$  – коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента и продольной силы;

$R_o$  – расчетное сопротивление грунта, в котором заложен фундамент, кПа;

$\gamma_{cp}$  – средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента, грунта и пола, расположенного над подошвой фундамента, принимается равным 20 кН/м<sup>3</sup>;

$d$  – глубина заложения фундамента, м.

$$b = \frac{\sqrt{A}}{\eta} = \frac{\sqrt{4,3}}{1,2} = 1,73 \approx 1,8 \text{ м},$$

где  $\eta$  – коэффициент, учитывающий соотношение размеров подошвы фундамента, при внецентренно - нагруженном фундаменте.

$$l = \eta \cdot b = 1,2 \cdot 1,8 = 2,16 \text{ м};$$

Ориентировочно размеры подошвы фундамента назначаем  $b = 1,8 \text{ м}; l = 2,4 \text{ м}$ .

Среднее давление  $P$  не должно превышать величины расчетного сопротивления грунта основания  $R$ :

$$P_{\text{ср}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{ср}} \cdot d \leq R,$$

где  $R$  – расчетное сопротивление грунта основания, определяемое в соответствии с [10, п. 5.6.7]:

$$P_{\text{ср}} = \frac{465,7}{1,8 \cdot 2,4} + 20 \cdot 1,5 = 137,8 \text{ кПа};$$

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}],$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы, принимаемые по [10, табл. 5.4],  $\gamma_{c1} = 1,1, \gamma_{c2} = 1$ ;

$k$  – коэффициент, принимаемый равным 1,1, если прочностные характеристики грунта приняты по [10, прил. А];

$k_z = 1$  коэффициент, принимаемый равным 1 при  $b < 10 \text{ м}$ ;

$d_b = 0$  – глубина подвала, м;

$M_y, M_g, M_c$  – коэффициенты, принимаемые по [10, табл. 5.5] при  $\varphi_I = 28,4^\circ$ ,

$M_y = 1,01; M_g = 5,06; M_c = 7,51$ ;

$\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$  – усредненное расчетное значение удельного веса грунтов ниже подошвы фундамента, принимается по таблице 13,  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma'_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$  – усредненное расчетное значение удельного веса грунтов выше подошвы фундамента, принимается по заданию,  $\text{кН/м}^3$ , по таблице 13;

$c_{II} = 3,2 \text{ кПа}$  – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} \cdot [1,01 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 18 + 5,06 \cdot 1,5 \cdot 18 + 7,51 \cdot 3,2] = 193,38 \text{ кПа};$$

Максимальное краевое давление  $P_{max}$  при любых сочетаниях нагрузок может быть повышено до  $1,2R$  при выполнении условий [10, п. 5.6.24], а минимальное давление  $P_{min}$  должно быть больше нуля:

$$P_{max} \leq 1,2 \cdot R; P_{min} > 0.$$

Последнее требование объясняется тем, что треугольная эпюра давлений для зданий с мостовыми кранами не рекомендуется, так как продольные и поперечные тормозные силы могут вызвать поворот фундаментов вокруг точки с ординатой  $P_{max}$ .

Краевые давления под подошвой фундамента  $P_{max}$ ,  $P_{min}$  находят в предположении линейного распределения давления по грунту в направлении действия момента по формуле:

$$P_{min}^{max} = P_{cp} \pm \frac{M^H + Q^H \cdot h_{\phi}}{W_y},$$

где  $h_{\phi}$  – высота фундамента, м;

$W_y$  – момент сопротивления подошвы фундамента относительно оси  $y$ , определяется по формуле:

$$W_y = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,8 \cdot 2,4^2}{6} = 1,73 \text{ м}^3;$$

$$P_{max} = 137,8 + \frac{354,8 + 13,6 \cdot 0,9}{1,73} = 349,96 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = 137,8 - \frac{354,8 + 13,6 \cdot 0,9}{1,73} = -74,36 \text{ кПа}.$$

Проверяем, чтобы средняя величина давления по подошве была меньше расчетного сопротивления, и удовлетворялось условие для краевых ординат давлений:

$$\text{а) } P \leq R, \quad 137,8 \text{ кПа} < 193,38 \text{ кПа};$$

$$\text{б) } P_{max} \leq 1,2 \cdot R, \quad 349,96 \text{ кПа} > 232,06 \text{ кПа};$$

$$\text{в) } P_{min} = -74,36 \text{ кПа} < 0.$$

Так как не все условия выполняются, производим корректировку размеров подошвы фундамента. Принимаем  $b = 2,4$  м и  $l = 3,3$  м.



$$P_{cp} = \frac{465,7}{2,4 \cdot 3,3} + 20 \cdot 1,5 = 88,8 \text{ кПа};$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1,1} \cdot [1,01 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18 + 5,06 \cdot 1,5 \cdot 18 + 7,51 \cdot 3,2] = 204,28 \text{ кПа};$$

$$W_y = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 3,3^2}{6} = 4,36 \text{ м}^3;$$

$$P_{max} = 88,8 + \frac{354,8 + 13,6 \cdot 0,9}{4,36} = 172,98 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = 88,8 - \frac{354,8 + 13,6 \cdot 0,9}{4,36} = 4,62 \text{ кПа}.$$

а)  $P \leq R$ ,  $88,8 \text{ кПа} < 204,28 \text{ кПа}$ ;

б)  $P_{max} \leq 1,2 \cdot R$ ,  $237,85 \text{ кПа} < 245,14 \text{ кПа}$ ;

в)  $P_{min} = 4,62 \text{ кПа} > 0$ .

Все условия выполняются.

Для окончательного принятия размеров фундамента определяем абсолютную осадку методом послойного элементарного суммирования.

### 3.7.5 Вычисление осадки фундамента методом послойного элементарного суммирования

Методом послойного суммирования определим осадку основания фундамента:

$$S = \beta \cdot \sum \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{e,i}} \leq S_u$$

где  $\beta$  – безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  – среднее значение вертикального нормального напряжения от внешней нагрузки в соответствующем слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, кПа;

$$\sigma_{zg,i} = \alpha \cdot P_0,$$

где  $\alpha$  – коэффициент, принимаемый по [10, табл. 5.8] в зависимости от относительной глубины, равной  $2z/b$  и соотношения размеров подошвы фундамента  $\eta$ .

$P_0$  – дополнительное давление в уровне подошвы фундамента, кПа.

$h_i$  – толщина  $i$  – ого слоя грунта, принимаемая не более 0,4 ширины фундамента;

$$h_i \leq 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ м};$$

$E_i$  – модуль деформации соответствующего слоя грунта по ветви первичного нагружения, кПа;

$\sigma_{zy,i}$  – среднее значение вертикального напряжения соответствующем слое грунта по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента, от собственного веса выбранного при отрывке котлована грунта, кПа;

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zgo} + \gamma_i \cdot h_i,$$

где  $\sigma_{zgo}$  – вертикальное напряжение от собственного веса грунта на отметке подошвы фундамента, кПа (при планировке срезкой  $\sigma_{zgo} = \gamma' \cdot d$ ).

$E_{e,i}$  – модуль деформации соответствующего слоя грунта по ветви вторичного нагружения, кПа;

$S_u$  – предельное значение осадки основания фундамента (совместной деформации основания и сооружения), принимаемая по [10, прил. Г, табл Г.1]; для производственных одноэтажных зданий с полным стальным каркасом  $S_u = 15 \text{ см} = 0,15 \text{ м}$ :

Поскольку глубина котлована не превышает 5 м, в соответствии с [10; п. 5.6.34] вторым слагаемым в формуле можно пренебречь.

$$S = \beta \cdot \sum \frac{(\sigma_{zp,i}^{\text{cp}} - \sigma_{zg,i}) \cdot h_i}{E_i} \leq S_u$$

$$\sigma_{zg,o} = \gamma' \cdot d = 18 \cdot 1,5 = 27 \text{ кПа.}$$

Дополнительное давление в уровне подошвы фундамента (1 слой грунта):

$$P_0 = P_{\text{cp}} - \sigma_{zg,o} = 88,8 - 27 = 61,8 \text{ кПа.}$$

Средние значения напряжений в соответствующем слое грунта вычислим как полусумму соответствующих напряжений на верхней и нижней границах слоя:

$$\sigma_{zpi \text{ ср}} = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zp(i+1)}}{2}$$

Нижнюю границу сжимаемой толщи основания принимаем на глубине  $z = H_c$ , где выполняется условие  $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$ .

При этом глубина сжимаемой толщи при  $b \leq 10$  м должна быть не меньше:

$$H_{min} = \frac{b}{2} = \frac{2,4}{2} = 1,2 \text{ м.}$$

Конечную стабильную осадку грунта определим по формуле:

$$S_{полн} = \sum_{i=1}^n S_i$$

Схема для расчета абсолютной осадки фундамента приведена на рисунке 44, напряжения в горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента представлены в таблице 17.

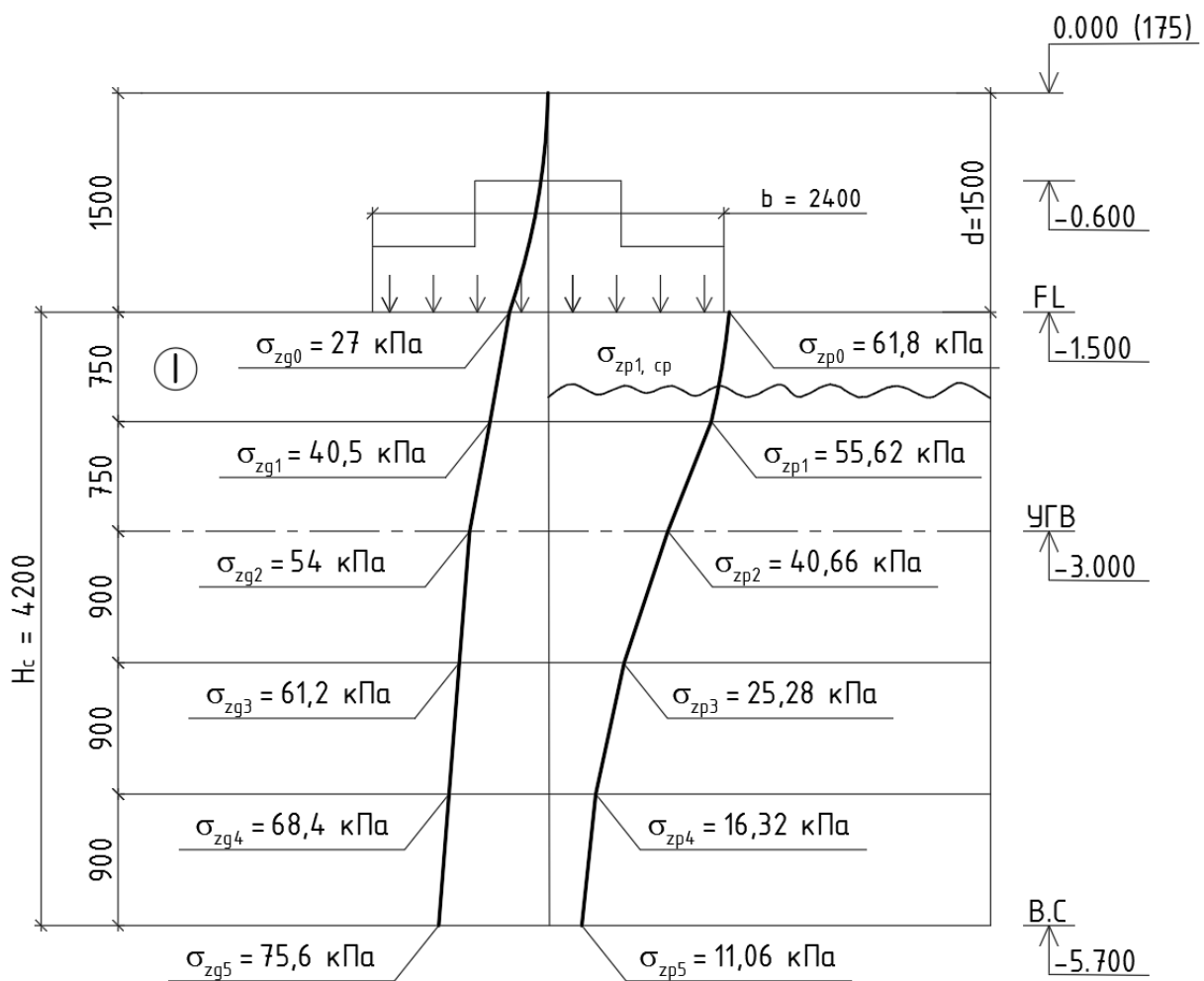


Рисунок 44 – Схема для расчета абсолютной осадки фундамента

Таблица 17 – Напряжения в горизонтальных сечениях в грунте ниже подошвы фундамента

Наименование грунта	$\gamma_i$ , кН/м <sup>3</sup>	$h_{эi}$ , м	$\sigma_{zgi}$ , кПа	$0,2 \cdot \sigma_{zgi}$ , кПа	$\alpha$	$\sigma_{zpi}$ , кПа	$\sigma_{zpi\text{ ср}}$ , кПа	$E_i$ , МПа	$S_{эi}$ , мм
Песок пылеватый, влажный, средней плотности	18	0,75	40,5	8,1	0,9	55,62	58,71	15,2	2,32
	18	0,75	54	10,8	0,658	40,66	48,14	15,2	1,9
	8	0,9	61,2	12,24	0,409	25,28	32,97	15,2	1,56
	8	0,9	68,4	13,68	0,264	16,32	20,8	15,2	0,99
	8	0,9	75,6	15,12	0,179	11,06	13,69	15,2	0,65
									7,42

$$\sum_{i=1}^5 S_i = 2,32 + 1,9 + 1,56 + 0,99 + 0,65 = 7,42 \text{ мм};$$

$$S = 0,74 \text{ см} < [S_u] = 15 \text{ см},$$

Значение конечной осадки фундамента не превышает допустимого значения.

### 3.7.6 Конструирование фундамента

Минимальные размеры подколонников стальных колонн определяются расположением анкерных болтов для крепления ветвей колонн, расстоянием от оси болта до края фундамента и размерам и опорных плит башмаков.

$$l_{\pi} = b_{\pi} + 2 \cdot \left( \frac{l_{\text{а.п.}}}{2} - a \right) + 2 \cdot t = 1000 + 2 \cdot \left( \frac{300}{2} - 31,5 \right) + 2 \cdot 150 = 1537 \text{ мм},$$

где  $b_{\pi}$  – ширина сечения подкрановой части колонны, мм;

$l_{\text{а.п.}}$  – длина анкерной плитки, мм;

$a$  – расстояние между анкерным болтом и краем анкерной плитки, мм;

$t$  – зозор между анкерным болтом и наружным краем подколонника, мм.

$$b_{\pi} = h_{\text{о.пл.}} + 2 \cdot \left( \frac{b_{\text{а.п.}}}{2} - a_1 \right) + 2 \cdot t = 450 + 2 \cdot \left( \frac{200}{2} - 20 \right) + 2 \cdot 150 = 910 \text{ мм},$$

где  $h_{\text{о.пл.}}$  – длина опорной плиты базы ветви колонны, мм;

$b_{\text{а.п.}}$  – ширина анкерной плитки, мм;

$a_1$  – расстояние, на которое анкерная плитка «заходит» за наружный край опорной плиты базы ветви колонны, мм;

$t$  – зозор между анкерным болтом и наружным краем подколонника, мм.

Принимаем  $l_{\pi} = 1800$  мм,  $b_{\pi} = 1200$  мм.

Вынос плитной части фундамента относительно граней подколонника:

а) в плоскости изгибающего момента:

$$\frac{l - l_{\pi}}{2} = \frac{3,3 - 1,8}{2} = 0,75 \text{ м};$$

Принимаем 1 ступень с размерами  $c_1 = 750$  мм,  $h_1 = 450$  мм;

б) из плоскости изгибающего момента:

$$\frac{b - b_{\pi}}{2} = \frac{2,4 - 1,2}{2} = 0,6 \text{ м}.$$

Принимаем 1 ступень с размерами  $c'_1 = 600$  мм,  $h'_1 = 450$  мм.

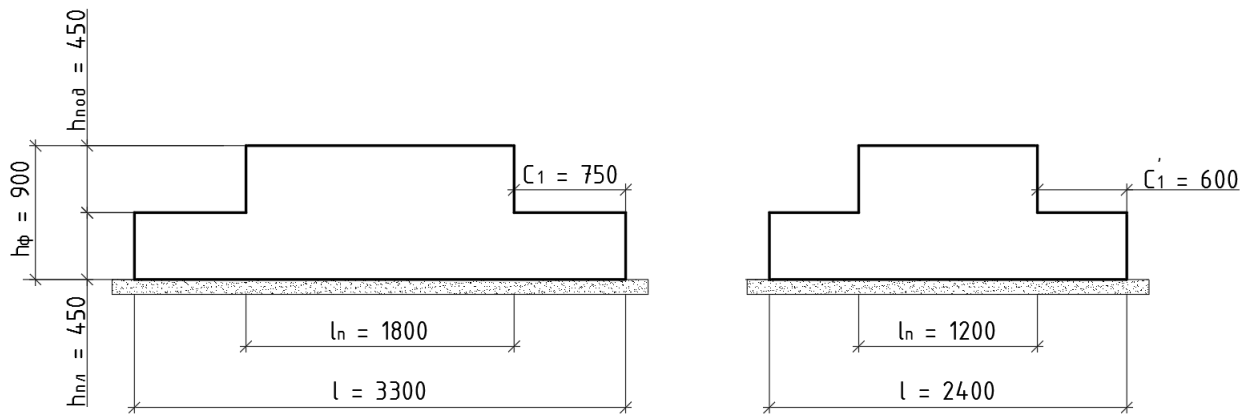


Рисунок 45 – Размеры фундамента

### 3.7.7 Расчет фундамента на продавливание

Расчётные усилия:

$$N_{max}^I = -546,9 \text{ кН}; \quad M_{соотв}^I = 444,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q_{соотв}^I = -13,1 \text{ кН}.$$

При расчётах на продавливание и на прочность реактивное давление грунта по подошве фундамента определяют от расчётных нагрузок без учёта собственного веса фундамента и грунта на его уступах, так как обусловленные этими нагрузками давления на грунт уравниваются соответствующим реактивным давлением грунта и не вызывают усилий изгиба в теле фундамента.

$$P_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} = \frac{546,9}{2,4 \cdot 3,3} = 69,05 \text{ кПа};$$

$$P_{max} = P_{cp} + \frac{M^I + Q^I \cdot h_{\Phi}}{W_y} = 69,05 + \frac{444,7 + 13,1 \cdot 0,9}{4,36} = 173,75 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = P_{cp} - \frac{M^I + Q^I \cdot h_{\Phi}}{W_y} = 69,05 - \frac{444,7 + 13,1 \cdot 0,9}{4,36} = 35,65 \text{ кПа};$$

Устанавливать схему образования пирамиды продавливания не нужно, т.к. заранее известно, что расчет на продавливание будет производиться по первой схеме, от низа подколонника, т.к. нет стакана.

Схема образования пирамиды продавливания показана на рис. 46.

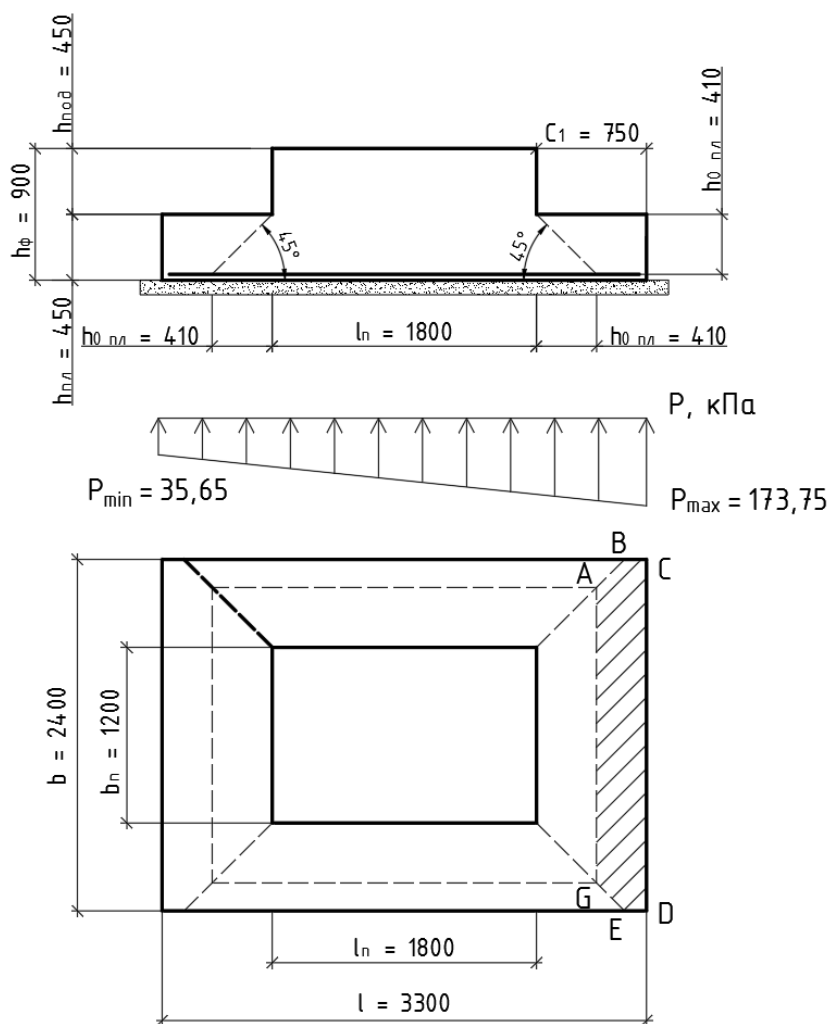


Рисунок 46 – Схема определения продавливающей силы

Расчёт на продавливание при образовании пирамиды от низа подколонника:

– в плоскости действия изгибающего момента из условия:

$$N' = P_{max} \cdot A_0 \leq R_{bt} \cdot b_{cp} \cdot h_{0 \text{ пл.}};$$

где  $N'$  – расчетная продавливающая сила, кН;

$P_{max}$  – максимальное краевое давление под подошвой фундамента, кПа;

$A_0$  – площадь многоугольника ABCDEG;

$$A_0 = 0,5 \cdot b_{\text{п.ф.}} \cdot (l_{\text{ф.}} - l_{\text{п.}} - 2 \cdot h_{0 \text{ пл.}}) - 0,25 \cdot (b_{\text{п.ф.}} - b_{\text{п.}} - 2 \cdot h_{0 \text{ пл.}})^2 = 0,5 \cdot 2,4 \cdot (3,3 - 1,8 - 2 \cdot 0,41) - 0,25 \cdot (2,4 - 1,2 - 2 \cdot 0,41)^2 = 0,78 \text{ м}^2;$$

$b_{cp}$  – среднее арифметическое величин верхнего и нижнего размеров грани пирамиды, образующейся при продавливании, в пределах рабочей высоты сечения:

$$b_{cp} = \frac{b_{\Pi} + b_{\Pi} + 2 \cdot h_{0\text{пл.}}}{2} = b_{\Pi} + h_{0\text{пл.}} = 1,2 + 0,4 = 1,6 \text{ м,}$$

где  $b_{\Pi}$  – меньший размер сечения подколонника, м;

$h_{0\text{пл.}}$  – рабочая высота сечения плитной части, м;

$$h_{0\text{пл.}} = h_{\text{пл}} - 0,04 = 0,45 - 0,04 = 0,41 \text{ м,}$$

где  $h_{\text{пл}} = 0,45$  м – высота плитной части фундамента;

0,04 м – толщина защитного слоя бетона.

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона В20 осевому растяжению при  $\gamma_b = 1$ ,

$$R_{bt} = 0,9 \text{ МПа} = 900 \text{ кН, [2, табл. 6.8].}$$

Тогда:

$$173,75 \cdot 0,78 \leq 900 \cdot 1,6 \cdot 0,41$$

$$135,53 \text{ кН} < 590,4 \text{ кН;}$$

Условие выполняется.

### 3.7.8 Проверка первой ступени фундамента по поперечной силе

Размеры фундамента подбираются так, чтобы напряжения, воспринимаемые бетоном, были не больше поперечной силы от расчетных нагрузок, т.е. чтобы не требовалась поперечная арматура. В указанной проверке нуждается лишь высота нижней ступени, если она выходит за плоскости пирамиды продавливания. В этом случае возникает опасность разрушения по сечению, наклонному к подошве фундамента под углом, примерно равным  $45^\circ$ .

– в плоскости действия момента:

$$h_{01} \geq \frac{P_{max} \cdot a}{\varphi_{b3} \cdot R_{bt}},$$

где  $\varphi_{b3}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,6 для тяжелого бетона;

$$a = 0,5 \cdot (l - l_{\Pi} - 2 \cdot h_{0\text{пл.}}) = 0,5 \cdot (3,3 - 1,8 - 2 \cdot 0,41) = 0,34 \text{ м;}$$



$$0,565 \geq \frac{173,75 \cdot 0,34}{0,6 \cdot 900};$$

0,41 м > 0,11 м – условие выполняется;

– из плоскости действия момента:

$$h_{01} \geq \frac{P \cdot u}{\varphi_{b3} \cdot R_{bt}};$$

$$u = 0,5 \cdot (b - b_{\text{п}} - 2 \cdot h_{0\text{пл}}) = 0,5 \cdot (2,4 - 1,2 - 2 \cdot 0,41) = 0,19 \text{ м};$$

$$0,41 \geq \frac{69,05 \cdot 0,19}{0,6 \cdot 900},$$

0,41 м > 0,02 м – условие выполняется.

### 3.7.9 Проверка плитной части фундамента по наклонным сечениям

Согласно [10, п. 2.24] проверку плитной части фундамента по наклонным сечениям допускается не выполнять, если соблюдается условие:

$$\frac{B}{L} = \frac{2,4}{3,3} = 0,73 > 0,5.$$

Так как условие выполняется, прочность плитной части фундамента по наклонным сечениям считается обеспеченной.

### 3.7.10 Расчет подколонника на местное сжатие (смятие)

Расчёт подколонника на местное сжатие (смятие) выполняют на усилие  $N_c$  в уровне торца колонны по правилам расчёта элементов железобетонных конструкций. Первоначально проверяют прочность подколонника при отсутствии косвенной арматуры.

$$N_c \leq \Psi_{loc} \cdot R_{b,loc} \cdot A_{b,loc},$$

где  $N_c$  – местная сжимающая сила от внешней нагрузки, кН;

$\Psi_{loc}$  – коэффициент, принимаемый равным 0,75 при неравномерном распределении местной нагрузки по площади смятия;

$R_{b,loc}$  – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы, МПа;

$A_{b,loc}$  – площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия), м<sup>2</sup>.

$$R_{b,loc} = R_b \cdot \varphi_b = 11,5 \cdot 2,48 = 28,52 \text{ МПа},$$

где  $R_b$  – расчётное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа; для бетона класса В20  $R_b = 11,5$  МПа;

$\varphi_b$  – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_b = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}} = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{2,16}{0,225}} = 2,48,$$

но принимаемый не более 2,5 и не менее 1;

где  $A_{b,max}$  – максимальная расчётная площадь смятия, м<sup>2</sup>.

$$A_{b,max} = l_{\text{оп.пл.}} \cdot b_{\text{оп.пл.}} = 1,8 \cdot 1,2 = 2,16 \text{ м}^2.$$

$$A_{b,loc} = 2 \cdot l_{\text{оп.пл.}} \cdot b_{\text{оп.пл.}} = 2 \cdot 0,45 \cdot 0,25 = 0,225 \text{ м}^2,$$

где  $l_{\text{оп.пл.}}$  – длина опорной плиты базы ветви колонны, м;

$b_{\text{оп.пл.}}$  – ширина опорной плиты базы ветви колонны, м.

$$546,9 \leq 0,75 \cdot 28520 \cdot 0,225,$$

$$546,9 \text{ кН} < 4812,75 \text{ кН},$$

Условие выполняется.

### 3.7.11 Расчет фундамента на изгиб

Вычерчиваем размеры фундамента с соответствующими эпюрами реактивного давления грунта в плоскости и из плоскости изгибающего момента. Величины  $P_{max}$ ,  $P_{min}$  и  $P$  принимаем из расчета по I гр. п.с.

Выбираем расчетные сечения и определяем, рассматривая подобие треугольников, величины давлений грунта в этих сечениях.

$$l_1 = C_1 = 750 \text{ мм}; \quad l_2 = \frac{l}{2} = \frac{3300}{2} = 1650 \text{ мм};$$

$$P_{I-I} = P_{min} + \frac{P_{max} - P_{min}}{l} \cdot (l - l_1) = 35,65 + \frac{173,75 - 35,65}{3,3} \cdot (3,3 - 0,75) =$$

$$= 167,62 \text{ кПа};$$

$$P_{II-II} = P_{min} + \frac{P_{max} - P_{min}}{l} \cdot (l - l_2) = 35,65 + \frac{173,75 - 35,65}{3,3} \cdot (3,3 - 1,65) =$$

$$= 127,87 \text{ кПа}.$$

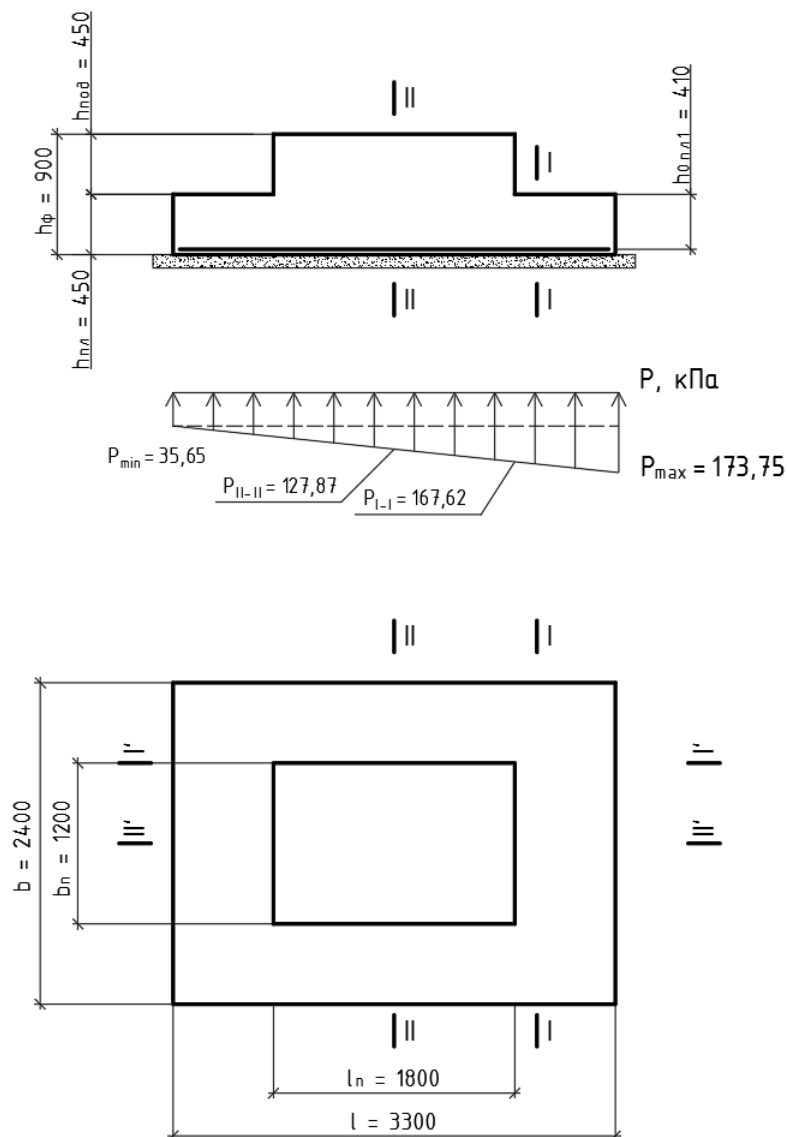


Рисунок 47 – Схема к определению расчетных сечений фундамента

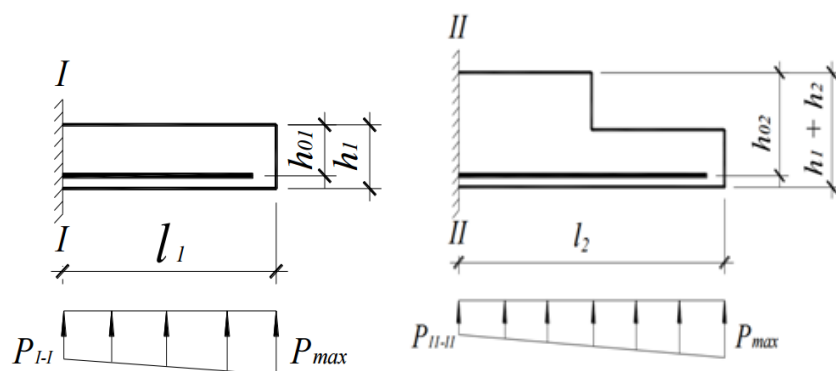


Рисунок 48 – Схемы для расчета арматуры в сечениях I-I, II-II

Определяем значения изгибающих моментов и площади сечения арматуры в расчетных сечениях:

а) в плоскости действия изгибающего момента

$$M_i = \frac{1}{2} \cdot (P_{max} + P_i) \cdot \frac{l_i^2}{2} \cdot 1 \text{ м. пог.},$$

где 1 м. пог. – условная ширина подошвы фундамента.

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot (P_{max} + P_1) \cdot \frac{l_1^2}{2} \cdot 1 \text{ м. пог.} = \frac{1}{2} \cdot (173,75 + 167,62) \cdot \frac{0,75^2}{2} \cdot 1 \text{ м. пог.} =$$

$$= 48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot (P_{max} + P_2) \cdot \frac{l_2^2}{2} \cdot 1 \text{ м. пог.} = \frac{1}{2} \cdot (173,75 + 127,87) \cdot \frac{1,65^2}{2} \cdot 1 \text{ м. пог.} =$$

$$= 205,29 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим площадь арматуры на 1 м ширины фундамента (арматура класса А400).

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{48 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 410 \cdot 350} = 372 \text{ мм}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{205,29 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 860 \cdot 350} = 758 \text{ мм}^2;$$

Принимаем 6 Ø14 А400,  $A_s^\phi = 923 \text{ мм}^2$  (шаг 200).

б) из плоскости действия изгибающего момента

$$M'_1 = P_{cp} \cdot \frac{C_{1'}^2}{2} = 69,05 \cdot \frac{0,6^2}{2} = 12,43 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M'_2 = P_{cp} \cdot \frac{b^2}{8} = 69,05 \cdot \frac{2,4^2}{8} = 49,72 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$A'_{s1} = \frac{M'_1}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{12,43 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 410 \cdot 350} = 97 \text{ мм}^2;$$

$$A'_{s2} = \frac{M'_2}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{49,72 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 860 \cdot 350} = 184 \text{ мм}^2;$$

Принимаем 6 Ø10 А400  $A'_s{}^\phi = 471 \text{ мм}^2$  (шаг 200).

## **4 Экономический раздел**

### **4.1. Методика определения сметной стоимости строительной продукции**

Для определения сметной стоимости строительства проектируемых предприятий, зданий, сооружений или их очередей составляется сметная документация, состоящая из локальных смет, локальных сметных расчетов, объектных смет, объектных сметных расчетов, сметных расчетов на отдельные виды затрат, сводных сметных расчетов стоимости строительства (ремонта), сводок затрат и др. Сметы составлены в базисном уровне цен (по состоянию на 01.01.2000 года) и в текущем уровне цен (по состоянию на 01.04.2019 года).

Локальная смета относится к первичным сметным документам и составляется на отдельные виды работ и затрат по зданиям и сооружениям или по общеплощадочным работам на основе объемов, определившихся при разработке рабочей документации.

В соответствии с [24, п. 4.2] локальные сметные расчеты (сметы) на отдельные виды строительных и монтажных работ, а также на стоимость оборудования составляются:

а) по зданиям и сооружениям – на строительные работы, специальные строительные работы, внутренние санитарно-технические работы, внутреннее электроосвещение, электросиловые установки, на монтаж и приобретение технологического и других видов оборудования, контрольно-измерительных приборов (КИП) и автоматики, слаботочных устройств (связь, сигнализация и т.п.), приобретение приспособлений, мебели, инвентаря и др.;

б) по общеплощадочным работам – на вертикальную планировку, устройство инженерных сетей, путей и дорог, благоустройство территории, малые архитектурные формы и др.

В локальных сметах производится группировка данных в разделы по отдельным конструктивным элементам здания (сооружения), видам работ и

устройств в соответствии с технологической последовательности работ и учетом специфических особенностей отдельных видов строительства.

Стоимость строительно-монтажных работ по возведению производственного корпуса определена базисно-индексным методом, основанном на использовании системы текущих и прогнозных индексов по отношению к стоимости, определенной в базисном уровне цен.

Сметная стоимость строительно-монтажных работ включает в себя прямые затраты, накладные расходы и сметную прибыль.

В силу специфики строительной продукции значительную часть издержек на выполнение строительно-монтажных работ составляют прямые затраты, включающие в себя оплату труда рабочих, стоимость эксплуатации машин (в том числе оплату труда машинистов) и стоимость материалов. Прямые затраты при базисно-индексном методе определяются с помощью единичных расценок (стоимости прямых затрат на измеритель работы). Стоимость прямых затрат определена на основе ТЕР-2001 – Территориальных единичных расценок для определения стоимости строительства в республике Татарстан.

Накладные расходы связаны с созданием общих условий производства, его обслуживанием, организацией и управлением.

Сметная прибыль включает в себя сумму средств, необходимых для покрытия отдельных (общих) расходов на развитие производства, социальной сферы и материальное стимулирование.

Объектная смета объединяет в своем составе данные из локальных смет на строительство объекта в целом, включая средства на покрытие лимитированных затрат. Объектные сметные расчеты могут составляться с использованием укрупненных сметных нормативов (показателей), а также стоимостных показателей по объектам-аналогам.

Затраты на производство работ, не включенных в локальную смету, в объектной смете определены с использованием укрупненных сметных нормативов (показателей).

Сводный сметный расчет стоимости строительства (ремонта) предприятий, зданий и сооружений (или их очередей) составляется на основе объектных сметных расчетов, объектных смет и сметных расчетов на отдельные виды затрат.

В сводном сметном расчете будут определены затраты на выполнение всех работ на строительной площадке на основе объектной сметы.

## 4.2 Ведомость объемов работ

Перечень видов работ и расчет их объемов представлен в таблице 18.

Таблица 18 – Ведомость определения номенклатуры и объемов работ

Наименование работ	Обоснование объема	Ед. изм.	Объем работ
1	2	3	4
<b>1. Земляные работы</b>			
Предварительная планировка поверхности строительной площадки	$F = L \cdot B$ $F = 116 \cdot 68 = 7888$	1000 м <sup>2</sup>	7,89
Срезка растительного слоя грунта	$F \cdot h_{ср} = 7888 \cdot 0,2 = 1577,6$	1000 м <sup>3</sup>	1,58
Разработка грунта экскаватором в отвал	Размеры траншеи $B_H = 2,1 + 2 \cdot 0,1 = 2,3 \text{ м};$ $B_B = 2,3 + 2 \cdot 0,75 = 3,8 \text{ м}.$ Объем траншеи: $V_T = 1/3 \cdot h \cdot (S_H + (S_H \cdot S_B)^{0,5} + S_B) = 1/3 \cdot 1,5 \cdot (220,8 + (220,8 \cdot 324,8)^{0,5} + 324,8) = 406,7 \text{ м}^3;$ $V = 406,7 \cdot 4 + 286,76 \cdot 2 = 2200,32 \text{ м}^3.$	1000 м <sup>3</sup>	2,2
Разработка грунта вручную (подчистка)	$V_{вр} = V_T \cdot 0,1 = 2200,32 \cdot 0,1 = 220,03$	100 м <sup>3</sup>	2,2



Продолжение таблицы 18

1	2	3	4
Обратная засыпка:	$V_{о.з.} = (V_T + V_{вр} - V_{ф} \cdot n_{ф} - V_{ф.б.} \cdot n_{ф.б.}) / k_{о.р.} = (2200,32 + 220,03 - 2,2 \cdot 68 - 1,5 \cdot 12 - 0,45 \cdot 76) / 1,05 = 2120,42;$	1000 м <sup>3</sup>	2,12
– бульдозером (90 %)	$2120,42 \cdot 0,9 = 1908,37;$	1000 м <sup>3</sup>	1,91
– вручную (10 %)	$2120,42 \cdot 0,1 = 154,15$	100 м <sup>3</sup>	1,54
<b>Раздел 2. Фундаменты</b>			
Устройство песчанного основания под фундаменты	$V = 2,3 \cdot 1,6 \cdot 0,1 \cdot 80 = 29,72$	м <sup>3</sup>	29,72
Укладка фундаментов под основные колонны каркаса	По спецификации	100 шт.	0,68
Укладка фундаментов под фахверковые колонны	По спецификации	100 шт.	0,12
Укладка фундаментных балок	По спецификации	100 шт.	0,76
Устройство засыпки фундаментных балок	25 м <sup>3</sup>	100 м <sup>3</sup>	0,25
<b>Раздел 3. Каркас здания</b>			
Укладка плит покрытий	По спецификации	100 шт.	2,56
Монтаж колонн (двухветвевых)	По спецификации	т	68
Монтаж колонн	По спецификации	т	47,6
Монтаж подкрановых балок	По спецификации	т	20,8
Монтаж подкрановых путей	$96 \cdot 2 = 192 \text{ м}$	100 м	1,92
Монтаж подвесных путей	$96 \cdot 2 = 192 \text{ м}$	100 м	1,92

Продолжение таблицы 18

1	2	3	4
Монтаж стропильных ферм	По спецификации $M = 34 \cdot 3 = 102 \text{ т}$	т	102
Монтаж фахверка	По спецификации	т	27,22
Монтаж связей и распорок	По спецификации	т	15
<b>Раздел 4. Стены</b>			
Монтаж стеновых панелей	$S_{\text{ст}} = (96 \cdot 18,8 + 2 \cdot 24 \cdot 18,8) + (96 \cdot 14,4 + 2 \cdot 14,4) + 96 \cdot (18, -14,4) = 5414 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	54,14
Монтаж стальных перегородок	По спецификации	100 м <sup>2</sup>	11,38
Заполнение швов стеновых панелей упругими прокладками	По спецификации	100 м шва	277,58
<b>Раздел 5. Заполнение проемов</b>			
Монтаж оконных блоков	$M = 0,6 \cdot 32 + 0,2 \cdot 32 = 25,6 \text{ т}$	т	25,6
Монтаж каркасов ворот	По наружному обводу коробок	т	1,26
<b>Раздел 6. Устройство кровли</b>			
Устройство пароизоляции	$S_{\text{кр}} = 2 \cdot 96 \cdot 24 = 4680 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	46,8
Утепление покрытий плитами из минеральной ваты	$S_{\text{кр}} = 4680 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	46,8
Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов в три слоя	$S_{\text{кр}} = 4680 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	46,8
Защита ковра плоских кровель гравием на битумной мастике	$S_{\text{кр}} = 4680 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	46,8

Продолжение таблицы 18

1	2	3	4
Устройство примыканий кровель из наплавляемых материалов к стенам и парапетам	$P_{кр} = 2 \cdot (2 \cdot 96 + 2 \cdot 24) = 480 \text{ м}$	100 м	4,8
<b>Раздел 7. Полы</b>			
Уплотнение грунта гравием	$S_{п} = 2 \cdot 96 \cdot 24 - 0,5 \cdot 32 - 32 \cdot 0,19 = 4586 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	45,86
Устройство подстилающих бетонных слоев	$S_{п} = 4586 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	45,86
Устройство покрытий асфальтобетонных	$S_{п} = 4586 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	45,86
Устройство плинтусов цементных	$P_{п} = 2 \cdot (2 \cdot 96 + 2 \cdot 24) = 480 \text{ м}$	100 м	4,8
<b>Раздел 8. Внутренняя отделка</b>			
Остекление оконных переплетов	$S_{ок} = (4,8 + 1,2) \cdot 4 \cdot 32 = 768 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	7,68
Устройство подвесных потолков	$S_{потол} = 2 \cdot 96 \cdot 24 = 4680 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	46,8
Масляная окраска металлических поверхностей	$S_{окр} = 32 \cdot 22 + 32 \cdot 37,5 + 502 = 2406 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	24,06
<b>Раздел 9. Разные работы</b>			
Устройство основания под отмостку	$V_0 = P \cdot 2,25 \cdot 0,2 = 288 \cdot 1,5 \cdot 0,15 = 64,8 \text{ м}^2$	100 м <sup>3</sup>	0,65
Покрытие асфальтобетонной смесью отмостки	$S_0 = P \cdot 2,25 = 288 \cdot 1,5 = 432 \text{ м}^2$	100 м <sup>2</sup>	4,32
Монтаж металлических пожарных лестниц	31 кг на 1 м лестницы $M = n \cdot 31 \cdot 18 = 4 \cdot 31 \cdot 18 = 2232 \text{ м}^2$	т	2,23

#### 4.3 Расчет сметной стоимости строительства объекта

Подсчет стоимости строительства здания цеха по ремонту электрооборудования в г. Новокузнецке производим в табличной форме в виде локальной сметы (Приложение Б), объектной сметы (приложение В) и сводного сметного расчета (приложение Г).

Стоимость одного кубического метра здания цеха в текущих ценах составляет:

$$C_{\text{куб.м.}} = \frac{110931,11}{76,49} = 1450,27 \text{ руб./м}^3 \text{ (без НДС)}$$

Общая стоимость строительства в текущих ценах (с НДС 20 %) составляет 172 015 090 руб.

#### 4.4 Техничко-экономические показатели и структура сметной стоимости строительства

Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле:

$$C_{\text{СМР}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{СП}$$

где ПЗ – прямые затраты на производство строительно-монтажных работ, руб.;

НР – накладные расходы, руб.;

СП – сметная прибыль подрядной организации, руб..

Прямые затраты определяются по формуле:

$$\text{ПЗ} = \text{ЗПР} + C_{\text{ЭМ}} + C_{\text{М-ЛОВ}},$$

где ЗПР – заработная плата рабочих, руб.;

$C_{\text{ЭМ}}$  – стоимость эксплуатации машин, руб.;

$C_{\text{М-ЛОВ}}$  – стоимость материалов, руб..

На основе локальной сметы (приложение Б) для анализа структуры расходов построим диаграмму стоимости строительно-монтажных работ.

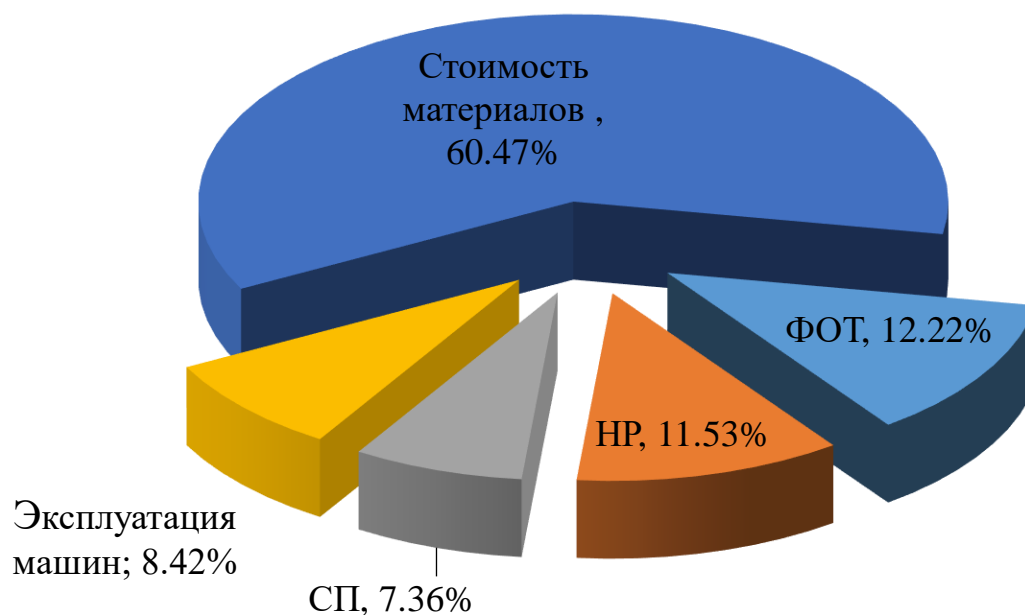


Рисунок 49 – Диаграмма технико – экономических показателей на общестроительные работы по данным локальной сметы

Сметная стоимость строительства – 90284,38 тыс. руб. (100 %)

- Фонд оплаты труда – 11030,31тыс. руб. (12,22 %)
- Накладные расходы – 10405,69тыс. руб. (11,53 %)
- Сметная прибыль – 6649,28тыс. руб. (7,36 %)
- Эксплуатация машин – 7601,33 тыс. руб. (8,42 %)
- Стоимость материалов – 54597,77 тыс. руб. (60,47 %)

Сметная стоимость строительства определяется по формуле:

$$C = C_c + C_m + C_{об} + C_{пр}$$

где  $C_c$  – стоимость строительных работ, руб.;

$C_m$  – стоимость работ монтажных работ, руб.;

$C_{об}$  – стоимость оборудования, мебели, инвентаря, руб.;

$C_{пр}$  – прочие затраты, руб..

На основе сводного сметного расчета (приложение Г) для анализа структуры расходов построим диаграмму сметной стоимости строительства.

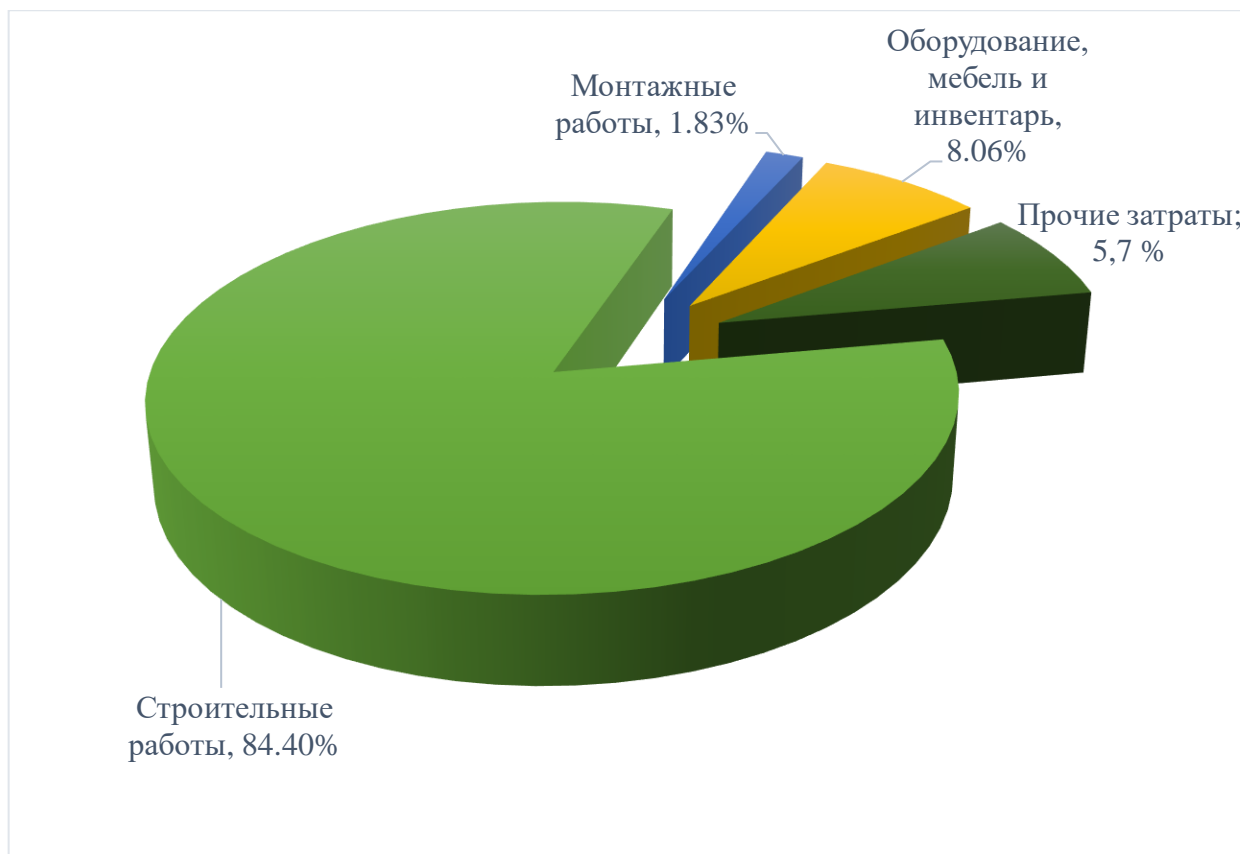


Рисунок 50 – Диаграмма сметной стоимости строительства

Сметная стоимость строительства:

Общая сметная стоимость 143345,91 тыс. руб. (100 %)

- Строительных работ 120989,74 тыс. руб. (84,4 %)
- Монтажных работ 2630,07 тыс. руб. (1,83 %)
- Оборудования, мебели и инвентаря 11552,37 тыс. руб. (8,06 %)
- Прочих затрат 8173,73 тыс. руб. (5,7 %)

## 5 Организационно – технологический раздел

### 5.1 Определение требуемых затрат труда и потребности в строительных машинах и материалах

Определение требуемых затрат труда и потребности в строительных машинах и материалах при разработке календарного плана производства работ определим по ГЭСН.

Специальные виды работ (санитарно-технические, электротехнические и др.) и работы подготовительного периода подсчитывает укрупненно в процентном отношении от общестроительных работ.

Расчет производим в табличной форме (приложения Д и Е).

### 5.2 Расчет продолжительности строительства

Продолжительность выполнения работ определяется в днях, исходя из затрат труда и машинного времени по каждому виду работ, численному составу бригад и количеству машин. Продолжительность определяется в целых числах.

Продолжительность немеханизированных и частично механизированных работ рассчитывается по формуле:

$$t = \frac{T_p}{P \cdot n}$$

где  $t$  – продолжительность работы, дни;

$T_p$  – трудоемкость работы, чел.-дни;

$P$  – количество рабочих в смену, чел.;

$n$  – сменность работы,  $n = 1$  или  $2$ .

Продолжительность выполнения механизированных определяется по формуле:

$$t = \frac{M}{K \cdot n}$$

где М – затраты машинного времени на производство работы, маш.-см.;

К – число машин, участвующих в выполнении работы.

n – сменность работы, n = 2.

Если работа включает механизированные и немеханизированные процессы, то продолжительность такой работы принимается по большей величине из рассчитанных по указанным выше формулам.

Расчет производим в табличной форме.

Таблица 19 – Карточка - определитель сетевого графика

Наименование работ	Объем работ		Трудоемкость		Кол-во смен в сутки	Число рабочих в смену	Продолжительность, дни
	ед. изм.	кол-во	чел. -дни	маш. - смены			
1	2	3	4	5	6	7	8
Внутриплощадочные работы	%	4	153,24	31,8	2	6	14
<b>Земляные работы</b>							
Планировка площадей	1000 м <sup>2</sup>	7,89	0,187	0,187	2	2	1
Разработка грунта в отвал экскаваторами	1000 м <sup>3</sup>	2,2	1,68	4,65	2	2	3
Разработка грунта вручную	100 м <sup>3</sup>	2,2	84,73	–	2	6	8
Засыпка вручную траншей	100 м <sup>3</sup>	1,54	18,7	–	2	6	2
Засыпка траншей и котлованов бульдозерами	1000 м <sup>3</sup>	1,91	0,56	0,56	2	2	1
<b>Всего:</b>							15
<b>Фундаменты</b>							
Устройство песчанного основания под фундаменты	м <sup>3</sup>	29,72	8,55	2,64	2	4	2
Укладка фундаментов под колонны и фундаментных балок	100 шт.	1,56	58,64	10,98	2	4	8



Продолжение таблицы 19

1	2	3	4	5	6	7	8
Устройство засыпки фундаментных балок шлаком	100 м <sup>3</sup>	0,25	6,14	1,65	2	4	8
<b>Всего:</b>							18
<b>Каркас здания</b>							
Укладка плит покрытий	100 шт.	2,56	98,04	24,83	2	12	5
Монтаж колонн	т	115,6	157,31	70,36	2	10	8
Монтаж подкрановых балок	т	20,8	41,65	15,11	2	10	2
Монтаж подкрановых и подвесных путей	100 м	3,84	145,65	88,93	2	12	7
Монтаж стропильных ферм	т	102	325,51	81,86	2	12	14
Монтаж фахверка	т	27,22	96,43	75,59	2	12	5
Монтаж связей и распорок	т	15	118,65	10,46	2	12	5
<b>Всего:</b>							46
<b>Стены</b>							
Монтаж стеновых панелей	100 м <sup>2</sup>	54,14	1152,1	251,83	2	24	24
Монтаж стальных перегородок	100 м <sup>2</sup>	11,38	74,11	0,73	2	12	4
Заполнение швов стеновых панелей упругими прокладками	100 м шва	277,58	225,88	100,62	2	12	10
<b>Всего:</b>							38
<b>Заполнение проемов</b>							
Монтаж оконных блоков	т	25,6	271,97	133,99	2	12	12

Продолжение таблицы 19

1	2	3	4	5	6	7	8
Монтаж ворот	т	1,26	7,3	3,56	2	12	1
<b>Всего:</b>							13
<b>Устройство кровли</b>							
Устройство пароизоляции	100 м <sup>2</sup>	46,8	45,86	3,63	2	24	1
Утепление покрытий плитами из минеральной ваты	100 м <sup>2</sup>	46,8	1091,5	78,1	2	24	23
Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов в три слоя	100 м <sup>2</sup>	46,8	118,7	2,14	2	24	3
Защита ковра плоских кровель гравием на битумной мастике	100 м <sup>2</sup>	46,8	54,99	21,83	2	24	2
Устройство примыканий кровель из наплавляемых материалов к стенам и парапетам	100 м	4,8	31,33	0,52	2	24	1
<b>Всего:</b>							30
<b>Полы</b>							
Уплотнение грунта гравием	100 м <sup>2</sup>	45,86	44,14	10,38	2	4	6
Устройство подстилающих бетонных слоев	100 м <sup>2</sup>	45,86	20,98	2,75	2	4	3
Устройство покрытий асфальтобетонных	100 м <sup>2</sup>	45,86	105,99	23,28	2	4	14
Устройство плитусов	100 м	45,86	6,46	0,07	2	4	1
<b>Всего:</b>							24

Продолжение таблицы 19

1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Внутренняя отделка</b>							
Остекление оконных переплетов	100 м <sup>2</sup>	7,68	47,18	0,62	2	12	2
Устройство подвесных потолков	100 м <sup>2</sup>	46,8	599,39	31,41	2	24	13
Окраска металлических поверхностей	100 м <sup>2</sup>	24,06	29,11	0,12	2	12	2
<b>Всего:</b>							17
<b>Разные работы</b>							
Устройство основания под отмостку	100 м <sup>3</sup>	0,65	1,28	1,22	2	4	1
Покрытие асфальтобетонной смесью отмостки	100 м <sup>2</sup>	4,32	8,17	0,5	2	4	3
Монтаж металлических пожарных лестниц	т	2,23	9,02	5,04	2	4	2
<b>Всего:</b>							6
Отопление и вентиляция	100 м <sup>3</sup>	8	61,19	–	1	8	8
Водопровод и канализация	100 м <sup>3</sup>	8	61,19	–	1	8	8
Энергоснабжение	100 м <sup>3</sup>	5	38,25	–	1	8	5
Слаботочные сети	100 м <sup>3</sup>	1	7,65	–	1	4	2
Благоустройство территории	%	4	204,32	42,41	2	12	10
Электромонтажные работы	%	5	255,39	–	2	12	11

*Продолжение таблицы 19*

1	2	3	4	5	6	7	8
Оборудование	%	7	357,6	–	2	12	15
Неучтенные работы	%	4	204,32	42,41	2	6	18
Сдача объекта						4	4

### **5.3 Разработка стройгенплана**

#### **5.3.1 Общие положения по разработке стройгенплана**

Согласно [25] стройгенплан представляет собой часть проекта организации строительства (ПОС), регламентирующую организацию строительной площадки. Стройгенплан предназначен для рациональной организации территории строительной площадки при возведении отдельных объектов.

Исходными данными для проектирования стройгенплана являются: план объекта, календарный план производства работ, сведения об источниках обеспечения строительства ресурсами.

На стройгенплане должны быть нанесены:

- строящиеся объекты и имеющиеся на строительной площадке здания и сооружения;
- постоянные дороги и подъезды, используемые в период строительства;
- временные дороги и проезды; механизированные установки, механизмы и башенные краны с путями или пути перемещения стреловых кранов;
- склады для хранения строительных материалов, изделий, инвентаря, инструмента;
- площадки для приема раствора и бетона; площадки (полигоны)

укрупнительной сборки;

- временные здания и сооружения;
- временные и используемые в период строительства постоянные сети водопровода, канализации, электроснабжения, газоснабжения и др.;
- прожекторы для освещения строительной площадки;
- пожарные гидранты и места расположения щитов с пожарным инвентарем;
- площадки для отдыха рабочих;
- ограждения строительной площадки с указанием въезда и выезда;
- ограждения опасной зоны.

При проектировании стройгенплана следует руководствоваться следующими основными принципами:

- все временные здания, сооружения и сети должны размещаться на территории строительства таким образом, чтобы обеспечить наиболее удобное обслуживание основного производства;
- расстояние транспортирования материалов, конструкций и других грузов, а также количество перегрузок должны быть минимальными;
- единовременные затраты на временные сооружения, инженерные сети и расходы на их последующую эксплуатацию должны быть минимальными.

Проектирование стройгенплана включает в себя следующее:

1. Расчет складов.
2. Расчет потребности в санитарно-бытовых и административных помещениях.
3. Расчет потребности в ресурсах (водоснабжение, энергоснабжение).
4. Разработка мероприятий по охране труда и технике безопасности.
5. Организация территории строительной площадки.
6. Технико-экономическая оценка стройгенплана.

Проектирование временных дорог. Для транспортировки конструкций и материалов необходимо в максимальной степени использовать постоянные дороги. Временные вне- и внутриплощадочные дороги следует предусматривать при

невозможности использования постоянных дорог. Временные дороги строят одновременно с постоянными, формируя единую транспортную сеть.

При трассировке дорог должны выдерживаться следующие расстояния: между дорогой и складской площадкой – 0,5 - 1 м; дорогой и подкрановыми путями – 6,5 - 12,5 м; дорогой и осью железнодорожных путей – 3,75 м; дорогой и забором – не менее 1,5 м.

Кроме того, необходимо соблюдать следующие требования:

– ширина временных дорог при одностороннем движении должна быть 3 - 4 м, при двухстороннем – 5 - 8 м;

– радиус закругления внутриплощадочных дорог принимается в зависимости от вида транспортных средств и габаритов перевозимых конструкций в пределах 12 - 30 м; при минимальном радиусе закругления ширина проезда 3,5 м недостаточна для движения автомобильных проездов, и ее надо расширить до 5 м;

– при одностороннем движении между дорогой и складами нужно оставлять полосы шириной не менее 3 м для стоянки транспорта под разгрузкой;

– дороги целесообразно делать кольцевыми, а при необходимости тупиков следует предусматривать для разворота машин площадки размерами не менее 12x12 м;

– дороги необходимо располагать вне зоны действия крана, а для разгрузки расширять дорогу в зоне его действия.

В настоящем проекте принята временная кольцевая дорога с двусторонним движением шириной 7 м, с радиусом закругления 12 м. Минимальное расстояние между дорогой и забором составляет 3,85 м. Все дороги расположены вне зоны действия крана.

Размещение монтажных машин и механизмов. Места установки и пути движения монтажных машин и механизмов должны соответствовать разработанным технологическим картам.

Ширина путей движения стреловых кранов определяется их габаритами и радиусом вращения поворотной части. По оси путей стрелкой указывается

направление движения монтажной машины. Указывается ограждение опасной зоны.

При работе стреловых кранов необходимо предусматривать резервные площадки для каждой их перестановки по периметру здания. Размеры этих площадок должны соответствовать размерам принятого оборудования для приема раствора или бетона. К ним должен быть обеспечен подъезд и предусмотрена возможность разворота автосамосвала.

Площадки (полигоны) укрупнительной сборки располагают у мест установки укрупненных конструкций в проектное положение и в зоне действия монтажного крана. Размеры таких площадок определяются габаритами конструкций и оборудования, установленных для этой цели.

Расположение складов. Расположение строительного хозяйства на площадке должно обеспечивать:

- кратчайшие пути перемещения материалов при минимальном количестве перегрузок;

- наименьшую протяженность и экономичность сооружения при эксплуатации временных сетей водо-, электро-, теплоснабжения;

- возможность применения прогрессивных методов строительства, комплексной механизации, поточности работ, укрупнительной сборки и т.д.;

- бытовые нужды персонала строительства.

Закрытые склады располагают у границы зоны действия крана, а открытые склады – внутри этой зоны. Материалы, требующиеся в большом количестве, распределяют равномерно по всему фронту работ параллельно пути движения крана. При этом потребная площадь склада по ведомости расчета должна соответствовать сумме принятых при размещении их на стройгенплане.

Площадки для складирования строительных конструкций располагают в зоне действия кранов с учетом технологической последовательности монтажа. Размеры площадок принимают в соответствии с габаритами конструкций с учетом проходов. Граница открытых складов должна проходить от края дороги не менее чем на 0,5 м.

Прием раствора и бетона необходимо предусматривать в зоне действия крана

в одном или нескольких местах по фронту работ.

В настоящем проекте минимальное расстояние между открытыми складами и дорогами составляет 1 метр. Открытые склады расположены внутри зоны действия крана, закрытые – вне этой зоны, с учетом расположения дороги.

Размещение бытовых зданий и помещений. Бытовые здания и помещения должны находиться на расстоянии не менее 50 м от объектов, выделяющих пыль, газ и пар. Расстояние от рабочих мест до гардеробных, душевых, умывальных должно быть не более 500 м, до уборных – не более 100 м, до помещений общественного питания – не более 500 м, до помещений для обогрева работающих – не более 150 м.

Площадки для отдыха, места для курения, укрытия от атмосферных осадков должны предусматриваться по количеству работающих в наиболее многочисленной смене.

Размещение временных зданий и сооружений. При размещении административно-бытовых и производственных зданий и сооружений надо руководствоваться следующими правилами:

- бытовые сооружения размещать вблизи входов на строительную площадку;
- размещение бытовых помещений должно исключать нарушение правил техники безопасности, не должно производиться в опасной зоне крана;
- административно-бытовые и производственные здания должны располагаться с соблюдением пожарных разрывов – не менее 5 м.

При проектировании стройгенплана необходимо предусматривать временные здания производственного назначения как для собственных нужд строительства, так и для субподрядных организаций.

Навесы для хранения столярных изделий, рулонных и других материалов размещают в зоне действия крана, обеспечив к нему подъезд автотранспорта, площадку для разгрузки материалов и разворота транспортных средств.

Расположение временных инженерных коммуникаций. Временные сети водопровода, канализации, электроснабжения располагаются на свободной



территории строительной площадки. Временный водопровод заглубляется. Место его подключения к постоянному выполняется согласно условному обозначению. Там же устанавливается водомер.

Протяженность временной канализации должна быть минимальной, поэтому канализованные временные сооружения нужно располагать как можно ближе к постоянной канализационной сети.

При подключении временных сетей электроснабжения к постоянным необходимо предусматривать трансформаторную подстанцию с пунктом учета. Распределительные щиты размещают в местах подключения электродвигателей, сварочных трансформаторов и прочего оборудования.

Наружное освещение устраивается на деревянных опорах через 30 - 40 м по периметру строительной площадки вне зоны действия кранов. Рабочие места освещаются переносными осветительными мачтами. В углах строительной площадки устанавливают прожекторы, которые должны создавать достаточную освещенность складов, проездов и рабочих мест.

Пожарные гидранты располагают через 300 м на постоянном водопроводе, укладываемом в начальный период строительства. К гидрантам устраивается проезд; удаление их от дороги должно быть не более 2 м. В наиболее опасных в пожарном отношении местах оборудуют специальные щиты с противопожарным инвентарем.

Площадки для отдыха работающих и места для курения предусматривают вблизи бытовых помещений. Питательные фонтанчики или сатураторы размещают в проходах. Водоразборные краны устанавливают на временном водопроводе в местах потребления воды, обычно вблизи мест приема раствора и бетонной смеси, поливки кирпича и др.

Строительная площадка ограждается по периметру на расстоянии не менее 2 м от края проезжей части дороги, временных зданий и сооружений, складов. Ограждение может быть временным или постоянным. В нем устраиваются ворота с надписями «Въезд» и «Выезд».

Кроме общего ограждения строительной площадки, ограждается также опасная зона. Размеры опасной зоны зависят от высоты, на которой ведутся работы, и от вылета стрелы крана; ориентировочно они принимаются на 5 м больше вылета стрелы. На стройгенплане показываются пути движения рабочих и проходы в здания через зону, оборудованные защитными настилами.

### **5.3.2 Расчет и проектирование складов**

Расчет складов производится для основных материалов. Площади складов определяются в соответствии с принятым запасом и нормами складирования на 1 м<sup>2</sup> площади склада. Норма хранения материала на 1 м<sup>2</sup> площади принимается по справочникам. Продолжительность расчетного периода определяется по календарному плану производства работ.

При проектировании стройгенплана на строительной площадке предусматриваются:

- открытые площадки, используемые для хранения кирпича, железобетонных конструкций и других материалов, и конструкций, на которые не влияют колебания температуры и влажности;

- навесы, используемые для хранения столярных изделий, рулонных материалов, асбестоцементных листов и т. д.;

- закрытые склады двух типов: отапливаемые (для хранения лакокрасочных материалов, химикатов и т. п.) и неотапливаемые (для хранения войлока, минеральной ваты, гипсокартонных листов, стекла, кровельной стали, электротехнических материалов, фанеры и т. п.).

Склады для хранения материально-технических ресурсов должны сооружаться с соблюдением нормативов складских площадей и норм производственных запасов.

Площадь складов рассчитывается по количеству материалов:

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{T} \cdot \alpha \cdot n \cdot k$$

где  $Q_{\text{зап}}$  – запас материалов на складе;

$Q_{\text{общ}}$  – общее количество материала данного вида, необходимого для строительства;

$\alpha$  – коэффициент неравномерности поступления материалов на склады, принимаемый для автомобильного и железнодорожного транспорта 1,1;

$T$  – продолжительность расчетного периода (берется из календарного плана или сетевого графика), дней;

$n$  – норма запасов материалов в днях, принимаемая для автотранспорта на расстояние менее 50 км;

$k$  – коэффициент неравномерности потребления материалов, принимаемый 1,3.

Принимаются следующие нормы запаса материалов:

– местных – 2 - 5 дней (кирпич, бутовый камень, щебень, песок, шлак, сборные железобетонные конструкции, блоки, панели, утеплитель, перегородки);

– привозных – 10 - 15 дней (цемент, известь, стекло, рулонные материалы, оконные переплеты, дверные полотна, металлические конструкции).

Полезная площадь склада  $F$  без проходов определяется по формуле:

$$F = \frac{Q_{\text{зап}}}{q},$$

где  $q$  – количество материалов, укладываемое на 1 м<sup>2</sup> площади склада.

Общая площадь склада определяется по формуле:

$$S = \frac{F}{\beta},$$

где  $\beta$  – коэффициент использования склада, характеризующийся отношением полезной площади склада к общей (коэффициент на проходы);  $\beta = 0,6 - 0,7$

(закрытый склад),  $\beta = 0,5 - 0,6$  (навесы),  $\beta = 0,4 - 0,5$  (открытые площади складирования).

Расчет выполняем в табличной форме.

Таблица 20 – Расчет площадей складов

Конструкции, изделия, материалы	Единицы измерения	Общая потребность, $Q_{\text{общ}}$	Продолжительность укладки материалов в конструкцию Т, дни	Наибольший суточный расход, $Q_{\text{общ}}/Т$	Число дней запаса, п	Коэффициент неравномерности поступления, $\alpha$	Коэффициент неравномерности потребления, $\gamma$	Запас на складе, $Q_{\text{зап}}$	Норма хранения на 1 м <sup>2</sup> площади, q	Полезная площадь склада, F	Коэффициент на проходы, $\beta$	Полная площадь склада S, м <sup>2</sup>	Характеристика склада
Бетон	м <sup>3</sup>	70.86	65	1.1	2	1.1	1.3	3.1	0.3	10.39	0.7	14.85	Закр.
Электрод Э42	т	2.2	100	0.02	10	1.1	1.3	0.3	3.5	0.09	0.7	0.13	Закр.
Гвозди строительные	т	0.01	135	0.000	10	1.1	1.3	0.00	2.0	0.00	0.7	0.001	Закр.
Проволка горячекатанная	т	0.09	79	0.0011	2	1.1	1.3	0.003	0.5	0.007	0.7	0.009	Закр.
Лесоматериал для строительства	м <sup>3</sup>	2.83	112	0.0	10	1.1	1.3	0.4	1.2	0.30	0.5	0.60	Откр.
Конструкции сборные ж/б	шт.	412	86	5	3	1.1	1.3	20.6	1.0	20.55	0.6	34.25	Откр.
Песок	м <sup>3</sup>	90.6	106	0.9	10	1.1	1.3	12.2	2	6.11	0.6	10.19	Откр.
Болты с гайками и шайбами	т	1.3	58	0.022	10	1.1	1.3	0.3	0.5	0.64	0.7	0.92	Закр.
Стальные конструкции	т	385.87	74	5.2	12	1.1	1.3	89.5	0.5	178.96	0.6	298.27	Откр.
Раствор готовый отделочный	м <sup>3</sup>	4.05	92	0.0	2	1.1	1.3	0	0.1	1.26	0.6	2.10	Нав.
Рубероид РПП-300б	м <sup>2</sup>	22345	94	237.7	10	1.1	1.3	3399	200	17.00	0.6	28.33	Нав.
Плиты теплоизолирующие	м <sup>3</sup>	2410	36	66.9	2	1.1	1.3	191	2.0	95.73	0.6	159.55	Нав.
Сталь оцинкованная	т	1.02	36	0.0	10	1.1	1.3	0.4	4	0.10	0.7	0.14	Закр.
Гравий	м <sup>3</sup>	233.87	16	14.6	2	1.1	1.3	41.8	1.5	27.87	0.6	46.45	Откр.
Стекло	м <sup>2</sup>	775.68	6	129.3	10	1.1	1.3	1848.7	200	9.24	0.7	13.21	Закр.
Краски сухие(силикатные)	т	0.51	20	0.026	2	1.1	1.3	0.073	0.8	0.091	0.7	0.130	Закр.
Олифа	т	0.09	20	0.0	10	1.1	1.3	0.1	0.8	0.08	0.7	0.11	Закр.
Растворитель марки Р-4	т	0.20	20	0.0	10	1.1	1.3	0.1	0.8	0.18	0.7	0.26	Закр.
Грунтовка	т	3.35	20	0.2	10	1.1	1.3	2.4	0.8	2.99	0.7	4.28	Закр.
Мастика	т	63.64	20	3.2	10	1.1	1.3	45.5	0.8	56.88	0.7	81.25	Закр.

### Продолжение таблицы 20

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Пропан-бутан, смесь техническая	кг	2333.56	20	116.7	10	1.1	1.3	1668.5	0.8	2085.62	0.7	11.46	Закр. огн.
Кислород технический	м <sup>3</sup>	627.21	20	31.4	10	1.1	1.3	448.5	0.8	560.57	0.7	8.81	Закр. огн.
Асфальтобетон	т	349.58	20	17.5	10	1.1	1.3	249.9	1.5	166.63	0.7	23,8	Закр.
Канат пеньковый	т	0.06	36	0.0	10	1.1	1.3	0.0	2	0.01	0.7	0.02	Закр.

По результатам расчета были получены следующие данные:

- открытые площади складирования  $S_{откр.} = 381,92 \text{ м}^2$ ;
- навесы  $S_{нав.} = 275,94 \text{ м}^2$ ;
- закрытые склады  $S_{закр.} = 5,64 \text{ м}^2$ ;
- огнеопасный закрытый склад  $S_{огнеоп.} = 19 \text{ м}^2$ .

### 5.3.3 Определение потребности во временных зданиях и сооружениях

При проектировании стройгенплана необходимо стремиться к сокращению стоимости временных зданий и сооружений, отдавая предпочтение передвижным бытовым помещениям.

Временные здания и сооружения возводятся на период строительства, поэтому предусматривать их нужно в минимальном объеме путем:

- использования существующих зданий и сооружений, находящихся на строительной площадке и подлежащих сносу;
- размещения их в ранее выстроенных постоянных зданиях или возводимом здании (в подвалах, бытовых помещениях и т. д.);
- установки инвентарных передвижных (на колесах) временных зданий и сооружений;
- возведения временных зданий и сооружений из сборно-разборных конструкций, некондиционных сборных железобетонных изделий.

К временным подсобным зданиям на строительной площадке относятся производственные здания и сооружения, склады, служебные здания и санитарно-бытовые помещения.

К служебным зданиям относятся контора управления; контора производителя работ и строительного мастера; табельно-проходная; диспетчерская; красный уголок.

К санитарно-бытовым помещениям относятся гардеробные; душевые; кубовые; умывальные; помещения для обогрева рабочих; помещения для приема пищи (столовые, буфеты); здравпункт; туалеты; помещения для сушки спецодежды; помещения для стирки и ремонта рабочей одежды.

К зданиям и сооружениям относятся производственные временные мастерские (ремонтно-механическая, механосборная, санитарно-техническая, электротехническая, столярно-плотничная и др.); бетонорастворные узлы; штукатурные и малярные станции; котельная; электростанция; насосная и др.

Расчет состава временных сооружений производится с учетом максимального использования постоянных существующих или вновь возводимых сооружений; инвентарных сооружений.

Номенклатура временных сооружений включает: железные и автомобильные дороги, проезды; пути и подъезды с площадками под механизмы; пешеходные дороги и переходы; инженерные сети – электроснабжение, связь, водо- и теплоснабжение. Установив номенклатуру зданий и сооружений, переходят к определению их площадей.

Конструктивно временные здания и сооружения могут быть *неинвентарными* – однократного использования и *инвентарными*, рассчитанными на многократную перебазировку и использование на различных объектах.

Определение площадей временных зданий и сооружений производится по максимальной численности работающих на строительной площадке и нормативной площади на одного человека, пользующегося данными помещениями.

Максимальное количество работающих в смену на объекте вычисляют по

формуле:

$$N_{\text{общ}} = (N_{\text{раб}} + N_{\text{ИТР}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{МОП}}) \cdot k$$

где  $N_{\text{общ}}$  – общая численность работающих на строительной площадке;

$N_{\text{ИТР}}$  – численность инженерно-технических работников, для промышленного строительства;

$N_{\text{служ}}$  – количество служащих, для промышленного строительства;

$N_{\text{МОП}}$  – численность младшего обслуживающего персонала и охраны, для промышленного строительства;

$k$  – коэффициент, учитывающий отпуска, болезни, выполнение общественных обязанностей  $k = [1,05 \div 1,06]$ .

Расчет выполняем в табличной форме (таблица 21).

Таблица 21 – Расчет площадей временных зданий

№ п/п	Временные здания	Кол-во работающих, чел	Количество используемых помещений, %	Площадь, м <sup>2</sup>		Тип временного здания	Размеры здания, м	
				На одного работающего	Общая			
1	2	3	4	5	6	7	8	
<b>1. Служебные</b>								
1	Кантора производителя работ с медпунктом	9	100	4	36	Сборно-разборное здание	4,5×8	
2	Диспетчерская	1	100	7	7	Передвижной вагон	3×3	
<b>2. Санитарно-бытовые</b>								
3	Гардеробная с умывальником	73	70	0,7	36	Сборно-разборное здание	4,5×8	
4	Уборная с умывальником	73	100	0,1	7,3	Контейнер	3×3 3×3	
5	Помещения для принятия пищи и отдыха	73	50	1	36,5	Сборно-разборное здание	5×8	
<b>3. Вспомогательные</b>								
6	Кладовая для хранения мелких изделий и инвентаря					Передвижной вагон	3×6,2	
							Итого, м <sup>2</sup>	157,6

## **6 Мероприятия по технике безопасности и охране труда при производстве строительного-монтажных работ**

При производстве строительного-монтажных работ необходимо соблюдать правила техники безопасности и охраны труда. Указанные нормы предусмотрены [26], государственными стандартами ССБТ (например, [27]), проектом производства работ, инструкциями по охране труда и технике безопасности.

К производству работ могут быть допущены лица, прошедшие медицинский осмотр, имеющие действующие удостоверения о прохождении аттестации Ростехнадзора, обладающие специальными познаниями по вопросам выполнения монтажных работ. Рабочие всех специальностей, занятые на работах по монтажу сборных железобетонных конструкций, в соответствии с требованиями [27], [28] должны пройти инструктаж. При монтаже конструкций применяются средства коллективной (спецодежда и обувь) и индивидуальной (каска, шлемы, шапки; рукавицы, перчатки; маски, очки; монтажные пояса) защиты рабочих от воздействия опасных и вредных факторов.

Не допускается выполнение других работ и нахождение посторонних лиц на участке (захватке), где ведутся монтажные работы. Во избежание доступа посторонних лиц территория строительной площадки должна быть ограждена забором высотой не менее 2 м. В зоне работы должны быть установлены предупреждающие и запрещающие знаки. Зона, опасная для нахождения людей во время монтажных работ, ограждается сигнальными ограждениями, граница опасной зоны устанавливается в соответствии с требованиями [27; пункт 2.7]. Все проезды, дороги и территория строительной площадки в ночное время должны быть освещены. Наименьшая освещенность монтажной зоны составляет 30 лк.

При возведении зданий и сооружений запрещается выполнять работы, связанные с нахождением людей в одной секции (захватке, участке) на ярусах, над которыми производятся перемещение, установка и временное закрепление



элементов сборных конструкций или оборудования. Во время подъема или перемещения элементов конструкций не допускается пребывание на них людей. Монтаж конструкций каждого последующего яруса (участка) здания или сооружения следует производить только после надежного закрепления всех элементов предыдущего яруса (участка) согласно проекту. Не допускается нахождение людей под монтируемыми элементами конструкций и оборудования до установки их в проектное положение и закрепления. Для перехода монтажников с одной конструкции на другую необходимо применять инвентарные лестницы, переходные мостики и трапы, имеющие ограждение.

Способы строповки элементов конструкций и оборудования должны обеспечивать их подачу к месту установки в положении, близком к проектному. Запрещается подъем сборных железобетонных конструкций, не имеющих монтажных петель или меток, обеспечивающих их правильную строповку и монтаж. Элементы монтируемых конструкций во время перемещения должны удерживаться от раскачивания и вращения гибкими оттяжками. Установленные в проектное положение элементы конструкций или оборудования должны быть закреплены так, чтобы обеспечивалась их устойчивость и геометрическая неизменяемость.

В случаях, когда высота до замка грузозахватного средства превышает 2 м, строповку конструкций необходимо производить грузозахватными средствами, обеспечивающими возможность дистанционной расстроповки с рабочего горизонта. Во время перерывов в работе не допускается оставлять поднятые элементы конструкций и оборудования на весу. Расстроповку элементов конструкций и оборудования, установленных в проектное положение, следует производить после постоянного или временного надежного их закрепления. Перемещать установленные элементы конструкций или оборудования после их расстроповки, за исключением случаев, обоснованных ППР, не допускается.

В процессе производства монтажных работ монтажники должны находиться на ранее установленных и надежно закрепленных плитах покрытия или средствах

подмащивания. При производстве монтажных и сварочных работ на плитах покрытия, рабочие должны быть закреплены карабином предохранительного пояса.

Одновременная разборка конструкций или демонтаж оборудования в двух или более ярусах по одной вертикали не допускается. При перемещении конструкций несколькими подъемными или тяговыми средствами должна быть исключена возможность перегруза любого из этих средств. При перемещении конструкций расстояние между ними и выступающими частями смонтированного оборудования или других конструкций должно быть по горизонтали не менее 1 м, по вертикали – 0,5 м.

До начала выполнения монтажных работ необходимо установить порядок обмена сигналами между стропальщиком и машинистом крана. Сигнал «Стоп» может быть подан любым работником, заметившим явную опасность.

Перед началом сварных работ следует проверить наличие и правильность заземления корпуса сварочного аппарата, свариваемых конструкций и кожуха рубильника. Строительная площадка должна быть обеспечена средствами пожаротушения. Запрещается загромождать проходы к пожарному инвентарю и оборудованию, средствам оповещения.

В процессе выполнения сборочных операций совмещение отверстий и проверка их совпадения в монтируемых деталях должны производиться с использованием специального инструмента (конусных оправок, сборочных пробок и др.). Проверять совпадение отверстий в монтируемых деталях пальцами рук не допускается. Строительная площадка должна быть обеспечена питьевой водой, аптечкой и другими средствами для оказания первой помощи при несчастном случае.

## **7 Мероприятия по обеспечению пожарной безопасности**

Согласно [29; пункт 2] категории взрывопожарной и пожарной опасности помещений и зданий определяются для наиболее неблагоприятного в отношении пожара или взрыва периода, исходя из вида находящихся в аппаратах и помещениях горючих веществ и материалов, их количества и пожароопасных свойств, особенностей технологических процессов

Проектируемый корпус по взрывопожарной и пожарной опасности относится к категории производства В.

Согласно [30] проектируемый цех относится ко II категории по степени огнестойкости. Минимальные пределы огнестойкости строительных конструкций, используемых в возведение цеха определены в [30; табл. 4]: стены самонесущие – 15 мин; колонны – 90 мин; лестничные площадки – 60 мин; элементы покрытия – 15 мин; максимальные пределы распространения огня по ним – 0 мин для всех конструкций.

Пожар возникает в большинстве случаев от неисправности технологического оборудования, электроустановок, контрольно-измерительных и защитных приборов, неосторожного обращения с огнем, курения в запрещенных местах, нарушения правил пожарной безопасности работниками.

Самые распространенные источники зажигания:

- искры от коротких замыканий, возникающих при неправильном подборе и монтаже электросетей, износе, старении и повреждении изоляции электропроводов;
- теплота, выделяющаяся при перегрузках электрических сетей, машин и аппаратов, больших переходных сопротивлениях;
- искры, образующиеся при ударах металлических деталей друг о друга.

При обеспечении пожарной безопасности решаются четыре задачи: предотвращение пожаров и загораний, локализация возникших пожаров, защита людей и материальных ценностей, тушение пожаров.

Предотвращение пожаров достигается исключением горючей среды и источников зажигания, а также поддержанием параметров среды в пределах, исключающих горение.

В соответствии с требованиями [30; пункт 4.1] при проектировании здания цеха предусмотрены конструктивные, объемно-планировочные и инженерно-технические решения, обеспечивающие в случае пожара:

1. возможность эвакуации людей наружу на прилегающую к зданию территорию до наступления угрозы их жизни и здоровью вследствие воздействия опасных факторов пожара;

2. возможность спасения людей;

3. возможность доступа личного состава пожарных подразделений и подачи средств пожаротушения к очагу пожара, а также проведения мероприятий по спасению людей и материальных ценностей;

4. нераспространение пожара на рядом расположенные здания, в том числе при обрушении горящего здания.

В частности, при проектировании здания выполнены следующие мероприятия:

1. Ограничение распространения пожара:

- а) для предупреждения распространения пожара с объекта проектирования на другое здание между ними устроены противопожарные разрывы, с соблюдением установленного минимального размера таких разрывов (для II категории по степени огнестойкости – 9-12 м; фактически он составляет 39 м).

2. Зонирование территории:

- а) на территории строительной площадки предусмотрено размещение двух пожарных гидрантов – по каждой из длинных сторон здания;

- б) при генеральной планировке здание цеха расположено с подветренной стороны по отношению к административно-бытовым зданиям с меньшей пожарной опасностью;

в) при генеральной планировке дороги запроектированы таким образом, чтобы был обеспечен свободный подъезд ко всем зданиям, расположенным на территории предприятия (ширина дорог 7-14 м, все дороги кольцевые);

г) для курения оборудованы специальные места вне здания цеха;

д) при размещении здания цеха учтена дальность расположения пожарной части. Радиус выезда пожарной части, обслуживающей предприятие принят 2,4 км.

### 3. Пути эвакуации:

а) эвакуационные выходы обеспечиваются через шесть ворот здания, распахивающихся наружу. При возникновении пожара эвакуация работников производится кратчайшим путем. Максимальное расстояние от наиболее удаленного рабочего места до эвакуационного выхода составляет не более 48 метров;

б) по периметру здания устроены наружные пожарные лестницы, в количестве двух штук. Лестницы имеют ограждения.

4. Удаление из помещения дыма при пожаре осуществляется через светоаэрационные фонари.

### 5. Организационно-технические мероприятия:

а) своевременное проведение инструктажей;

б) обеспечение наличия и исправности огнетушителей, соблюдения сроков периодичности их осмотра и проверки, а также своевременной перезарядки;

в) размещение планов и указателей эвакуации при пожаре в доступных для обозрения местах.

## **8 Охрана окружающей среды. Санитарно-защитные зоны**

Промышленный объект, является источником выделения вредных веществ в окружающую среду. Для минимизации негативного воздействия на здоровье населения, здание цеха расположено в промышленной зоне города с подветренной стороны от жилых массивов.

Для обеспечения снижения уровня воздействия до требуемых гигиенических нормативов согласно [21; статья 35] и [21] устраивается санитарно-защитная зона, размер которой составляет в силу [21; пункт 4.1.2] составляет 100 м (предприятие по санитарной классификации относится к IV классу).

На территории предприятия для создания эстетического барьера дополнительно устроено озеленение газоустойчивыми породами деревьев и кустарников.

## Заключение

В результате разработки выпускной квалификационной работы выполнена цель: запроектирован производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани.

При проектировании производственного корпуса были решены следующие задачи с учетом особенностей производства:

1. Изучены строительные нормы и технические требования к объекту проектирования
2. Разработан генплан
3. Проведен анализ типовых проектов аналогичных предприятий
4. Определены объемно-планировочные решения, параметры и материалы несущих и ограждающих конструкций
5. Выбрано архитектурно-конструктивное решение цеха
6. Рассчитана сметная стоимость строительства
7. Разработан комплекс мероприятий по обеспечению безопасности труда на строительной площадке

## Библиографический список

1. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2). – Введ. 03.12.2016. – М.: Стандартинформ, 2019. – 72 с. + 17 л. цв. карт.
2. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\* [Текст] – Взамен СНиП 23-01-99\*. – Введ. 30.06.2012 – Москва: Минрегион России, 2012. – 24 с.
3. ГОСТ 16350-80 «Климат СССР. Районирование и статистические параметры климатических факторов для технических целей». – Введ. 01.07.1981. – М.: Издательство стандартов, 1986 год.
4. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\*. – Введ. 25.11.2018. – М.: Стандартинформ, 2018. – 115 с.
5. ГОСТ 25711-83 «Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т». – Введ. 01.07.1985. – М.: Издательство стандартов, 1987 год.
6. СП 16.13330.2017 "Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*" (с Поправкой, с Изменением N 1). – Взамен 16.13330.2011; Введ. 28.08.2017. / ОАО «ЦПП». – Москва: Стандартинформ, 2018. – 145 с.
7. СанПиН 2.2.4.548-96 «Гигиенические требования к микроклимату производственных помещений». – Введ. 01.10.1996. – М.: Информационно-издательский центр Минздрава России, 1997 год.
8. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 [Текст] – Взамен СНиП 23-02-2003; введ. 01.07.2013 – Москва: Минрегион России, 2013. – 9 с.
9. СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий. [Текст] – Введ. 01.06.2004 – Москва: Минрегион России, 2004. – 14 с.



10. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*». – Введ. 20.05.2011. – М.: Минрегион России, 2011 год.
11. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1). – Введ. 20.06.2019. – М.: Стандартинформ, 2019. – 143 с.
12. Металлические конструкции: учеб. для студ. высш. учеб. заведений / [Ю.И.Кудишин, Е.И.Беленя, В.С.Игнатъева и др.]; под ред. Ю.И.Кудишина. – 8-е изд., перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2006. – 688 с.
13. Методические указания. Проектирование стропильных ферм. Сиб. гос. индустр. ун-т. : сост. Н.Н. Алешин, Д.Н. Алешин, Л.Н. Музыченко, И.Н. Буцук. – Электр. дан. (1 файл). –Новокузнецк : Изд. центр СибГИУ, 2018.
14. ГОСТ 26020–83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок. Сортамент. — Введ. 01.01.86. — М.: Изд-во стандартов, 1983.
15. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Элементы конструкций: Учеб. для строит. вузов / В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов и др.; Под ред. В.В. Горева. - 3-е изд., стер. - М.: Высш. шк., 2004. - 551 с.: ил. ISBN 5-06-003695-2 (т. 1).
16. ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения».
17. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учебник для вузов – М.: СИ, 1991. – 767 с.
18. Берлинов М.В. Основания и фундаменты : учебник для вузов / М.В. Берлинов. – 4-е изд., испр. – М. : Лань, 2011. – 318 с. : ил.
19. Берлинов М.В. Расчет оснований и фундаментов : учебное пособие для вузов / М.В. Берлинов, Б.А. Ягупов. – 3-е изд., испр. – СПб. : Лань, 2011. – 267 с. : ил.

20. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции [Текст]: учебник для вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин – М.: ВШ, 2008. – 887 с.
21. Бондаренко В.М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций [Текст]: учебное пособие для вузов / В.М. Бондаренко, В.И. Римшин – М.: ВШ, 2009. – 589 с.
22. Гаевой А.Ф., Усик С.А. Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные и гражданские здания : Учебное пособие для техникумов / А.Ф. Гаевой, С.А. Усик. – Л.: Стройиздат, 1987. – 264 с.
23. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) [Текст] : учеб. для вузов / Б.И. Далматов – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 415 с.: ил.
24. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства : учебник для строительных вузов / Л.Г. Дикман. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. – 608 с.
25. Дятков С.В. Архитектура промышленных зданий [Текст]: Учебн. пособие для строит. вузов. / С.В. Дятков. – 2-е изд., перераб. – М.: высш. шк., 1984.
26. СП 12-135-2003 «Безопасность труда в строительстве. Отраслевые типовые инструкции по охране труда».
27. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования».
28. СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство».
29. НПБ 105-03 «Определение категорий помещений, зданий и наружных установок по взрывопожарной и пожарной опасности».
30. СП 112.13330.2011 «СНиП 21-01-97\* Пожарная безопасность зданий и сооружений (с Изменениями № 1, 2)».

## **ПРИЛОЖЕНИЯ**

**к пояснительной записке  
выпускной квалификационной работы:**

**Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани**

## Приложение А – Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

Данные для теплотехнического расчета:

- продолжительность отопительного сезона  $z_{ht} = 208$  сут. [2, табл. 3, гр. 11];
- средняя температура наружного воздуха за отопительный период  $t_{ht} = -4,8^{\circ}\text{C}$  [2, табл. 3, гр. 12];
- за расчетную температуру наружного воздуха принимаем температуру наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92:  $t_{ext} = -31^{\circ}\text{C}$ , [2, табл. 3, гр. 5];
- расчетная температура внутреннего воздуха (с учетом категорий производимых работ по уровню энергозатрат Па и Пб)  $t_{int} = +18^{\circ}\text{C}$ , [7, табл. 1] и [7, прил. 1];
- влажность внутреннего воздуха  $\varphi_{int} = 55\%$ , [7, табл. 1];
- влажностный режим помещения – нормальный, [8, табл. 1];
- зона влажности – 2 (нормальная), [8, прил. В];
- условия эксплуатации ограждающих конструкций – Б, [8, табл. 2];

### А.1 Теплотехнический расчет стеновых панелей

В качестве стеновых ограждающих конструкций для проектируемого промышленного здания выбраны трехслойные металлические панели.

Конструкционные слои стеновой панели, выполненные из оцинкованных листов стали, разделены слоем эффективного утеплителя (минераловатная плита).

Для прочного соединения стальных листов облицовки с утеплителем применяется двухкомпонентный полиуретановый клей.

Таблица А.1 – Расчетные характеристики материалов стеновой панели

№ слоя	Наименование слоя и материала	Толщина $\delta$ , мм	Плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Теплопроводность $\lambda_B$ , Вт/(м · °С)
1	<b>Конструкционный слой:</b> стальной оцинкованный лист	0,7	7850	58
2	<b>Утеплитель:</b> плиты минераловатные из каменного волокна	120	110	0,044
3	<b>Конструкционный слой:</b> стальной оцинкованный лист	0,7	7850	58

Определяем градусо - сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot z_{ht} = (18 - (-4,8)) \cdot 208 = 4742,4 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot \text{суток.}$$

Рассчитываем требуемое сопротивление теплопередаче:

$$R_{req} = a \cdot D_d + b = 0,0002 \cdot 4742,4 + 1 = 1,95 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт,}$$

где  $a, b$  – коэффициенты, значения которых принимаются по [8, табл. 3] для стен.

Определяем сопротивление теплопередаче стеновой панели:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,0007}{58} + \frac{0,12}{0,044} + \frac{0,0007}{58} + \frac{1}{23} = 2,89 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт,}$$

где  $\alpha_{int}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, Вт/(м · °С), для стен  $\alpha_{int} = 8,7$  Вт/(м · °С); [8, табл. 4];

$\alpha_{ext}$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции, Вт/(м · °С), для стен  $\alpha_{ext} = 23$  Вт/(м · °С); [8, табл. 6];

$\delta_i$  – толщина  $i$  – ого слоя, мм;

$\lambda_i$  – теплопроводность материала  $i$  – ого слоя, Вт/(м · °С).

Так как в ограждающих конструкциях присутствуют теплопроводные включения, необходимо уточнить значение сопротивления теплопередаче стеновой панели с учетом коэффициента однородности.

Общее сопротивление теплопередачи стеновой панели:

$$R_0^r = R_0 \cdot r = 2,89 \cdot 0,75 = 2,17 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт,}$$

где  $r$  – минимально допустимое значение коэффициента теплотехнической однородности для конструкций индустриального изготовления; для трехслойных металлических панелей с эффективным утеплителем  $r = 0,75$ ; [4, табл. 6].

Сравниваем требуемое и фактическое с учетом неоднородности конструкции значения сопротивления теплопередачи стеновой панели:

$$R_0^r \geq R_{req},$$

$$2,17 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт} > 1,95 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Согласно [3, табл. 5] нормируемый температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности наружной стены производственного здания с нормальным влажностным режимом составляет:

$$\Delta t_n = t_{int} - t_d, \text{ но не более } 7^\circ\text{C,}$$

где  $t_d$  – температура точки росы, при расчетной температуре  $t_{int} = +18^\circ\text{C}$  и относительной влажности внутреннего воздуха  $\varphi_{int} = 55\%$ , принимаемая согласно [9, прил. P],  $^\circ\text{C}$ ;

$t_{int}$  – расчетная температура внутреннего воздуха.

$$\Delta t_n = 18 - 8,83 = 9,17^\circ\text{C,}$$

Принимаем  $\Delta t_n = 7^\circ\text{C}$ .

Определяем расчетный температурный перепад:

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{R_0^r \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (18 - (-31))}{2,17 \cdot 8,7} = 2,6^\circ\text{C,}$$

где  $n$  – коэффициент, зависящий от положения ограждающей конструкции по отношению к наружному воздуху (для наружных стен  $n = 1$ ).

$$\Delta t_0 \leq \Delta t_n,$$

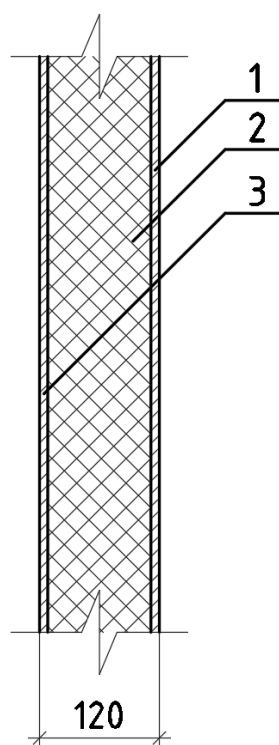
$$2,6^\circ\text{C} < 7^\circ\text{C.}$$

Из результатов вычислений видно, что:

- расчетное значение сопротивления теплопередачи стеновой панели больше требуемого;
- расчетное значение температурного перепада между температурами внутреннего воздуха и внутренней поверхности ограждающей конструкции соответствует нормативному.

Это позволяет сделать вывод, что конструкция стеновой панели отвечает требованиям тепловой защиты.

Конструкция стеновой панели представлена на рисунке 1.



1 – внутренний стальной лист, 2 – утеплитель (минераловатная плита), 3 – наружный стальной лист

Рисунок 51 – Конструкция стеновой панели

## А.2 Теплотехнический расчет покрытия

Таблица А.2 – Расчетные характеристики материалов покрытия

№ слоя	Наименование слоя и материала	Толщина $\delta$ , мм	Плотность $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Теплопроводность $\lambda_B$ , Вт/(м · °С)
1	<b>Плита покрытия:</b> железобетон	30	2500	2,04
2	<b>Пароизоляция:</b> пенополиэтилен	0,02	26	0,05
3	<b>Утеплитель:</b> плиты минераловатные из каменного волокна	120	50	0,044
4	<b>Гидроизоляция:</b> 3 слоя рубероида	15	600	0,17
5	<b>Защитный слой:</b> битумная мастика с втопленным гравием	20	700	0,21

Из-за малой толщины теплопроводностью пароизоляционного слоя можно пренебречь.

Рассчитываем требуемое сопротивление теплопередаче:

$$R_{req} = a \cdot D_d + b = 0,00025 \cdot 4742,4 + 1,5 = 2,69 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт,}$$

где  $a, b$  – коэффициенты, значения которых принимаются по [3, табл. 3] для покрытий.

Определяем сопротивление теплопередаче покрытия:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{ext}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{2,04} + \frac{0,12}{0,044} + \frac{0,015}{0,17} + \frac{0,02}{0,21} + \frac{1}{23} =$$

$$= 3,08 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт,}$$

где  $\alpha_{int}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции, Вт/(м · °С), для покрытий  $\alpha_{int} = 8,7$  Вт/(м · °С); [8, табл. 4];

$\alpha_{ext}$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей



конструкции, Вт/(м · °С), для покрытий  $\alpha_{ext} = 23$  Вт/(м · °С); [8, табл. 6];

$\delta_i$  – толщина  $i$  – ого слоя, мм;

$\lambda_i$  – теплопроводность материала  $i$  – ого слоя, Вт/(м · °С).

Общее сопротивление теплопередачи покрытия с учетом коэффициента однородности:

$$R_0^r = R_0 \cdot r = 3,08 \cdot 0,95 = 2,93 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт,}$$

где  $r$  – минимально допустимое значение коэффициента теплотехнической однородности для перекрытий, совмещенных с покрытием кровли  $r = 0,95$ ;

Сравниваем фактическое с учетом неоднородности конструкции и требуемое значения сопротивления теплопередачи стеновой панели:

$$R_0^r \geq R_{req},$$

$$2,93 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт} > 2,69 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт.}$$

Согласно [8, табл. 5] нормируемый температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности покрытия производственного здания с нормальным влажностным режимом составляет:

$$\Delta t_n = 0,8 \cdot (t_{int} - t_d), \text{ но не более } 6^\circ\text{С,}$$

где  $t_d$  – температура точки росы, при расчетной температуре  $t_{int} = +18^\circ\text{С}$  и относительной влажности внутреннего воздуха  $\varphi_{int} = 55\%$ , принимаемая согласно [9, прил. Р], °С;

$t_{int}$  – расчетная температура внутреннего воздуха.

$$\Delta t_n = 0,8 \cdot (18 - 8,83) = 7,3^\circ\text{С,}$$

Принимаем  $\Delta t_n = 6^\circ\text{С}$ .

Определяем расчетный температурный перепад:

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{R_0^r \cdot \alpha_{int}} = \frac{1 \cdot (18 - (-31))}{2,93 \cdot 8,7} = 1,92^\circ\text{С,}$$

где  $n$  – коэффициент, зависящий от положения ограждающей конструкции по отношению к наружному воздуху (для покрытий  $n = 1$ ).

$$\Delta t_0 \leq \Delta t_n,$$
$$1,92 \text{ }^\circ\text{C} < 6 \text{ }^\circ\text{C}.$$

Так как требования предъявляемые к ограждающим конструкциям соблюдены данное покрытие может быть использовано в проектируемом здании.

## Приложение Б – Локальная смета на общестроительные работы

### Локальная смета № 1 на общестроительные работы Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

составлена в ценах по состоянию на 01.01.2000 г.  
переведена в цены на 01.04.2019 г.

Сметная стоимость 90284,38 тыс. руб.  
Сметная зарплата 11030,31 тыс. руб.  
Нормативная трудоемкость 45031,01 чел.-час.

Таблица Б.1 – Локальная смета на общестроительные работы

№ п.п.	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ, ед.изм.	Кол-во	Стоимость единицы, руб.		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, не занятых обслуживанием машин, чел.-час	
				всего	экспл. машин	всего	з/п основных рабочих	экспл. машин	Затраты труда машинистов, чел.-час	
									з/п основных рабочих	в т.ч. з/п машинистов
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>Раздел 1. Земляные работы</b>										
1	01-01-036-03	Планировка площадей бульдозерами мощностью: 132 кВт (180 л.с.), 1000 м <sup>2</sup>	7.89	46.15	46.15	364.12	0	364.12	0	0
				0	2.3			18.15	0.17	1.38
2	01-01-002-02	Разработка грунта в отвал экскаваторами» с ковшом	2.2	2391.69	2326.79	5261.72	142.78	5118.94	6.1	13.42

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		«драглайн» или «обратная лопата вместимостью 2,5 м <sup>3</sup> , группа грунтов 2; 1000 м <sup>3</sup>		64.9	273.95			602.69	20.82	45.8
3	01-02-056-08	Разработка грунта в ручную в траншеях шириной более 3 м, группа грунтов 2, 100 м <sup>3</sup>	2.2	2980.72	0	6825.85	6825.85	0	296	677.84
				2980.72	0			0	0	0
4	01-02-061-02	Засыпка вручную траншей, группа грунтов 2, 100 м <sup>3</sup>	1.54	875.77	0	1348.69	1348.69	0	97.2	149.69
				875.77	24			36.96	1.82	2.81
5	01-01-035-2	Засыпка траншей бульдозерами мощностью: 132 кВт (180 л.с.), 1000 м <sup>3</sup>	1.91	570.59	570.59	1089.83	0	1089.83	98.2	187.56
				0	30.28			57.83	2.3	4.4
Итого по разделу 1						14890.2	8317.31	6572.89		1028.51
								715.63		54.39
ФОТ				23.57		212879.45				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 95 % · 0,85		0.81		171900.15				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 50 % · 0,8		0.4		85151.78				
Эксплуатация машин				12.62		73918.58				
Стоимость материалов				6.03		0				
<b>Всего по разделу 1</b>						<b>543849.96</b>				
<b>Раздел 2. Фундаменты</b>										
1	08-01-002-01	Устройство песчанного основания под фундаменты, м <sup>3</sup>	29.72	240.5	27.53	7147.66	671.37	818.19	2.3	68.36
				22.59	3.65			108.48	0.28	8.24

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	07-01-001-06	Укладка фундаментов под колонны при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 3,5 т, 100 шт	0.68	15061.63	8271.69	9639.44	1468.99	5293.88	213.12	136.4
				2295.3	907.45			580.77	68.97	44.14
	403-9020	Конструкции ж/б сборные, шт (100)	68	5869.3		375635				
3	07-01-001-05	Укладка фундаментов под колонны при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т, 100 шт.	0,12	11145.08	6742.01	1337.41	173.03	809.04	135.52	16.26
				1441.93	813.71			97.65	61.84	7.42
	403-9020	Конструкции ж/б сборные, шт (100)	12	4875.83		58509.96				
4	07-01-001-15	Укладка фундаментных балок длиной до 6 м, 100 шт	0.76	12527.45	5155.92	9520.86	3574.76	3918.5	416.25	316.35
				4703.63	533.96			405.81	40.58	30.84
	403-6001	Конструкции сборные железобетонные, шт (100)	76	1931.19		146770.44				
5	06-01-036-02	Устройство засыпки фундаментных балок шлаком, 100 м <sup>3</sup>	0.25	8980.43	2889.12	2209.19	406.47	710.72	196.47	48.33
				1652.31	308.95			76	23.48	5.78
Итого по разделу 2						610770.16	6294.63	11550.34		585.7
								1268.7		96.42
ФОТ				23.57		178244.95				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 105 % · 0,85		0.89		159083.62				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 65 % · 0,8		0.52		92687.37				

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Эксплуатация машин				12.62		129754.23				
Стоимость материалов				6.03		3575338.94				
<b>Всего по разделу 2</b>						<b>4135109.11</b>				
<b>Раздел 3. Каркас здания</b>										
<b>Железобетонные конструкции</b>										
1	07-01-027-07	Укладка плит покрытий одноэтажных зданий и сооружений длиной до 6 м, площадью до 20 м <sup>2</sup> при массе стропильных и подстропильных конструкций до 10 т и высоте зданий до 25 м, 100 шт.	2.56	21620.39	10249.15	55348.2	8548.66	26237.82	306.36	784.28
				3339.32	692.98			1774.03	52.67	134.83
	403-0772	Плита покрытий ЗПГС-6, шт. (100)	256	1952.86		499932.16				
Итого по ж/б конструкциям						555280.36	8548.66	26237.82 1774.03		784.28 134.83
ФОТ				23.57		243274.79				
МДС 81-33.2004, прилож. 4	НР = 130 % · 0,85			1.11		268818.64				
МДС 81-25-2001, прилож. 3	СП = 85 % · 0,8			0.68		165426.86				
Эксплуатация машин				12.62		308733.1				
Стоимость материалов				6.03		3138578.07				
<b>Всего по ж/б конструкциям</b>						<b>4124831.45</b>				

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>Металлические конструкции</b>										
1	09-03-002-04	Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 3,0 т, т	68	614.25	443.19	41769	8206.24	30136.92	14	952
				120.68	44.8			3046.4	3.4	231.53
	201-9002	Колонны двухветвевые, т	68	17568.1		1194630.8				
2	09-03-002-02	Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м цельного сечения массой до 3,0 т, т	47.6	281.98	193.86	13422.25	2642.28	9227.74	6.44	306.54
				55.51	20.52			976.75	1.56	74.23
	201-9002	Колонны, т	47.6	12850.64		611690.46				
3	09-03-003-01	Монтаж одиночных подкрановых балок на отметке до 25 м массой до 1,0 т, т	20.8	772.03	525.1	16058.22	2872.27	10922.08	16.02	333.22
				138.09	47.21			981.97	3.59	74.63
	201-9002	Балки подкрановые составного сечения, укрепленной ребрами пролетом до 12 м, массой 1 м от 0,1 до 0,2 т, т	20.8	4151.03		86341.42				
4	09-03-005-02	Монтаж подкрановых путей по металлическим подкрановым балкам для рельсов типа КР, 100 м рельса в одну нитку	1.92	14701.18	9093.41	28226.27	8325.83	17459.35	486.14	933.39
				4336.37	623.73			1197.56	47.4	91.01
	201-0631	Детали крепления рельсов, т	0.32	12825.09		4104.03				
	201-9002	Конструкции стальные, т	9.11	2468.17		22485.03				

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	09-03-006-01	Монтаж подвесных путей и монорельсов для тельферов на высоте до 25 м, 100 м рельса в одну нитку	1.92	7888.79	6582.1	15146.48	1998.47	12637.63	120.75	231.84
				1040.87	856.25			1644	65.08	124.94
	201-0632	Пути подвесных кранов из прокатных двутавров типа "М" звенья прямолинейные, т	5.82	2315.17			13474.29			
6	09-03-012-01	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 24 м массой до 3,0 т, т	102	958.19	672.09	97735.38	21900.42	68553.18	25.53	2604.06
				214.71	70.59			7200.18	5.36	547.21
	201-9002	Фермы стропильные ФС 24 - 1.8, т.	102	19460.25			1984945.5			
7	09-04-006-01	Монтаж фахверка, т	27.22	1089.4	643.25	29653.47	7266.65	17509.27	28.34	771.41
				266.96	39.95			1087.44	3.04	82.65
	101-1714	Болты с гайками и шайбами строительные, т	0.2	12825.09			2565.02			
201-9002	Стойки фахверка, т	27.72	8291.87			229850.64				
8	09-03-014-01	Монтаж связей и распорок из одиночных и парных уголков, гнугосварных профилей до 24 м при высоте здания до 25 м, т	15	1290.04	560.81	19350.6	7792.95	8412.15	63.28	949.2
				519.53	51.53			772.95	3.92	58.74
	201-9002	Связи вертикальные СВ8-2, т	15	7024.3			105364.5			
Итого по металлическим конструкциям						4516813.35	61005.11	174858.31		7081.66
								52248.75		1284.95



Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ФОТ				23.57		2669053.83				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 90 % · 0,85		0.77		2041826.18				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 85 % · 0,8		0.68		1814956.6				
Эксплуатация машин				12.62		1547332.59				
Стоимость материалов				6.03		25814128.09				
<b>Всего по металлическим конструкциям</b>						<b>33887297.29</b>				
<b>Всего по разделу 3</b>						<b>38012128.73</b>				
<b>Раздел 4. Стены</b>										
1	09-04-006-04	Монтаж ограждающих конструкций стен из многослойных панелей заводской готовности при высоте здания до 50 м, 100 м <sup>2</sup>	54.14	7282.49	5318.84	394274.01	81292.29	287962	170.24	9216.79
				1501.52	404.06			21875.81	30.71	1662.56
	201-9400	Панели многослойные стеновые с обшивкой из профильного настила, м <sup>2</sup>	5414	254.73		1379108.22				
2	09-03-046-03	Монтаж перегородок стальных, консольных, сетчатых, 100 м <sup>2</sup>	11.38	765.21	62.65	8708.09	5110.76	712.96	52.1	592.9
				449.1	9.27			105.49	0.7	8.02
3	07-01-037-02	Заполнение швов стеновых панелей упругими прокладками, 100 м шва	277.58	957.38	142.83	265749.54	19697.08	39646.75	6.51	1807.05
				70.96	0			0	0	0
Итого по разделу 4						2047839.86	106100.13	328321.71		11616.74
								21981.3		1670.58

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
ФОТ				23.57		3018495.03				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 130 % · 0,85		1.11		3335437.01				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 85 % · 0,8		0.68		2052576.62				
Эксплуатация машин				12.62		3866015.91				
Стоимость материалов				6.03		9728910.69				
<b>Всего по разделу 4</b>						<b>22001435.26</b>				
<b>Раздел 5. Заполнение проемов</b>										
1	09-04-009-02	Монтаж оконных блоков стальных с нащельниками из алюминиевых сплавов при высоте здания до 50 м, т	25.6	4036.1	1793.21	103324.16	20800	45906.18	84.99	2175.74
				812.5	99.78			2554.37	7.58	194.13
	101-9900	Элементы крепления нащельников и деталей обрамления (самонарезающиеся винты, заклепки т.д.), т	1.6	12494.16		19990.66				
	206-9016	Конструкции нащельников и деталей обрамления из алюминиевых сплавов, т	2.11	15412.78		32520.97				
	201-9291	Конструкции стальные оконных блоков, т	21.89	6438.19		140931.98				
2	09-04-011-01	Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания, т	1.26	3491.45	2561.51	4399.23	550.38	3227.5	46.37	58.43
				436.81	110.44			139.15	8.39	10.58

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	101-1714	Болты строительные с гайками и шайбами, т	0.12	12825.09		1539.01				
	201-9002	Конструкции стальные, т	1.14	7588.18		8650.53				
Итого по разделу 5						311356.52	21350.38	49133.68		2234.17
								2693.52		204.71
ФОТ				23.57		566642.66				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 82 % · 0,85		0.7		394949.94				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 85 % · 0,8		0.68		385317.01				
Эксплуатация машин				12.62		586074.77				
Стоимость материалов				6.03		1452460.96				
<b>Всего по разделу 5</b>						<b>3385445.34</b>				
<b>Раздел 6. Устройство кровли</b>										
1	12-01-015-03	Устройство пароизоляции прокладочной в один слой, 100 м <sup>2</sup>	46.8	1019.5	36.26	47712.6	3012.52	1696.97	7.84	366.91
				64.37	3.64			170.35	0.28	12.95
2	12-01-013-03	Утепление покрытий плитами из минеральной ваты или перлита на битумной мастике, 100 м <sup>2</sup>	46.8	10244.76	730.06	479454.77	77889.24	34166.81	186.58	8731.94
				1664.3	68.85			3222.18	5.23	244.89
3	12-01-002-08	Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов в три слоя, 100 м <sup>2</sup>	46.8	13947.3	72.82	652733.64	8375.33	3407.98	20.29	949.57
				178.96	6.65			311.22	0.51	23.65

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	12-01-002-11	Защита ковра плоских кровель гравием на битумной мастике, 100 м <sup>2</sup>	46.8	2746.92	213.19	128555.86	3880.19	9977.29	9.4	439.92
				82.91	16.15			755.82	1.23	57.44
5	12-01-004-05	Устройство примыканий кровель из наплавляемых материалов к стенам и парапетам высотой более 600 мм с одним фартуком, 100 м	4.8	13588.74	109.03	65225.95	2160.24	523.34	52.21	250.61
				450.05	12.69			60.91	0.96	4.63
Итого по разделу 6						1373682.82	95317.51	49772.39		10738.96
								4520.48		343.56
ФОТ				23.57		2352882.05				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 120 % · 0,85		1.02		2399939.69				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 65 % · 0,8		0.52		1223498.67				
Эксплуатация машин				12.62		571079.03				
Стоимость материалов				6.03		7408415.28				
<b>Всего по разделу 6</b>						<b>13955814.72</b>				
<b>Раздел 7. Полы</b>										
1	11-01-001-01	Уплотнение грунта гравием, 100 м <sup>2</sup>	45.86	670.38	66.21	30743.63	2779.12	3036.39	7.7	353.12
				60.6	7.73			354.5	0.59	26.94
2	11-01-002-09	Устройство подстилающих бетонных слоев, 100 м <sup>2</sup>	45.86	516.5	0.31	23686.69	1320.77	14.22	3.66	167.85
				28.8	0			0	0	0

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	11-01-019-03	Устройство покрытий асфальтобетонных жестких толщиной 30 мм, 100 м <sup>2</sup>	45.86	5344.42	169.9	245095.1	6732.71	7791.61	18.49	847.95
				146.81	29.18			1338.19	2.22	101.7
4	11-01-039-02	Устройство плинтусов цементных, 100 м	4.8	173.57	3.73	833.14	450.29	17.9	10.4	49.92
				93.81	1.1			5.28	0.08	0.4
Итого по разделу 7						300358.55	11282.88	10860.13		1418.84
								1697.97		129.05
ФОТ				23.57		305919.72				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 123 % · 0,85		1.05		319839.07				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 75 % · 0,8		0.6		183551.83				
Эксплуатация машин				12.62		115626.37				
Стоимость материалов				6.03		1677639.77				
<b>Всего по разделу 7</b>						<b>2602576.75</b>				
<b>Раздел 8. Внутренняя отделка</b>										
1	15-05-013-01	Остекление стальных стеновых переплетов промышленных зданий оконным стеклом, 100 м <sup>2</sup>	7.68	5889.35	83.89	45230.21	3869.11	644.28	49.15	377.47
				503.79	4.38			33.64	0.33	2.56
2	15-01-047-15	Устройство подвесных потолков типа "Армстронг" по каркасу из оцинкованного профиля, 100 м <sup>2</sup>	46.8	6012.57	598.81	281388.28	54185.04	28024.31	102.46	4795.13
				1157.8	12.32			576.58	0.94	43.82

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	15-04-030-01	Масляная окраска металлических поверхностей, количество окрасок 1, 100 м <sup>2</sup>	24.06	627.68	4.02	15101.98	2478.18	96.72	9.68	232.9
				103	0.16			3.85	0.01	0.29
Итого по разделу 8						341720.46	60532.33	28765.3		5405.5
								614.06		46.67
ФОТ				23.57		1441037				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 105 % · 0,85		0.89		1286125.52				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 55 % · 0,8		0.44		634056.28				
Эксплуатация машин				12.62		355268.65				
Стоимость материалов				6.03		1522109.68				
<b>Всего по разделу 8</b>						<b>5238597.14</b>				
<b>Раздел 9. Разные работы</b>										
1	27-04-001-02	Устройство подстилающих и выравнивающих слоев оснований из песчано-гравийной смеси, 100 м <sup>3</sup>	0.65	3406.65	3241.41	2207.51	98.09	2100.43	15.72	10.19
				151.38	225.7			146.25	17.15	11.12
	408-0200	Смесь песчано-гравийная природная, м <sup>3</sup>	0.65	126.74		82.13				
2	27-07-001-01	Устройство асфальтобетонных покрытий дорожек и тротуаров однослойных из литой мелкозернистой асфальто-бетонной смеси толщиной 3 см, 100 м <sup>2</sup>	4.32	4368.34	79.31	18871.23	728.96	342.62	15.12	65.32
				168.74	0.69			2.98	0.05	0.23

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	09-03-029-01	Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением, 1 т	2.23	1082.27	733.81	2413.46	636.67	1636.4	32.37	72.19
				285.5	73.59			164.11	5.59	12.47
	101-1714	Болты с гайками и шайбами строительные, т	0.2	12825.09		2565.02				
	201-9002	Конструкции стальные, т	2.23	11600.75		25869.67				
Итого по разделу 9						52009.02	1463.72	4079.45		147.69
								313.34		23.81
ФОТ				23.57		41879.88				
МДС 81-33.2004, прилож. 4		НР = 78 % · 0,85		0.66		27766.36				
МДС 81-25-2001, прилож. 3		СП = 36 % · 0,8		0.29		12061.41				
Эксплуатация машин				12.62		47528.3				
Стоимость материалов				6.03		280189.09				
<b>Всего по разделу 9</b>						<b>409425.04</b>				
<b>ВСЕГО ПО СМЕТЕ</b>						<b>90284382.06</b>				

## Приложение В – Объектная смета

### ОБЪЕКТНАЯ СМЕТА

#### Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

составлена в ценах по состоянию 01.04.2019 г.

Встр 76,49 тыс. куб.м.

Сметная стоимость (без НДС) 110931.11 тыс.руб.

Сметная зарплата 16524.79 тыс.руб.

Измеритель ед. стоимости 1 м<sup>3</sup>

Таблица В.1 – Объектная смета

№ п.п.	№ смет и расчетов	Наименования работ	Сметная стоимость, тыс. руб.					Сметная з/п, тыс.руб.	Показатель единицы стоимости, руб./м <sup>3</sup>
			строительные работы	монтажные работы	оборудование, мебель, инвентарь	прочие	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	ЛС №1	Общестроительные работы	90284.38	-	-	-	90284.38	11030.31	1180.3
2	УПС	Отопление	276.97	553.94	1938.8	-	2769.71	415.46	36.21
3	УПС	Вентиляция	399.9	799.79	2799.27	-	3998.96	599.84	52.28
4	УПС	Водоснабжение	84.02	168.05	588.17	-	840.25	126.04	10.98
5	УПС	Канализация	46.68	93.36	326.76	-	466.8	70.02	6.1



Продолжение таблицы В.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	УПС	Электромонтажные работы	-	448.91	4040.2	-	4489.11	673.37	58.69
Итого			91091.95	2064.06	9693.21	-	102849.22	18266.61	1669.14
8	ГСН 81-05-01-2001	Временные здания и сооружения (2,4 %)	2186.21	49.54	-	-	2235.74	424.79	-
Итого			93278.16	2113.59	9693.21	-	105084.96	13339.83	1373.79
9	ГСН 81-05-02-2001	Зимнее удорожание (4,9 % · 0,9 = 4,41)	4113.57	93.21	-	-	4206.78	1682.71	-
Итого			97391.73	2206.80	9693.21	-	109291.74	15022.54	1428.78
10	МДС 81-35-2004	Непредвиденные расходы и затраты (1,5 %)	1460.88	33.1	145.4	-	1639.38	1502.25	-
<b>ВСЕГО ПО СМЕТЕ</b>			<b>98852.6</b>	<b>2239.9</b>	<b>9838.6</b>	<b>-</b>	<b>110931.11</b>	<b>16524.79</b>	<b>1450.22</b>
<b>НДС 20 %</b>							<b>22186.22</b>		
<b>ВСЕГО с учетом НДС</b>							<b>133117.33</b>		

## Приложение Г – Сводный сметный расчет стоимости строительства

### СВОДНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ СТОИМОСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА

#### на общестроительные работы

#### Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

Составлена в ценах по состоянию на 01.04.2019 г.

Сметная стоимость (без НДС) 143345,91 тыс.руб.

НДС 20 % 28669,18 тыс.руб.

Сметная стоимость (с НДС) 172015,09 тыс.руб.

Таблица Г.1 – Сводный сметный расчет стоимости строительства

№	Наименование сметных расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость тыс.руб.				Общая сметная стоимость, тыс.руб.
			строительных работ	монтажных работ	оборудования, мебели и инвентаря	прочих затрат	
1	2	3	4	5	6	7	8
Глава 1. Подготовка территории строительства							
1	Расчет	Отвод территории строительства 0,3 %	-	-	-	308.55	308.55
2	Расчет	Подготовка территории строительства 1,5 %	-	-	-	1542.74	1542.74
Глава 2. Основные объекты строительства							

Продолжение таблицы Г.1

1	2	3	4	5	6	7	8
3	Объектная смета №1	Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казань	91091.95	2064.06	9693.21	-	102849.22
Глава 4. Объекты энергетические хозяйства							
4	Расчет	Эл. Сети 10 % от каждого эл. по главе "2"	9109.2	206.41	969.32	-	10284.92
Глава 5. Объекты транспортного хозяйства и связи							
5	Расчет	Автодороги 5 %	4554.6	-	-	-	4554.6
Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации, теплоснабжения и газоснабжения							
6	Расчет	Наружные сети 5 % от каждого эл. по главе "2"	4554.6	103.2	484.66	-	5142.46
Глава 7. Благоустройство и озеленение территории							
7	Расчет	Благоустройство 3 %	2732.76	61.92	290.8	-	3085.48
Итого по главам 1-7			112043.1	2435.59	11437.99	1851.29	127767.96
Глава 8. Временные здания и сооружения							
8	ГСН 81-01-2001	Временные здания и сооружения 2,4 %	2689.03	58.45	-	-	2747.49
Итого по главам 1-8			114732.13	2494.04	11437.99	1851.29	130515.45
Глава 9. Прочие работы и затраты							

Продолжение таблицы Г.1

1	2	3	4	5	6	7	8
9	ГСН 81-01-2001	Удорожание работ в зимнее время, $k = 0,9$ ; $4,9 \cdot 0,9 = 4,41 \%$	5059.69	109.99	-	-	5169.67
Итого по главам 1-9			119791.82	2604.03	11437.99	1851.29	135685.13
Глава 10. Содержание службы заказчика – застройщика (технический надзор) строящегося предприятия							
11	Расчет	Технический надзор 0,9 %	-	-	-	1221.17	1221.17
Глава 11. Подготовка эксплуатационных кадров							
12	Расчет	Подготовка кадров 1 %	-	-	-	1356.85	1356.85
Глава 12. Проектные и изыскательские работы (авторский надзор)							
13	Расчет	Проектные и изыскательские работы 2,5 %	-	-	-	3392.13	3392.13
14	МДС 81 – 35. 2004	Авторский надзор 0,2 %	-	-	-	271.37	271.37
Итого по главам 1-12			119791.82	2604.03	11437.99	8092.80	141926.64
15	МДС 81 – 35. 2004	Резерв средств на непредвиденные работы и затраты 1 %	1197.92	26.04	114.38	80.93	1419.27
<b>ВСЕГО ПО СМЕТЕ</b>			<b>120989.74</b>	<b>2630.07</b>	<b>11552.37</b>	<b>8173.73</b>	<b>143345.91</b>
<b>НДС 20 %</b>			<b>24197.95</b>	<b>526.01</b>	<b>2310.47</b>	<b>1634.75</b>	<b>28669.18</b>
<b>ВСЕГО с учетом НДС</b>			<b>145187.69</b>	<b>3156.08</b>	<b>13862.84</b>	<b>9808.48</b>	<b>172015.09</b>

## Приложение Д – Ведомость подсчета трудоемкости работ и затрат машинного времени

### Ведомость подсчета трудоемкости работ и затрат машинного времени

#### Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

Таблица Д.1 – Ведомость подсчета трудоемкости работ и затрат машинного времени

Наименование работ	Объемы работ		Норма на единицу измерения		Общая потребность		Наименование машин	Обоснование (шифр ГЭСН)
	ед. изм.	кол-во	чел. – час	маш. – час	чел. – дни	маш. – смен		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Земляные работы</b>								
Планировка площадей бульдозерами мощностью 132 кВт (180 л.с.)	1000 м <sup>2</sup>	7,89	0,19	0,19	0,187	0,187	Бульдозер Б-10М	01-01-036-03
Разработка грунта в отвал экскаваторами с ковшом «драглайн» или «обратная лопата вместимостью 2,5 м <sup>3</sup> , группа грунтов 2	1000 м <sup>3</sup>	2,2	6,1	16,9	1,68	4,65	Экскаватор Э10011Д	01-01-002-02
Разработка грунта вручную в траншеях шириной более 2 м и глубиной траншей до 2 м, группа грунтов II	100 м <sup>3</sup>	2,2	296	-	84,73	-	-	01-02-056-08

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Засыпка вручную траншей, группа грунтов II	100 м <sup>3</sup>	1,54	97,2	-	18,7	-	-	01-02-061-02
Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 132 кВт (180 л.с.)	1000 м <sup>3</sup>	1,91	2,35	2,35	0,56	0,56	Бульдозер Б-10М	01-01-035-02
<b>Итого:</b>					<b>105,86</b>	<b>5,4</b>		
<b>Фундаменты</b>								
Устройство песчанного основания под фундаменты	м <sup>3</sup>	29,72	2,3	0,08	8,55	0,3	Погрузчик одноковшовый универсальный фронтальный пневмоколесный Foton Lovol FL956F 3 т	08-01-002-01
				0,42		1,56	Пневмотрамбовка ПТ-6	
				0,21		0,78	Компрессор CPS 175 передвижной с двигателем внутреннего сгорания давлением до 686 кПа (7 ат), производительность 5 куб.м./мин	
Укладка фундаментов под колонны при глубине	100 шт	0,68	213,12	52,49	17,07	4,2	Гусеничный монтажный кран МКГ-16	07-01-001-06

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
котлована до 4 м, масса конструкций до 3,5 т				3,67		0,29	Погрузчик Maximal FD50T-M 5 т	
				4,07		0,33	Пневмотрамбовка ПТ-6	
				10,34		0,83	КАМАЗ-43502	
				4,07		0,33	Компрессор CPS 115 передвижной с электрическим двигателем давлением до 600 кПа (6 ат), производительность 3\5 куб.м./мин	
Укладка фундаментов под колонны при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т	100 шт.	0,12	135,52	42,72	2,03	0,64	Гусеничный монтажный кран МКГ-16	07-01-001-05
				2,42		0,04	Погрузчик Maximal FD50T-M 5 т	
				2,68		0,04	Пневмотрамбовка ПТ-6	
				5,13		0,08	КАМАЗ-43502	
				2,68		0,04	Компрессор CPS 115 передвижной с электрическим двигателем давлением до 600 кПа (6 ат), производительность 3\5 куб.м./мин	

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Укладка балок фундаментных длиной до 6 м	100 шт.	0,76	416,25	32,94	39,54	3,13	Гусеничный монтажный кран МКГ -16	07-01-001-15
				2,58		0,25	Глубинный вибратор ЭПК-600	
				8,2		0,78	КАМАЗ-43502	
Устройство засыпки фундаментных балок шлаком	100 м <sup>3</sup>	0,25	196,47	13,84	6,14	0,43	КАМАЗ-43502	06-01-036-02
				9,28		0,29	Передвижной компрессор Comrag PORTA 5	
				11,03		0,35	Бульдозер ДЗ-42	
				18,56		0,58	Пневмотрамбовка ПТ-6	
<b>Итого:</b>				<b>73,33</b>	<b>15,27</b>			
<b>Каркас здания</b>								
Укладка плит покрытий одноэтажных зданий и сооружений длиной до 6 м, площадью до 20 м <sup>2</sup> при массе стропильных и подстропильных конструкций до 10 т и высоте зданий до 25 м	100 шт.	2,56	306,36	42,75	98,04	13,68	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	07-01-027-07
				0,45		0,14	КАМАЗ-43502	
				11,37		3,64	Седелный тягач КАМАЗ-54115-011-15	
				11,37		3,64	Полуприцепы-тяжеловозы УЗСТ 9174-004НЗ, грузоподъемность 40 т	
				11,65		3,73	Установка для сварки ручной дуговой Р1со 162	



Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 3,0 т	т	68	14	0,11	119	0,94	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-03-002-04
				0,27		2,3	Кран КС-3562Б	
				2,43		20,66	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				0,39		3,32	КАМАЗ-43502	
				2,58		21,93	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				0,5		4,25	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м цельного сечения массой до 3,0 т	т	47,6	6,44	0,04	38,31	0,24	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-03-002-02
				0,16		0,95	Кран КС-3562Б	
				0,97		5,77	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				0,23		1,37	КАМАЗ-43502	
				1,01		6,01	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				0,44		2,62	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж одиночных подкрановых балок на	т	20,8	16,02	0,1	41,65	0,26	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-03-003-01

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
отметке до 25 м массой до 1,0 т				0,17		0,44	Кран КС-3562Б	
				3,08		8,01	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				0,24		0,62	КАМАЗ-43502	
				0,76		1,98	Выпрямитель сварочный многопостовый ВДМ-6307 4- поста	
				1,46		3,8	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
Монтаж подкрановых путей по металлическим подкрановым балкам для рельсов типа КР	100 м рельса в одну нитку	1,92	486,14	0,24	116,67	0,06	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-03-005-02
				42,79		10,23	Кран КС-3562Б	
				3,71		0,89	КАМАЗ-43502	
				18,2		4,37	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				200,56		48,13	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж подвесных путей и монорельсов для тельферов на высоте до 25 м прямолинейных по	100 м рельса в одну нитку	1,92	120,75	0,48	28,98	0,12	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-03-006-01
				0,59		0,14	Кран КС-3562Б	

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
металлическим опорам номера балок 24 М				30,24		7,26	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				56,84		13,64	Подмости самоходные высотой подъема 12 м	
				0,78		0,19	КАМАЗ-43502	
				9,52		2,29	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				6,72		1,61	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 24 м массой до 3,0 т	т	102	25,53	0,02	325,51	0,26	Кран козловой КСК- 32 Г/П	09-03-012-01
				0,47		5,99	Кран КС-3562Б	
				3,72		47,43	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				0,71		9,05	КАМАЗ-43502	
				0,9		11,48	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				0,6		7,65	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж фахверка	т	27,22	28,34	0,1	96,43	0,34	Кран козловой КСК- 32 Г/П	09-04-006-01

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
				0,11		0,37	Кран КС-3562Б	
				2,7		9,19	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				0,09		0,31	Домкрат гидравлический ННУГ-100150 (ДУ100П150)	
				0,17		0,59	КАМАЗ-43502	
				3,02		10,46	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				15,68		54,33	Сварочный преобразователь ПСО -500	
				0,1		0,19	Кран козловой КСК-32 Г/П	
Монтаж связей и распорок из одиночных и парных уголков, гнутосварных профилей до 24 м при высоте здания до 25 м	т	15	63,28	0,12	118,65	0,23	Кран КС-3562Б	09-03-014-01
				3,6		6,75	Гусеничный монтажный кран МКГ - 25	
				0,19		0,36	КАМАЗ-43502	
				1,46		2,74	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				0,1		0,19	Сварочный преобразователь ПСО -500	

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
				<b>Итого:</b>	<b>983,24</b>	<b>367,14</b>		
<b>Стены</b>								
Монтаж ограждающих конструкций стен из многослойных панелей заводской готовности при высоте здания до 50 м	100 м <sup>2</sup>	54,14	170,24	1,42	1152,1	9,61	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-04-006-04
				16,58		112,21	Гусеничный монтажный кран МКГ - 50	
				0,22		1,49	Домкрат гидравлический ННУГ-100150 (ДУ100П150)	
				1,56		10,56	КАМАЗ-43502	
				11,87		80,33	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				5,56		37,63	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж перегородок стальных, консольных, сетчатых	100 м <sup>2</sup>	11,38	52,1	0,31	74,11	0,44	Кран КС-3562Б	09-03-046-03
				0,2		0,29	КАМАЗ-43502	
Заполнение швов стеновых панелей упругими прокладками	100 м шва	277,58	6,51	2,9	225,88	100,62	Люлька	07-01-037-02
				<b>Итого:</b>	<b>1452,09</b>	<b>353,18</b>		
<b>Заполнение проемов</b>								
Монтаж оконных блоков стальных с нащельниками	т	25,6	84,99	0,07	271,97	0,22	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-04-009-02

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
из алюминиевых сплавов при высоте здания до 50 м				0,15		0,48	Кран КС-3562Б	
				7,49		23,97	Кран пневмоколесный КС-5363	
				0,23		0,74	КАМАЗ-43502	
				2,3		7,36	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				31,63		101,22	Сварочный преобразователь ПСО -500	
Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания	т	1,26	46,37	0,42	7,3	0,07	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-04-011-01
				0,12		0,02	Кран КС-3562Б	
				4,07		0,64	Гусеничный монтажный кран МКГ - 100	
				0,1		0,016	Домкрат гидравлический ННУГ-100150 (ДУ100П150)	
				0,34		0,054	Лебедки электрические тяговым усилием до 5,79 кН (0,59 т)	
				0,09		0,014	Лебедки электрические тяговым усилием до 31,39 кН (3,2 т)	

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
				0,19		0,03	КАМАЗ-43502	
				2,24		0,35	Пост газосварочный ПГУ- 40П	
				15,01		2,37	Сварочный преобразователь ПСО -500	
				<b>Итого:</b>	<b>279,27</b>	<b>137,55</b>		
<b>Устройство кровли</b>								
Устройство пароизоляции прокладочной в один слой	100 м <sup>2</sup>	46,8	7,84	0,08	45,86	0,47	Кран башенный КБ- 403Б	12-01-015-03
				0,05		0,29	Кран КС-3562Б	
				0,41		2,4	Битумоварочный котел БК-1	
				0,08		0,47	КАМАЗ-43502	
Утепление покрытий плитами из минеральной ваты или перлита на битумной мастике	100 м <sup>2</sup>	46,8	186,58	1,75	1091,49	10,24	Кран башенный КБ- 403Б	12-01-013-03
				1		5,85	Кран КС-3562Б	
				9,2		53,82	Битумоварочный котел БК-1	
				1,4		8,19	КАМАЗ-43502	
Устройство кровель плоских из наплавляемых материалов в три слоя	100 м <sup>2</sup>	46,8	20,29	0,23	118,7	1,35	Кран башенный КБ- 403Б	12-01-002-08
				0,08		0,06	Кран КС-3562Б	

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
				0,12		0,73	КАМАЗ-43502	
Защита ковра плоских кровель гравием на битумной мастике	100 м <sup>2</sup>	46,8	9,4	0,9	54,99	5,27	Кран башенный КБ-403Б	12-01-002-11
				0,09		0,53	Кран КС-3562Б	
				0,12		0,7	Погрузчик Maximal FD50T-М 5 т	
				2,45		14,33	Битумоварочный котел БК-1	
				0,17		1	КАМАЗ-43502	
Устройство примыканий кровель из наплавляемых материалов к стенам и парапетам высотой более 600 мм с одним фартуком	100 м	4,8	52,21	0,54	31,33	0,32	Кран башенный КБ-403Б	12-01-004-05
				0,13		0,08	Кран КС-3562Б	
				0,2		0,12	КАМАЗ-43502	
<b>Итого:</b>					<b>1342,37</b>	<b>106,22</b>		
<b>Полю</b>								
Уплотнение грунта гравием	100 м <sup>2</sup>	45,86	7,7	0,33	44,14	1,89	Погрузчик одноковшовый универсальный фронтальный пневмоколесный Foton Lovol FL956F 5 т	11-01-001-01
				0,09		0,52	Каток НАММ 3412	
				0,93		5,33	Пневмотрамбовка ПТ-6	



Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
				0,46		2,64	Компрессор CPS 175 передвижной с двигателем внутреннего сгорания давлением до 686 кПа (7 ат), производительность 5 куб.м./мин	
Устройство подстилающих бетонных слоев	100 м <sup>2</sup>	45,86	3,66	0,48	20,98	2,75	Вибратор поверхностный ИВ-106	11-01-002-09
Устройство покрытий асфальтобетонных жестких толщиной 30 мм	100 м <sup>2</sup>	45,86	18,49	1,4	105,99	8,03	Каток НАММ 3412	11-01-019-03
				1,26		7,22	Пневмограбковка ПТ-6	
				0,11		0,63	КАМАЗ-43502	
				0,64		3,67	Компрессор CPS 175 передвижной с двигателем внутреннего сгорания давлением до 686 кПа (7 ат), производительность 5 куб.м./мин	
				0,65		3,73	Шпаклевочный агрегат СО-150А	
Устройство плинтусов цементных	100 м	4,8	10,76	0,09	6,46	0,05	Подъемник одномачтовый ПМГ 500	11-01-039-02
				0,04		0,02	КАМАЗ-43502	

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Итого:</b>					<b>177,57</b>	<b>36,48</b>		
<b>Внутренняя отделка</b>								
Остекление стальных стеновых переплетов промышленных зданий оконным стеклом	100 м <sup>2</sup>	7,68	49,15	0,27	47,18	0,26	Кран башенный КБ-403Б	15-05-013-01
				0,37		0,36	КАМАЗ-43502	
Устройство подвесных потолков типа "Армстронг" по каркасу из оцинкованного профиля	100 м <sup>2</sup>	46,8	102,46	0,76	599,39	4,62	Подъемник одномачтовый ПМГ 500	15-01-047-15
				4,58		26,79	КАМАЗ-43502	
Масляная окраска металлических поверхностей, количество окрасок 1	100 м <sup>2</sup>	24,06	9,68	0,01	29,11	0,03	Подъемник одномачтовый ПМГ 500	15-04-030-01
				0,03		0,09	КАМАЗ-43502	
<b>Итого:</b>					<b>675,68</b>	<b>32,15</b>		
<b>Разные работы</b>								
Устройство подстилающих и выравнивающих слоев оснований из песчано-гравийной смеси	100 м <sup>3</sup>	0,65	15,72	1,93	1,28	0,16	Maximal FD50T-M	27-04-001-02
				4,76		0,39	Автогрейдер ДЗ-122А	
				7,08		0,58	Пневмоколесный каток Lutong LTP2030	
				1,04		0,09	Поливомоечная машина МК-6	
Устройство асфальтобетонных	100 м <sup>2</sup>	4,32	15,12	0,02	8,17	0,01	Кран КС-3562Б	27-07-001-01

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
покрытий дорожек и тротуаров однослойных из литой мелкозернистой асфальто-бетонной смеси толщиной 3 см				0,03		0,02	Погрузчик одноковшовый универсальный фронтальный пневмоколесный Foton Lovol FL956F 5 т	
				0,85		0,46	Виброплита с ДВС СО-311М-02	
				0,02		0,01	КАМАЗ-43502	
Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением	т	2,23	32,37	0,07	9,02	0,02	Кран козловой КСК-32 Г/П	09-03-029-01
				0,12		0,03	Кран КС-3562Б	
				5,45		1,52	Гусеничный монтажный кран МКГ-16	
				0,96		0,27	Домкрат гидравлический	
				0,19		0,05	КАМАЗ-43502	
				1,68		0,47	Установка для сварки ручной дуговой Р1со 162	
				9,62		2,68	Сварочный преобразователь ПСО -500	
<b>Итого:</b>				<b>18,47</b>	<b>6,76</b>			
<b>ВСЕГО:</b>				<b>5107,88</b>	<b>1060,15</b>			

Продолжение таблицы Д.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Специальные виды работ</b>								
Внутриплощадочные работы	%	4	–	–	204,32	42,41	–	–
Благоустройство территории	%	5	–	–	255,39	–	–	–
Электромонтажные работы	%	5	–	–	255,39	–	–	–
Отопление и вентиляция	100 м <sup>3</sup>	8	–	–	61,19	–	–	–
Водопровод и канализация	100 м <sup>3</sup>	8	–	–	61,19	–	–	–
Энергоснабжение	100 м <sup>3</sup>	15	–	–	114,74	–	–	–
Слаботочные сети	100 м <sup>3</sup>	1	–	–	7,65	–	–	–
Оборудование	%	7	–	–	357,6	–	–	–

## Приложение Е – Ведомость потребности в материалах, деталях и конструкциях

### Ведомость потребности в материалах, деталях и конструкциях Производственный корпус машиностроительного завода в г. Казани

Таблица Е.1 – Ведомость потребности в материалах, деталях и конструкциях

Наименование работ	Ед. изм.	Кол-во	Материалы и другие ресурсы				Обоснование (шифр ГЭСН)
			Наименование	Ед. изм.	Норма на ед.	Общее кол-во	
1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Земляные работы</b>							
Планировка площадей бульдозерами мощностью 132 кВт (180 л.с.)	1000 м <sup>2</sup>	7,89	–	–	–	–	01-01-036-03
Разработка грунта в отвал экскаваторами» с ковшом драглайн» или «обратная лопата вместимостью 2,5 м <sup>3</sup> , группа грунтов 2	1000 м <sup>3</sup>	2,2	–	–	–	–	01-01-002-02
Разработка грунта вручную в траншеях шириной более 2 м и глубиной траншей до 2 м, группа грунтов II	100 м <sup>3</sup>	2,2	–	–	–	–	01-02-056-08
Засыпка вручную траншей, группа грунтов II	100 м <sup>3</sup>	1,54	–	–	–	–	01-02-061-02
Засыпка траншей и котлованов бульдозерами мощностью 132 кВт (180 л.с.)	1000 м <sup>3</sup>	1,91	–	–	–	–	01-01-035-02

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Фундаменты</b>							
Устройство песчанного основания под фундаменты	м <sup>3</sup>	29,72	Вода	м <sup>3</sup>	0,15	4,46	08-01-002-01
			Песок для строительных работ природный	м <sup>3</sup>	1,2	35,66	
Укладка фундаментов под колонны при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 3,5 т	100 шт	0,68	Песок для строительных работ природный	м <sup>3</sup>	33,4	21,34	07-01-001-06
			Конструкции сборные железобетонные	шт.	100	68	
Укладка фундаментов под колонны при глубине котлована до 4 м, масса конструкций до 1,5 т	100 шт	0,12	Песок для строительных работ природный	м <sup>3</sup>	22	2,64	07-01-001-05
			Конструкции сборные железобетонные	шт.	100	12	
Укладка балок фундаментных длиной до 6 м	100 шт.	0,76	Гвозди строительные	т	0,00276	0,0021	07-01-001-15
			Раствор готовый кладочный цементный марки 50	м <sup>3</sup>	0,42	0,32	
			Доски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 32 – 40 мм, IV сорта	м <sup>3</sup>	0,01	0,008	
			Доски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 44 мм и более, IV сорта	м <sup>3</sup>	0,05	0,038	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Щиты из досок толщиной 25 мм	м <sup>2</sup>	5,65	4,29	
			Бетон	м <sup>3</sup>	3,05	2,32	
			Конструкции сборные железобетонные	шт.	100	76	
Устройство засыпки фундаментных балок шлаком	100 м <sup>3</sup>	0,25	Вода	м <sup>3</sup>	3,1	0,78	06-01-036-02
			Песок шлаковый средней фракции	м <sup>3</sup>	115	28,8	
<b>Каркас здания</b>							
Укладка плит покрытий одноэтажных зданий и сооружений длиной до 6 м, площадью до 20 м <sup>2</sup> при массе стропильных и подстропильных конструкций до 10 т и высоте зданий до 25 м	100 шт.	2,56	Пленка полиэтиленовая толщиной 0,15 мм	м <sup>2</sup>	60	153,6	07-01-027-07
			Электроды диаметром 6 мм Э42	т	0,02	0,05	
			Гвозди строительные	т	0,0003	0,0008	
			Раствор готовый отделочный тяжелый цементно – известковый 1:1:6	м <sup>3</sup>	0,2	0,51	
			Конструктивные элементы вспомогательного назначения	т	0,12	0,31	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,0254	0,07	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Доски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 32 – 40 мм, IV сорта	м <sup>3</sup>	0,432	1,11	
			Рубероид подкладочный с пылевидной посыпкой РПП-3006	м <sup>2</sup>	56,2	143,87	
			Краска для наружных работ, коричневая	т	0,01	0,03	
			Бетон	м <sup>3</sup>	8,5	21,76	
			Конструкции сборные железобетонные	шт.	100	256	
Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м составного сечения массой до 3,0 т	т	68	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	2,1	142,8	09-03-002-04
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,0006	0,041	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,00126	0,086	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,0003	0,02	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,00068	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,0068	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,0006	0,041	



Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,0187	1,27	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,002	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,13	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,008	0,54	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,02	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,041	
			Конструкции стальные	т	1	68	
Монтаж колонн одноэтажных и многоэтажных зданий и крановых эстакад высотой до 25 м цельного сечения массой до 3,0 т	т	47,6	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	0,7	33,32	09-03-002-02
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,21	10	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,0018	0,09	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,00015	0,007	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,00048	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,0048	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,0007	0,033	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволоки марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> ,	10 м	0,0187	0,89	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,0014	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,09	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,00103	0,05	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,015	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,029	
			Конструкции стальные	т	1	47,6	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
Монтаж одиночных подкрановых балок на отметке до 25 м массой до 1,0 т	т	20,8	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	1,1	22,88	09-03-003-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,33	6,86	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,0034	0,071	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,0028	0,058	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,00021	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,0021	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений,	т	0,004	0,08	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволоки марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,0187	0,39	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,0006	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,04	
Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,00103	0,021				

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,006	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,012	
			Конструкции стальные	т	1	20,8	
Монтаж подкрановых путей по металлическим подкрановым балкам для рельсов типа КР	100 м рельса в одну нитку	1,92	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	16,58	31,83	09-03-005-02
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	5	9,6	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,1	0,192	
			Гвозди строительные	т	0,0008	0,0015	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0009	0,0017	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В,	10 м	0,09	0,17	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,0002	0,0004	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,08	0,15	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,0026	0,005	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Растворитель марки Р-4	т	0,0005	0,001	
			Детали крепления рельсов	т	0,009	0,017	
			Конструкции стальные	т	4,75	9,12	
Монтаж подвесных путей и монорельсов для тельферов на высоте до 25 м прямолинейных по металлическим опорам номера балок 24 М	100 м рельса в одну нитку	1,92	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	8,38	16,09	09-03-006-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	2,54	4,88	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,00172	0,003	
			Электроды диаметром 4 мм Э46	т	0,004	0,008	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,00187	0,004	
			Гвозди строительные	т	0,00004	0,00008	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,00043	0,0008	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений,	т	0,002	0,004	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,044	0,085	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00011	0,0002	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00834	0,016	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,005	0,01	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00132	0,003	
			Растворитель марки Р-4	т	0,00024	0,0005	
			Пути подвесных кранов из прокатных двутавров типа «М» звенья прямолинейные	т	1,8	3,46	
Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 24 м массой до 3,0 т	т	102	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	0,72	73,44	09-03-012-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,22	22,44	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,0027	0,28	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,0019	0,194	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,001	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,01	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,002	0,204	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,0187	1,91	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,003	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,198	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,00103	0,11	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,032	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,06	
			Конструкции стальные	т	1	102	
Монтаж фахверка	т	27,22	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	2,6	72,07	09-04-006-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,78	21,23	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Электроды диаметром 4 мм Э46	т	0,016	0,44	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,0003	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,003	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,001	0,027	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,0187	0,51	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,0008	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,053	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,008	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,016	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,0001	0,003	
			Конструкции стальные	т	1	27,22	



Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
Монтаж связей и распорок из одиночных и парных уголков, гнутосварных профилей до 24 м при высоте здания до 25 м	т	15	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	1,2	18	09-03-014-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,36	5,4	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,00044	0,007	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,021	0,32	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,0002	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,002	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,0002	0,003	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В,	10 м	0,0187	0,28	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,0005	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,029	
Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,00103	0,016				

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,0047	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,009	
			Конструкции стальные	т	1	15	
<b>Стены</b>							
Монтаж ограждающих конструкций стен из многослойных панелей заводской готовности при высоте здания до 50 м	100 м <sup>2</sup>	54,14	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	2,98	161,34	09-04-006-04
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	3,16	171,08	
			Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,0031	0,168	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,0126	0,68	
			Гвозди строительные	т	0,00005	0,0028	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,00054	0,03	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений,	т	0,017	0,92	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,055	2,98	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00013	0,007	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,0104	0,56	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,005	0,27	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00165	0,09	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0003	0,016	
			Панели многослойные стеновые с обшивкой из профильного настила	м <sup>2</sup>	100	5414	
			Конструкции стальные нащельников и деталей обрамления	т	0,273	14,78	
Монтаж перегородок стальных, консольных, сетчатых	100 м <sup>2</sup>	11,38	Поковки из квадратных заготовок, масса 2,825 кг	т	0,0042	0,048	09-03-046-03
			Анкерные детали из прямых или гнутых круглых стержней с резьбой	т	0,0026	0,03	
			Конструкции стальные	т	4,2	47,8	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
Заполнение швов стеновых панелей упругими прокладками	100 м шва	277,58	Гермит (шнур диаметром 40 мм)	кг	34,65	9618,15	07-01-037-02
<b>Заполнение проемов</b>							
Монтаж оконных блоков стальных с нащельниками из алюминиевых сплавов при высоте здания до 50 м	т	25,6	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	1,95	49,92	09-04-009-02
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,6	15,36	
			Электроды диаметром 4 мм Э46	т	0,03	0,77	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,00026	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,0026	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,11	2,82	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В,	10 м	0,0187	0,48	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,0008	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,05	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,008	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,015	
			Конструкции стальные оконных блоков	т	1	25,6	
			Элементы крепления нащельников и деталей обрамления (самонарезающиеся винты, заклепки и т.д.)	т	0,00002	0,0005	
			Нащельники и детали обрамления из алюминиевых сплавов	т	0,005	0,128	
Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания	т	1,26	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	1,95	2,46	09-04-011-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,59	0,74	
			Электроды диаметром 4 мм Э46	т	0,023	0,029	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,000013	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,00013	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,026	0,033	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В, маркировочная группа 1770 н/мм <sup>2</sup> , диаметром 5,5 мм	10 м	0,0187	0,024	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,00004	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,0024	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,00103	0,0013	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,0004	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,00076	
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,0003	0,00038	
			Конструкции стальные	т	1	1,26	
<b>Устройство кровли</b>							
Устройство пароизоляции прокладочной в один слой	100 м <sup>2</sup>	46,8	Мастика битумная кровельная горячая	т	0,05	2,34	12-01-015-03
			Рубероид подкладочный с пылевидной посыпкой РПП-3006	м <sup>2</sup>	110	5148	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
Утепление покрытий плитами из минеральной ваты или перлита на битумной мастике	100 м <sup>2</sup>	46,8	Битумы нефтяные строительные кровельные марки БНК-45/190, БНК-45/180	т	0,025	1,17	12-01-013-03
			Мастика битумная кровельная горячая	т	1,005	47,03	
			Керосин для технических целей марок КТ-1, КТ-2	т	0,058	2,71	
			Плиты теплоизоляционные	м <sup>2</sup>	515	24102	
Устройство кровель плоских из наплавливаемых материалов в три слоя	100 м <sup>2</sup>	46,8	Пропан-бутан, смесь техническая	кг	44,9	2101,32	12-01-002-08
			Материалы рулонные кровельные для верхнего слоя	м <sup>2</sup>	115	5382	
			Материалы рулонные кровельные для нижних слоев	м <sup>2</sup>	230	10764	
Защита ковра плоских кровель гравием на битумной мастике	100 м <sup>2</sup>	46,8	Мастика битумная кровельная горячая	т	0,303	14,18	12-01-002-11
			Гравий для строительных работ, фракция 5 – 10 мм	м <sup>3</sup>	1,05	49,14	
Устройство примыканий кровель из наплавливаемых материалов к стенам и парапетам высотой более 600 мм с одним фартуком	100 м	4,8	Пропан-бутан, смесь техническая	кг	24,52	117,7	12-01-004-05
			Патроны для строительного – монтажного пистолета	1000 шт.	0,187	0,9	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Дюбели с калиброванной головкой (в обоймах) с цинковым хроматированным покрытием 3 × 58,5 мм	т	0,00159	0,0076	
			Сталь листовая оцинкованная толщиной листа 0,7 мм	т	0,2	0,96	
			Сталь полосовая, марка стали СтЗсп шириной 50 – 200 мм, толщиной 4 – 5 мм	т	0,013	0,06	
			Мастика тиоколовая строительного назначения марки АМ – 0,5	кг	6,7	32,16	
			Раствор готовый кладочный тяжелый цементный	м <sup>3</sup>	0,51	2,45	
			Материалы рулонные кровельные	м <sup>2</sup>	189	907,2	
<b>Полы</b>							
Уплотнение грунта гравием	100 м <sup>2</sup>	45,86	Вода	т	0,22	10,09	11-01-001-01
			Гравий для строительных работ, фракция 40 – 70 мм	м <sup>3</sup>	5,1	233,87	
Устройство подстилающих бетонных слоев	100 м <sup>2</sup>	45,86	Мастика битумно - латексная кровельная	т	0,002	0,09	11-01-002-09
			Вода	т	0,35	16,05	



Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Доски необрезные хвойных пород длиной 2 – 3,75 м, все ширины, толщиной 32 – 40 мм, IV сорта	м <sup>3</sup>	0,001	0,046	
			Бетон тяжелый	м <sup>3</sup>	1,02	46,78	
Устройство покрытий асфальтобетонных жестких толщиной 30 мм	100 м <sup>2</sup>	45,86	Бруски обрезные хвойных пород длиной 2 – 3,75 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 - 75 мм, III сорта	м <sup>3</sup>	0,01	0,46	11-01-019-03
			Грунтовка битумная	т	0,069	3,16	
			Асфальтобетон плотный среднизернистый щебеночный	т	6,95	318,73	
Устройство плинтусов цементных	100 м	4,8	Раствор готовый кладочный тяжелый цементный	м <sup>3</sup>	0,16	0,77	11-01-039-02
<b>Внутренняя отделка</b>							
Остекление стальных стеновых переплетов промышленных зданий оконным стеклом	100 м <sup>2</sup>	7,68	Мыло твердое хозяйственное 72 %	шт.	1	7,68	15-05-013-01
			Ветошь	кг	0,2	1,54	
			Замазка защитная	кг	229	1758,72	
			Олифа комбинированная, марки К - 2	т	0,002	0,015	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Стекло оконное	м <sup>2</sup>	101	775,68	
Устройство подвесных потолков типа "Армстронг" по каркасу из оцинкованного профиля	100 м <sup>2</sup>	46,8	Панели потолочные с комплектующими «Армстронг»	м <sup>2</sup>	103	4820,4	15-01-047-15
Масляная окраска металлических поверхностей, количество окрасок 1	100 м <sup>2</sup>	24,06	Ветошь	кг	0,1	2,41	15-04-030-01
			Олифа натуральная	т	3,2	77	
			Краски для внутренних работ масляные готовые к применению	т	0,0212	0,51	
<b>Разные работы</b>							
Устройство подстилающих и выравнивающих слоев оснований из песчано-гравийной смеси	100 м <sup>3</sup>	0,65	Вода	т	7	4,55	27-04-001-02
			Смесь песчано гравийная	м <sup>3</sup>	100	65	
Устройство асфальтобетонных покрытий дорожек и тротуаров однослойных из литой мелкозернистой асфальто-бетонной смеси толщиной 3 см	100 м <sup>2</sup>	4,32	Битумы нефтяные дорожные марки БНД - 60/90, БНД – 90/130	т	0,06	0,26	27-07-001-01
			Песок для строительных работ природный	м <sup>3</sup>	0,5	2,16	
			Смесь асфальтобетонная	т	7,14	30,85	
Монтаж лестниц прямолинейных и криволинейных, пожарных с ограждением	т	2,23	Кислород технический газообразный	м <sup>3</sup>	1,37	3,06	09-03-029-01
			Пропан-бутан, смесь техническая	кг	0,41	0,91	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Электроды диаметром 4 мм Э46	т	0,004	0,009	
			Гвозди строительные	т	0,00001	0,000022	
			Канаты пеньковые пропитанные	т	0,0001	0,00022	
			Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений, средняя масса сборочной единицы 0,1 - 0,5 т	т	0,001	0,0022	
			Канат двойной свивки типа ТК, оцинкованный из проволок марки В,	10 м	0,0187	0,042	
			Проволока горячекатаная в мотках, диаметром 6,3-6,5 мм	т	0,00003	0,00007	
			Швеллеры № 40 из стали марки Ст0	т	0,00194	0,004	
			Бруски обрезные хвойных пород длиной 4 – 6,5 м, шириной 75 – 150 мм, толщиной 40 – 75 мм, I сорта	м <sup>3</sup>	0,00103	0,0023	
			Грунтовка ГФ-021 красно-коричневая	т	0,00031	0,0007	
			Растворитель марки Р-4	т	0,0006	0,001	

Продолжение таблицы Е.1

1	2	3	4	5	6	7	8
			Болты с гайками и шайбами строительные	т	0,008	0,018	
			Конструкции стальные	т	1	2,23	