

Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ  
заведующий кафедрой  
С.В. Деордиев  
подпись инициалы, фамилия  
« 26 » 06 2017 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде проекта  
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»  
код, наименование направления

Сервисная станция по обслуживанию  
тема  
автомобилей и инженерного обеспече-  
ния в г. Красноярске

Руководитель

Г.Захарович, к.т.н.  
подпись, дата должность, ученая степень

А.В. Тарасов  
инициалы, фамилия

Выпускник

Кур. 26.06.17 г.  
подпись, дата

Н.В. Жукецова  
инициалы, фамилия

Красноярск 2017

Продолжение титульного листа БР по теме Сервисная станция по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в 9 Красносельского

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный  
наименование раздела

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

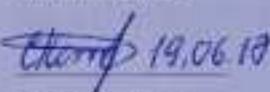
расчетно-конструктивный

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

фундаменты

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

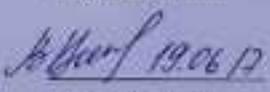
технология стронт. производства

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

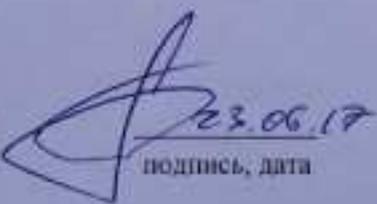
организация стронт. производства

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

экономика строительства

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

Нормоконтролер

  
подпись, дата      инициалы, фамилия

## Содержание

Введение.....	4
1 Архитектурно-строительный раздел.....	9
1.1 Объемно-планировочные решения .....	9
1.2 Характеристика объекта строительства.....	9
1.3 Климатическая характеристика района строительства.....	9
1.4 Архитектурно-конструктивные решения .....	10
1.5 Защита строительных конструкций и фундаментов от разрушения .....	10
1.6 Противопожарные мероприятия .....	11
1.7 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций .....	11
1.7.1 Теплотехнический расчет наружной стены производственного здания .....	11
1.7.2 Теплотехнический расчет кровли производственного здания.....	13
1.8 Отделка помещений.....	15
1.9 Заполнение проемов .....	16
2 Расчетно-конструктивный раздел .....	17
2.1 Компоновка конструктивной схемы каркаса здания .....	18
2.1.1 Разбивка сетки колонн.....	18
2.1.2 Определение основных размеров поперечной рамы каркаса здания.....	18
2.1.3 Компоновка конструктивной схемы перекрытия здания .....	18
2.2 Расчет поперечной рамы каркаса здания.....	23
2.2.1 Выбор расчетной схемы рамы .....	23
2.2.2 Сбор нагрузок на раму.....	23
2.2.3 Статический расчет поперечной рамы .....	30
2.3 Расчет элементов перекрытия на отм. +3,920 и +8,120.....	31
2.3.1 Расчет стального настила .....	31
2.3.2 Расчет балки настила .....	32
2.3.3 Расчет и конструирование ригеля перекрытия .....	37
2.4 Расчет и конструирование колонны.....	46
2.4.1 Подбор сечения колонны .....	46
2.4.2 Расчет и конструирование базы колонны.....	51
3 Проектирование фундаментов .....	57
3.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства ..	57
3.2 Выбор варианта фундамента .....	58
3.2.1 Проектирование свайного фундамента из забивных свай.....	58
3.2.2 Проектирование свайного фундамента из буронабивных свай .....	66
3.3 Сравнение вариантов свайного фундамента.....	70
4 Технология строительного производства .....	71
4.1 Технологическая карта на возведение каркаса здания .....	71

					<b>БР 08.03.00.01 ПЗ</b>			
Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата	Сервисная станция по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Кузнецова Ю.В.					Р		
Проверил	Тарасов А.В.							
Н. Контр.	Тарасов А.В.							
Зав. кафедрой	Деордиев С.В.							

4.1.1	Область применения .....	71
4.1.2	Общие положения .....	71
4.1.3	Организация и технология выполнения работ.....	72
4.1.4	Требования качеству и приемке работ.....	74
4.1.5	Потребность в материально-технических ресурсах .....	75
4.2	Техника безопасности и охрана труда .....	80
4.3	Технико-экономические показатели .....	80
5	Организация строительного производства.....	82
5.1	Характеристика строительной площадки.....	82
5.2	Определение нормативной продолжительности строительства .....	82
5.3	Определение величин для разработки СГП .....	82
5.3.1	Определение величин опасных зон.....	82
5.3.2	Расчет площадей складов .....	83
5.3.3	Потребность в трудовых ресурсах .....	84
5.3.3	Потребность во временных зданиях и сооружениях .....	84
5.3.4	Внутрипостроечные дороги .....	85
5.3.5	Потребность в электроэнергии .....	85
5.3.6	Временное водоснабжение строительной площадки .....	87
5.4	Мероприятия по охране труда .....	88
5.5	Мероприятия по охране окружающей среды.....	89
5.6	Мероприятия по охране объекта .....	89
6	Экономика строительства .....	90
6.1	Составление локального сметного расчета на отдельный вид общестроительных работ .....	90
6.2	Основные технико-экономические показатели .....	92
Список использованных источников .....		<b>Ошибка! Закладка не определена.</b>
Приложение А .....		97
Приложение Б .....		105

					БР 08.03.00.01 ПЗ			
Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата				
Разработал		Кузнецова Ю.В.			Сервисная станция по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске	Стадия	Лист	Листов
						Р		
Проверил		Тарасов А.В.						
Н. Контр.		Тарасов А.В.						
Зав. кафедрой		Деордиев С.В.						

## ВВЕДЕНИЕ

Уровень автомобилизации - это показатель оснащённости легковыми автомобилями населения страны, который рассчитывается как число индивидуальных легковых автомобилей на 1000 жителей.

В таблице 1 представлен список стран, отражающий уровень автомобилизации населения стран мира, то есть показывает количество индивидуальных автомобилей в стране, приходящихся на 1000 человек по состоянию на 2016 год.

Таблица 1 – Мировой уровень автомобилизации

Место в рейтинге	Страна	Кол-во автомобилей на 1000 человек
1	Монако	899
2	США	809
3	Лихтенштейн	796
4	Исландия	746
5	Мальта	743
6	Люксембург	739
7	Австралия	723
8	Катар	722
9	Новая Зеландия	712
10	Бруней	696
...		
49	Россия	317

Таким образом, Россия по уровню автомобилизации населения находится на 49 месте в рейтинге стран мира.

Эксперты прогнозируют, что уровень автомобилизации России будет расти. Об этом говорят заявленные на 2013 год объемы производства автомобилей в России, и европейско-американские тенденции, за которыми во многом следует и Россия. Аналитики утверждают, что уровень автомобилизации России достигнет европейского к 2030-2035 годам.

Согласно данным аналитического агентства «Автостат», на 1 июля 2016 года обеспеченность легковыми автомобилями в среднем по России составила 285 штук на 1000 жителей.

В таблице 1.2 представлен список регионов, отражающий уровень автомобилизации населения РФ.

Наиболее обеспеченными легковыми автомобилями регионами являются Камчатский и Приморский края. Одной из причин столь высоких показателей этих субъектов РФ служит тот факт, что через Дальний Восток идет ввоз подержанных иномарок из Японии. На третье место по обеспеченности легковыми автомобилями вышла Московская область.

Таблица 2 – Рейтинг регионов РФ по обеспеченности легковыми автомобилями на 1000 жителей

Место в рейтинге	Регион	Количество автомобилей на 1000 человек
1	Камчатский край	472
2	Приморский край	437
3	Московская область	347
4	Калининградская область	344
5	Калужская область	342
6	Республика Карелия	341
7	Псковская область	336
8	Ханты-Мансийский АО-Югра	327
9	Рязанская область	324
10	Мурманская область	321
...		
36	Красноярский край	289

Красноярский край, где расположена сервисная станция по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения, находится на тридцать шестом месте в общероссийском региональном рейтинге. При этом большая часть автомобилей приходится на жителей городов: Красноярск, Норильск, Ачинск.

Уровень автомобилизации населения считается одним из важных показателей благосостояния населения: чем выше уровень благосостояния людей, тем больше вероятность приобретения ими автомобилей. Повышение уровня автомобилизации населения приводит к значительному изменению общественной инфраструктуры, увеличению мобильности людей и улучшению экономического положения людей..

На рисунке 1 представлен список субъектов РФ, показавших лучший уровень социально-экономического развития в 2016 году.

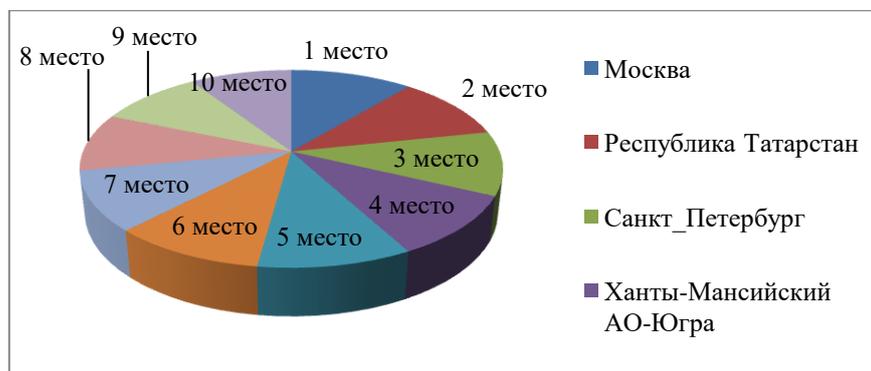


Рисунок 1 – Список субъектов РФ, показавших лучший уровень социально-экономического развития в 2016 году

По данным Красноярскстата, в 2016 году среднедушевые денежные доходы населения края составили 27 708,5 рубля в месяц, что на 2,2 % больше, чем в 2015 году. В то же время реальные денежные доходы уменьшились на 3,4 %.

Средняя номинальная начисленная заработная плата работников организаций Красноярского края составила 38 361,3 рубля в месяц и по отношению к 2015 году выросла на 5,4 %, но с учетом роста цен она уменьшилась на 0,4 % (рисунок 2).

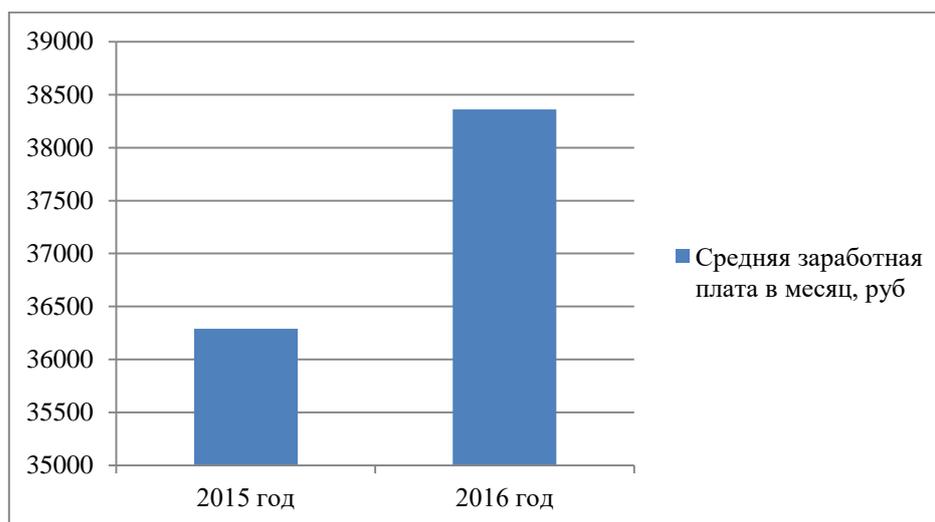


Рисунок 2 – Уровень заработной платы жителей Красноярского края за 2015-2016 год

Наибольшее превышение начисленной заработной платы работников по видам экономической деятельности в сравнении с общекраевым уровнем отмечено в добывающих производствах – в 2,3 раза. Самой низкой остается заработная плата в текстильном и швейном производстве – 20,1 % от среднекраевой. На 1 января 2017 года средний размер назначенных месячных пенсий в Красноярском крае составил 18 330,6 рубля.

Величина прожиточного минимума одного жителя края в IV квартале 2016 года по сравнению с тем же периодом 2015 года увеличилась на 2,1 %, составив 10821 рубль в месяц, в том числе для трудоспособного населения – 11 463 рубля в месяц, пенсионеров – 8 456 рублей в месяц, детей – 11 272 рубля в месяц.

Эффективная политика продвижения автосервисных услуг предусматривает необходимость изучения их потенциальных потребителей. На рынке действует, как правило, множество потребителей различного рода автосервисных услуг. Это производственные организации и организации самых разнообразных форм собственности, огромное число физических лиц, граждан-потребителей сервисных услуг, предприятия и организации хозяйственной инфраструктуры.

Согласно ФЗ «О безопасности дорожного движения», подавляющее большинство транспортных средств в РФ эксплуатируются за пределами нормативного срока службы (установленного ресурса). Большая часть автопарка Российской Федерации – это модели, выпущенные в 70-х – 80-х гг. прошлого века, не отвечающие современным международным требованиям по техническому уровню и безопасности конструкции. По состоянию на 1 января 2015 года легкие коммерческие автомобили и средне-тоннажные грузовые автомобили с момента выпуска которых прошло более 5 лет составляли 80 % от объема парка, в том числе со сроком эксплуатации более 15 лет – 46 %, более 20 лет – 31 %.

Потребности потребителей услуг автосервиса различны. На объем предоставляемых услуг по обслуживанию и ремонту автомобилей оказывают большое влияние уровень доходов и покупательская способность населения. Организации и частные владельцы транспортных средств, менее стесненные в средствах, наиболее часто прибегают к услугам сервисных организаций.

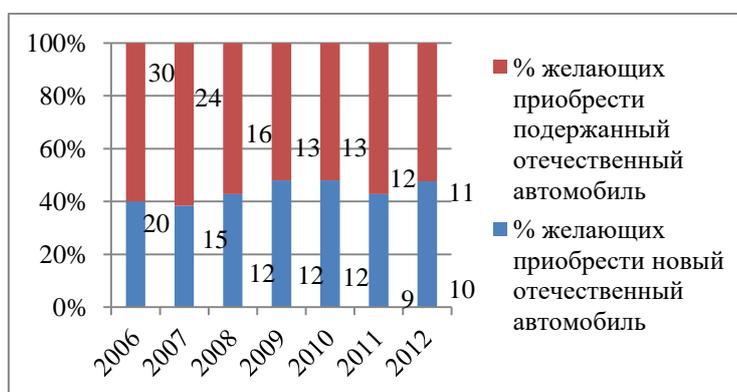


Рисунок 3 – Предпочтения покупателей приобрести отечественный автомобиль (новый или бывший в использовании)



Рисунок 4 - Предпочтения покупателей приобрести иностранный автомобиль (новый или бывший в использовании)

Спрос на услуги автосервиса может также зависеть и от неэкономических факторов. Например, спрос на зимние или летние шины зависит от сезона года.

А ремонт кузова или другого узла автомобиля зависит от срока и условий эксплуатации автомобиля.

Ключевым фактором, определяющим эффективность функционирования автосервисной станции, является фактор насыщения рынка данными услугами. Например, услуги по техническому осмотру, ремонту автомобилей и шиномонтажу предоставлены на каждой станции технического обслуживания, в отличие от тюнинга автомобиля и его агрегатов.

Таким образом, строительство сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения целесообразно, учитывая постоянно растущие темпы автомобилизации населения как страны в целом, так и региона, и темпы роста уровня жизни г. Красноярска. Анализ предпочтений потребителей показал, что большая часть потенциальных покупателей склонна к приобретению автомобиля, независимо от того, является этот автомобиль новым или подержанным. Помимо этого, анализ состояния автопарка РФ показал, что наибольший процент составляют автомобили со сроком эксплуатации более 5 лет, что обуславливает необходимость их ремонта.

## **1 Архитектурно-строительный раздел**

### **1.1 Объемно-планировочные решения**

Объемно-планировочные и конструктивные решения проектируемого здания соответствуют требованиям [10].

Проектируемое здание определено размерами в осях 1-7 12х30м, в осях 7-12 18х21,6 м.

За условную отметку 0.000 принят уровень чистого пола первого этажа, что соответствует абсолютной отметке 185,90 м в балтийской системе высот.

Проектируемое здание выполняется в стальном каркасе с покрытием по стальным стропильным балкам. Пространственная жесткость обеспечена системой вертикальных и горизонтальных связей. Здание отапливаемое.

Фундаменты свайные сборные монолитные на естественном основании. По периметру здания предусмотрена отмостка.

Стены выполнены из блоков «Сибит» толщиной 400 мм.

Выход на кровлю по металлической лестнице. Водосток организованный.

### **1.2 Характеристика объекта строительства**

- Уровень ответственности здания – 2.
- Степень огнестойкости – II.
- Класс конструктивной пожарной опасности – С0.
- Класс по функциональной пожарной опасности – Ф 5.1.

Объемно-планировочные показатели:

- Площадь застройки – 826 м<sup>2</sup>;
- Общая площадь – 1143,01 м<sup>2</sup>;
- Строительный объем – 7618,86 м<sup>3</sup>.

### **1.3 Климатическая характеристика района строительства**

Район строительства – г. Красноярск, Красноярский край.

По [15] определяем температурный режим города. Температура наиболее холодных суток обеспеченностью 0,98 – минус 42 °С.

Средняя температура воздуха периода со средней суточной температурой воздуха  $\leq 8$ , °С – минус 7,1 °С.

Продолжительность, сут, периода со среднесуточной температурой воздуха  $\leq 8$ , °С – 233 сут.

Расчетная температура наружного воздуха по наиболее холодной пятидневки - 4 °С.

Расчетное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли равно 1,8 кПа (180 кгс/м<sup>2</sup>), III снеговой район.

Нормативное значение ветрового давления – 0,38 кПа (38 кгс/м), III ветровой район.

Климатический район строительства – IV.

Сейсмичность района по СП 14.13330.2011 – 6 баллов.

#### **1.4 Архитектурно-конструктивные решения**

Решение разработано с учетом действующих градостроительных, планировочных, противопожарных и санитарно-технических норм проектирования.

Фундаменты – свайные сборные железобетонные, ростверки – монолитные.

Конструктивная схема здания – каркасная с самонесущими стенами из блоков толщиной 400 мм с облицовкой А1 - панелями «Краспан» в осях 1-12, А-Е, с облицовкой окрашенным профлистом в осях 12-1, Е-А.

Продольная жесткость каркаса обеспечивается вертикальными связями.

Кровля:

- в осях 1-7 односкатная совмещенная с покрытием из ПВХ-мембраны PROTAN SE с утеплением из плит RockWool Руф Баттс толщиной 220 мм по металлическим прогонам;

- в осях 7-12 односкатная из металлических профлистов с полимерным покрытием по металлическим балкам с утеплением чердачного перекрытия из плит RockWool Руф Баттс толщиной 140 мм.

Внутренние стены толщиной 200 мм и перегородки толщиной 100 мм (лестницы, технические помещения и санузлы) – из блоков «Сибит», перегородки толщиной 100 мм (в демонстрационных залах и в административных помещениях) – из листов ГКЛВ толщиной 12,5 мм на металлическом каркасе со звукоизоляцией из плит RockWool Лайт Баттс толщиной 50 мм.

Окна – из профилей ПВХ с двухкамерными стеклопакетами.

Витражи – из окрашенных алюминиевых профилей с двухкамерными стеклопакетами с заполнением затемненным стеклом.

Ворота – секционные с калитками.

Двери наружные (утепленные) и внутренние – из алюминиевых профилей.

Внутренняя отделка и полы – согласно функциональному назначению помещений.

#### **1.5 Защита строительных конструкций и фундаментов от разрушения**

-Защиту конструкций от коррозии выполнить согласно СП 28.13330.2012 «Защита стальных строительных конструкций от коррозии».

- Подготовка поверхностей перед окрашиванием должна производиться

путем удаления ржавчины и прокатной окалины с помощью ручного или механизированного абразивного инструмента и очистки от жировых и прочих загрязнений с помощью волосяных кистей или ветошей, смоченных в уайт-спирита.

- Грунтовку и окраску металлоконструкций в местах нарушенного покрытия в зоне действия сварки производить в соответствии с указаниями СП 28.13330.2012 «Защита стальных конструкций и сооружений от коррозии».

## 1.6 Противопожарные мероприятия

- Для II степени огнестойкости здания допускается применять незащищенные от пожароопасности стальные конструкции.

- В перекрытиях помещений электрических модулей поверхность профлиста со стороны помещения защитить огнезащитным составом "СГК-2" ТУ 7719-171-21366107-02 толщиной покрытия 2,2мм (45минут, 4-я группаогнезащитной эффективности по НПБ 236-97).

- Швы между перекрытиями и стенами, между наружными стенами и перегородками в венткамерах и лестничных клетках тщательно заделать на всю высоту и ширину швов минеральной ватой (ГОСТ 4640-93) марки НГ с заполнением противопожарным герметиком СР 6015/СР 606 (НЛТИ) на глубину 100мм с двух сторон.

- Места прохода транзитных воздухопроводов, трубопроводов систем отопления, водопровода уплотняются минеральной ватой (НГ), обеспечивая нормируемый предел огнестойкости ограждений.

- Для обеспечения тушения пожара и спасательных работ здание имеет две пожарных лестниц типа П2. Для перехода с кровли на кровлю производственного здания предусмотрена пожарная лестница типа П1.

## 1.7 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

### 1.7.1 Теплотехнический расчет наружной стены производственного здания

Теплотехнический расчет проводим по [15].

Исходные данные для теплотехнического расчета стены сводим в таблицу 1.1.

Таблица 1.1 – Исходные данные для теплотехнического расчета стены

Номер слоя	Наименования материала	Толщина слоя, $\delta$ , м	Теплопроводность, $\lambda$ , Вт/(м <sup>0</sup> С)
1	Стальной профилированный лист $\rho=2700\text{кг/м}^3$	0,03	221

Окончание таблицы 1.1

2	Воздушная прослойка	0,02	0,16
3	Утеплитель – минеральная вата $\rho=200\text{кг/м}^3$	x	0,078
4	Стеновые блоки «Сибит» $\rho=600\text{кг/м}^3$	0,4	0,24

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут/год}$ ), определяем по формуле

$$\text{ГСОП}=(t_{\text{в}}- t_{\text{от}}) \cdot z_{\text{от}} , \quad (1.7.1)$$

где  $t_{\text{в}}$  – расчетная температура внутреннего воздуха здания,  $^{\circ}\text{C}$ ;  
 $t_{\text{от}}$ ,  $z_{\text{от}}$  – средняя температура наружного воздуха,  $^{\circ}\text{C}$ , и продолжительность, сут/год, отопительного периода, принимаемые по своду правил для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8 [15].

Принимаем  $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{\text{от}}=-6,7^{\circ}\text{C}$ ;  $z_{\text{от}}=233$  сут.

$$\text{ГСОП}= (20- (-6,7)) \cdot 233= 6221,1 \text{ } ^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут/год}$$

Требуемое значение сопротивление  $R_0^{\text{TP}}$  ,( $\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}$ )/Вт, теплопередачи определяем по формуле

$$R_0^{\text{TP}} = a \cdot \text{ГСОП} + b , \quad (1.7.2).$$

где  $a$  – коэффициент, значение которого следует принимать по данным таблицы для промышленных зданий [15,таблица 3];

$b$  – коэффициент, значение которого следует принимать по данным таблицы для промышленных зданий [15, таблица 3];

ГСОП – то же, что и в формуле (1.7.1).

Принимаем  $a = 0,0002$   $b = 1,0$ .

$$R_0^{\text{TP}}=0,0002 \cdot 6221,1 + 1,0 = 2,24 \text{ (м}\cdot^{\circ}\text{C)/Вт.}$$

Толщина искомого слоя  $\delta_2$ ,м определяется по формуле

$$\delta_2 = \left( R_0^{\text{TP}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right) \cdot \lambda_3 , \quad (1.7.3)$$

где  $\alpha_{\text{в}}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждения, Вт/( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$ ), для внутренних стен;

$\alpha_{\text{н}}$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждения, Вт/( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$ ), для наружных стен.

$R_0^{\text{TP}}$  - то же, что и в формуле (1.7.2);

$\delta_1; \delta_2; \delta_4; \lambda_1; \lambda_2; \lambda_3; \lambda_4$  – из таблицы 1.1.

Принимаем  $\alpha_B = 8,7$  Вт/(м<sup>2</sup>·°C);  $\alpha_H = 23$  Вт/(м<sup>2</sup>·°C);  $\lambda, \delta$  – принимаем из таблицы 1.1.

$$\delta_2 = \left( 2,24 - \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{221} + \frac{0,02}{0,16} + \frac{0,4}{0,24} + \frac{1}{23} \right) \cdot 0,078 = 3,02 \text{ м.}$$

Фактическая толщина основного слоя наружной стены  $\delta_x^\phi = 0,7$  м.

Фактическое сопротивление теплопередаче  $R_o^\phi$ , (м·°C)/Вт, определяется по формуле

$$R^\phi = \left( \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_H} \right), \quad (1.7.4)$$

где  $\alpha_B$  – то же, что в формуле (1.7.3);

$\alpha_H$  – то же, что в формуле (1.7.3).

$$R_o^\phi = \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{221} + \frac{0,02}{0,16} + \frac{0,07}{0,076} + \frac{0,4}{0,24} + \frac{1}{23} \right) = 2,78 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

Найденную толщину искомого слоя проверяем из условия

$$R_o^{тр} < R_o^\phi,$$

где  $R_o^\phi$  – то же, что и в формуле (1.7.2).

$2,24 < 2,78$  – условие выполняется.

Принимаем толщину утеплителя, равную 70 мм.

## 1.7.2 Теплотехнический расчет кровли производственного здания

Исходные данные для теплотехнического расчета кровли сводим в таблицу 1.2.

Таблица 1.2 – Исходные данные для теплотехнического расчета кровли

Номер слоя	Наименование материала	Толщина слоя $\delta$ , м	Теплопроводность $\lambda$ , Вт/(м·°C)
1	Стальной проф. лист $\rho=2500$ кг/м <sup>3</sup>	0,045	58
2	Минеральная вата (СП 50.13330.2012) $\rho=200$ кг/м <sup>3</sup> ;	?	0,078

Окончание таблицы 1.2

3	Стальной профилированный лист $\rho=2500\text{кг/м}^3$ ;	0,045	58
---	--	-------	----

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП ( $^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут/год}$ ), определяем по формуле

$$\text{ГСОП}=(t_{\text{в}}- t_{\text{от}}) \cdot z_{\text{от}} , \quad (1.7.5)$$

где  $t_{\text{в}}$  – расчетная температура внутреннего воздуха здания,  $^{\circ}\text{C}$ ;  
 $t_{\text{от}}$ ,  $z_{\text{от}}$  – средняя температура наружного воздуха,  $^{\circ}\text{C}$ , и продолжительность, сут/год, отопительного периода, принимаемые по [15].

Принимаем значения:  $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{\text{от}}=-6,7^{\circ}\text{C}$ ;  $z_{\text{от}}=233$  сут.

$$\text{ГСОП}= (20- (-6,7)) \cdot 233= 6221,1^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут/год}$$

Требуемое значение сопротивление  $R_0^{\text{TP}}$ , ( $\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}$ )/Вт, теплопередачи определяем по формуле

$$R_0^{\text{TP}} = a \cdot \text{ГСОП} + b , \quad (1.7.6).$$

где  $a$  – коэффициент, который следует принимать по [15, таблица 3];  
 $b$  – коэффициент, который следует принимать по [15, таблица 3];  
 ГСОП – то же, что и в формуле (1.7.5).

Принимаем значения:  $a = 0,00025$ ;  $b = 1,5$ .

$$R_0^{\text{TP}}=0,00025 \cdot 6221,1 + 1,5 = 3,06 (\text{м}\cdot^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$$

Толщина искомого слоя  $\delta_2$ , м определяется по формуле

$$\delta_2 = \left( R_0^{\text{TP}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right) \cdot \lambda_3 , \quad (1.7.7)$$

где  $\alpha_{\text{в}}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждения, Вт/( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$ ), для внутренних стен;

$\alpha_{\text{н}}$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждения, Вт/( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$ ), для наружных стен.

$R_0^{\text{TP}}$  – то же, что и в формуле (1.7.6);

$\delta_1; \delta_3; \lambda_1; \lambda_2; \lambda_3$  – из таблицы 2.

Принимаем  $\alpha_{\text{в}}=8,7$  Вт/( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$ );  $\alpha_{\text{н}}= 23$  Вт/( $\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C}$ );  $\lambda, \delta$  – принимаем из таблицы 2.

$$\delta_2 = \left( 3,0 - \frac{1}{8,7} + \frac{0,08}{58} + \frac{0,08}{58} + \frac{1}{23} \right) \cdot 0,045 = 0,24 \text{ м}$$

Фактическая толщина основного слоя наружной стены  $\delta_x^\phi = 0,24\text{м}$

Фактическое сопротивление теплопередаче  $R_0^\phi$ ,  $(\text{м}\cdot^\circ\text{С})/\text{Вт}$ , определяется по формуле

$$R_0^\phi = \left( \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} \right), \quad (1.7.8)$$

где  $\alpha_B$  – то же, что в формуле (1.7.7);  
 $\alpha_H$  – то же, что в формуле (1.7.7).

$$R_0^\phi = \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,08}{58} + \frac{0,24}{0,078} + \frac{0,048}{58} + \frac{1}{23} \right) = 3,17 (\text{м}\cdot^\circ\text{С})/\text{Вт}$$

Найденную толщину искомого слоя проверяем из условия

$$R_0^{\text{тр}} < R_0^\phi,$$

где  $R_0^\phi$  – то же, что и в формуле (1.7.8);  
 $R_0^{\text{тр}}$  – то же, что и в формуле (1.7.6).

$3,06 < 3,17$  – условие выполняется.

Принимаем толщину утеплителя, равную 240 мм.

## 1.8 Отделка помещений

Ведомость отделки помещений представлена в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Ведомость отделки помещений

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров				Примечание
	Потолок	Площадь	Стены, перегородки	Площадь	
1 этаж: 101, 102, 103	Совмещенная кровля	-	Тонкослойная базовая акриловая штукатурка СТ63 «короед» 3,0 мм. Покраска ВД-АК-121 (с колером)	400,6	

### Окончание таблицы 1.3

1 этаж: 104,105, 106,112, 113,114, 120,121, 124,125 2 этаж: 210,213, 214,215	Штукатурка СТ 29. Покраска ВД- АК-121 (белого цвета)	243,5	Штукатурка СТ 29. Покраска ВД-АК- 121 (с колером).	538,0	
1 этаж: 108,110, 111,115, 116,117, 118,119, 126,127 2 этаж: 201, 205,206, 207,208, 209,216	Подвесной потолок «Армстронг»: Н=500 мм.	656,23	Штукатурка СТ 63. Покраска ВД-АК- 121 (с колером).	526,0  643,6	
1 этаж: 209,222, 223 2 этаж: 202,203, 204,211, 212	Подвесной потолок «Армстронг»: Н=500 мм.	51,13	Штукатурка СТ 29. Покраска ВД-АК- 121 (с колером).	379,0  215,0	

### 1.9 Заполнение проемов

Ведомость заполнения дверных проемов представлена в таблице 1.4

Таблица 1.4 – Ведомость заполнения дверных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Количество, шт.			Масса ед., кг	Приме- чание
			1 эт.	2 эт.	Всего		
1	ООО «DoorНап»	Ворота секционные с калиткой ДСН ДКН 1-2-2 М2 У 2400-1270	6	-	6		
2	ГОСТ 31173- 2003	Дверной блок из алюминиевого профиля наружный утепленный остекленный ДАН О ДВ У 2400-1270	6	-	6		

Окончание таблицы 1.4

3	ГОСТ 23747-88	Дверной блок из алюминиевого профиля внутренний остекленный ДАН О ДВ 2400-1270	2	-	2		
4	ТУ 5262-001-57323007-2001	Дверь противопожарная В 30 двупольная ДП 2370-1270	2	1	3		
5	ТУ 5262-001-57323007-2001	Дверь противопожарная В 30 однопольная ДП 2370-1270	4	1	5		
6	ГОСТ 23747-88	Дверной блок из алюминиевого профиля внутренний глухой ДАВ Г ДВ 2370-1270	3	1	4		
7	ГОСТ 23747-88	Дверной блок из алюминиевого профиля внутренний глухой ДАВ Г П 2070-970	3	2	5		
8	ГОСТ 23747-88	То же (левый)	5	5	10		
9	ГОСТ 23747-88	ДАВ Г Л 2070-870	-	1	1		
10	ГОСТ 23747-88	ДАВ Г П 2070-770 (с порогом)	2	-	2		
11	ГОСТ 23747-88	То же (левый)	2	3	5		
12	ГОСТ 23747-88	Дверной блок из алюминиевого профиля ДАВ О ДВ 2400-1470	3	3	6		
13	ТУ 5262-001-57323007-2001	Люк ЛП 870-870	-	-	1		

## **2 Расчетно-конструктивный раздел**

### **2.1 Компоновка конструктивной схемы каркаса здания**

Конструктивную схему каркаса здания формируют в соответствии с исходными данными с учетом технических, эксплуатационных и экономических требований, предъявляемых к каркасам здания [10].

#### **2.1.1 Разбивка сетки колонн**

Размещение колонн характеризуют два параметра:

- расстояние между координационными осями продольных рядов колонн (пролет здания)  $L$ ;
- расстояние между координационными осями поперёк здания (шаг колонн)  $B$ .

Пролет здания принят на основе задания технологов, с учетом факторов и принципов унификации (от 12 и 36 м и более). Шаг колонн наружных и внутренних рядов колонн в осях Б-Г 12 м, в осях 7-12 18 м.

Схема расположения колонн и связей представлена на рисунке 2.1.

#### **2.1.2 Определение основных размеров поперечной рамы каркаса здания**

Компоновочная схема поперечной рамы здания представлена на рисунке 2.2.

#### **2.1.3 Компоновка конструктивной схемы перекрытия здания**

Конструкция перекрытия включает систему балок, состоящую из ригелей и балок настила, расположенных с шагом 1 м. Сопряжение балок настила с ригелем осуществляется в одном уровне. Сопряжение ригеля перекрытия с колонной осуществляется сбоку с помощью болтового соединения и опорного столика.

Схемы расположения элементов перекрытия на отм. +3,920 и на отм. +8,120 представлены на рисунках 2.3 и 2.4 соответственно.

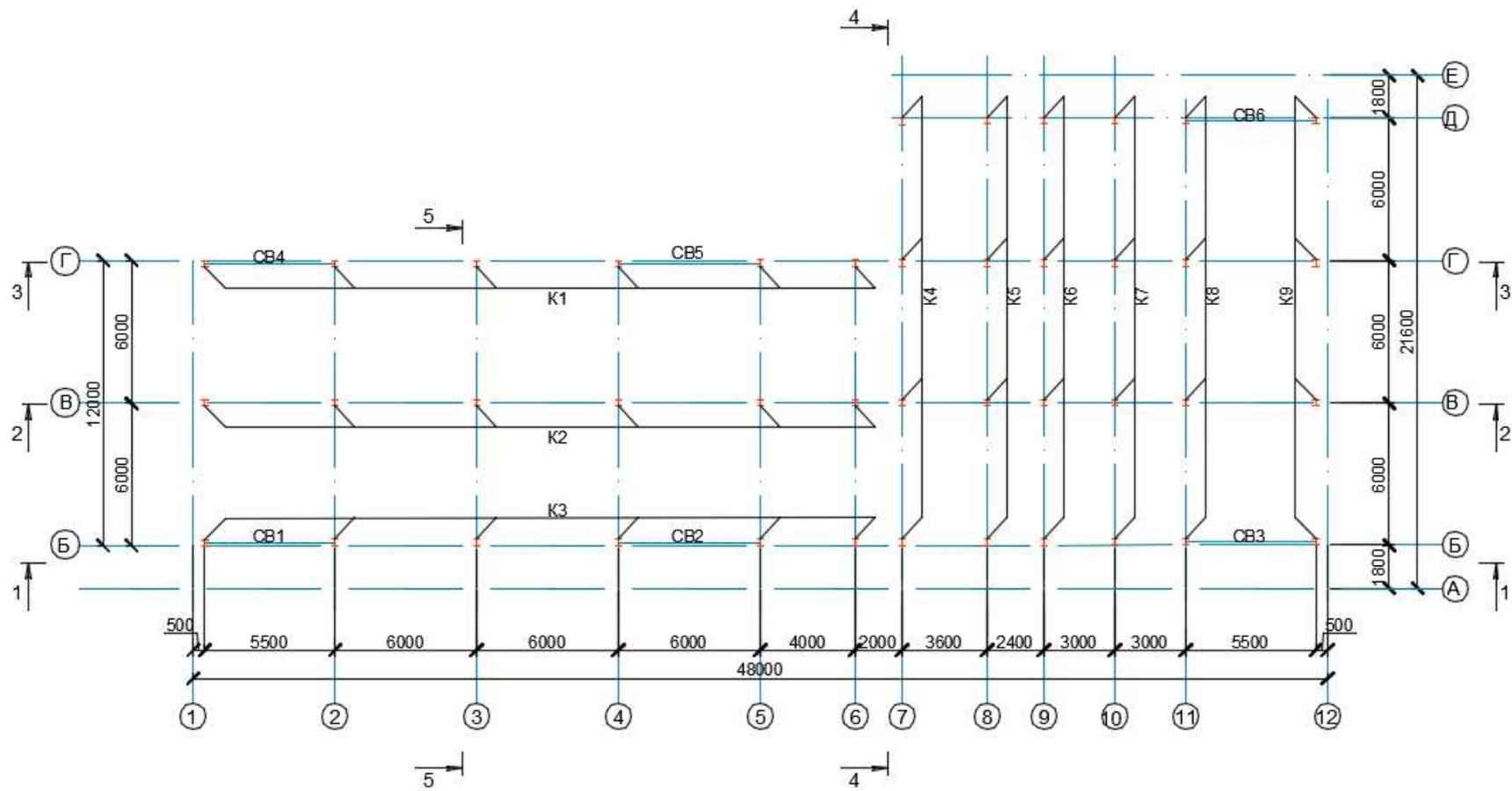


Рисунок 2.1 – Схема расположения колонн и связей

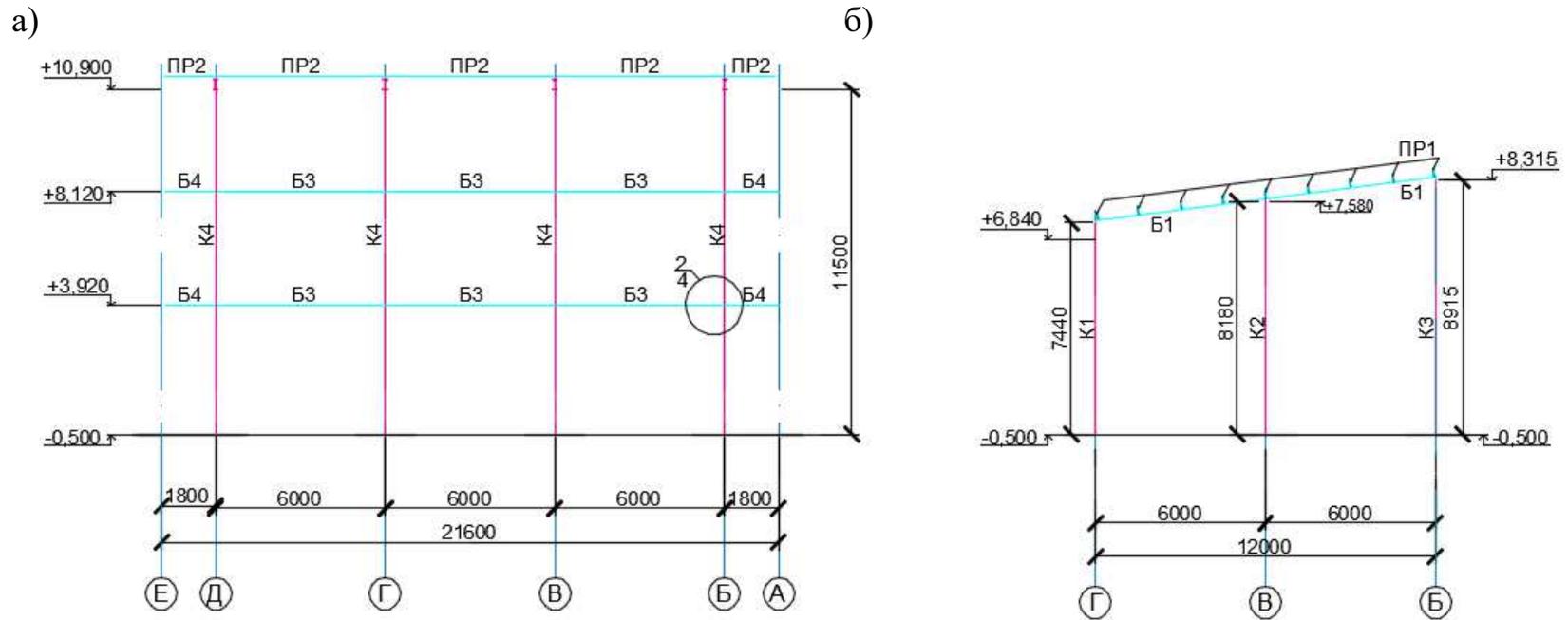


Рисунок 2.2 – Компановочная схема поперечной рамы здания  
 а – в осях Е-А; б – в осях Г-Б

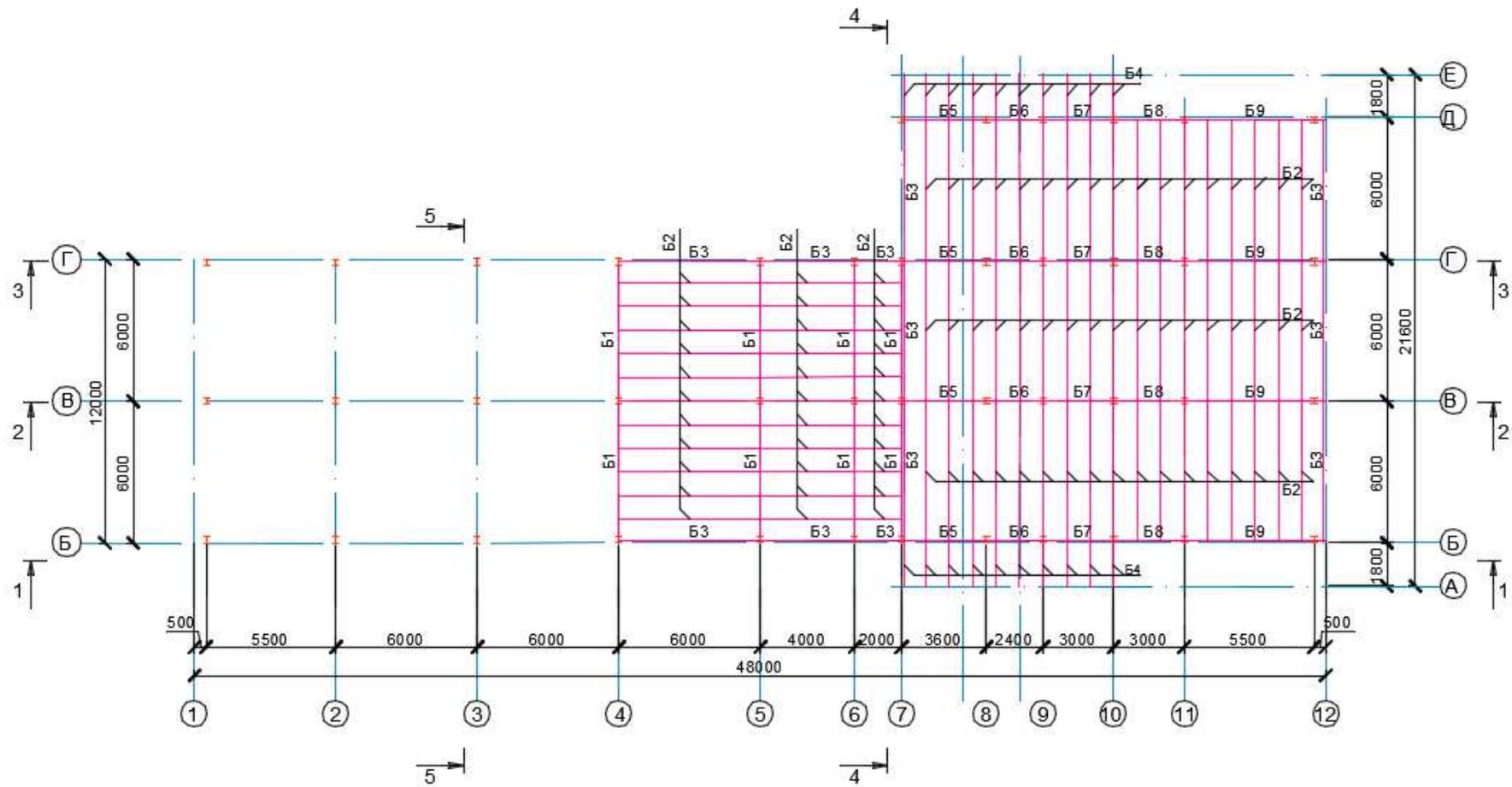


Рисунок 2.3 – Схема расположения элементов перекрытия на отм. +3,920

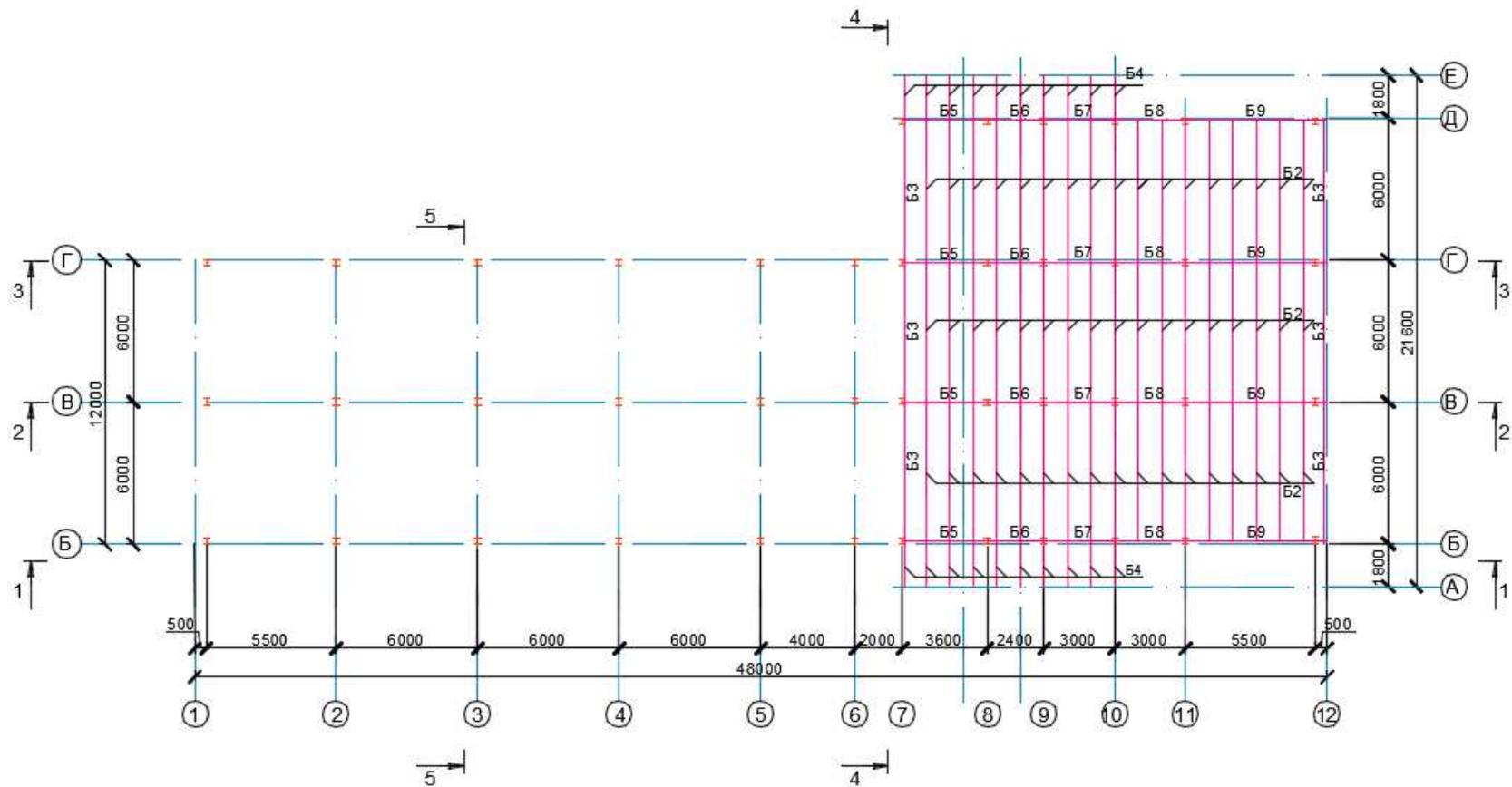


Рисунок 2.4 – Схема расположения элементов перекрытия на отм. +8,120

## 2.2 Расчет поперечной рамы каркаса здания

Расчет поперечной рамы производится для определения внутренних усилий в элементах рамы (M, N, Q).

### 2.2.1 Выбор расчетной схемы рамы

В качестве исходных данных для статического расчета принимаем поперечную раму в осях 7-12.

Для расчета поперечной рамы ее конструктивную схему (рисунок 2.5) приводят к расчетной. При этом придерживаются следующих правил:

- за оси стержней, заменяющих колонны, условно принимают линии центров тяжести сечений колонн;

- за геометрическую ось ригеля принимают в рамах с жестким защемлением ригеля в колоннах оси нижнего пояса сквозного ригеля (фермы) или середину высоты сплошного; при шарнирном опирании – линию, соединяющую центры опорных шарниров. Ригели с небольшим уклоном – принимают горизонтальными;

- высота ригеля может быть принята в пределах  $(1/8 - 1/12)L_1$ .

### 2.2.2 Сбор нагрузок на раму

Постоянные нагрузки.

Поперечную раму рассчитывают на постоянные нагрузки – от веса несущих и ограждающих конструкций здания и временные – от снега, ветра и других нагрузок, если имеются.

Постоянные нагрузки от веса конструкции покрытия и кровли представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 - Постоянные нагрузки от веса конструкции покрытия и кровли в осях 7-12

Наименование материала	Измеритель	Нормативная нагрузка	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка
<u>Ограждающие конструкции</u> - в осях 7-12: Кровля из металлических профлистов с утеплителем из плит ROCKWOOL Руф Баттс, толщиной 140 мм, массой 22,4 кг	кН/м <sup>2</sup> поверхности	0,224	1,2	0,269
<u>Несущие конструкции покрытия</u>				
1) Прогоны прокатные [16, m=14,2 кг/м) шаг 1,5 м;		0,142	1,05	0,149
2) Балка I25Б2, m=25,8 кг/м		0,258	1,05	0,271
3) Связи	0,1	1,05	0,063	
Итого:		0,724		0,752

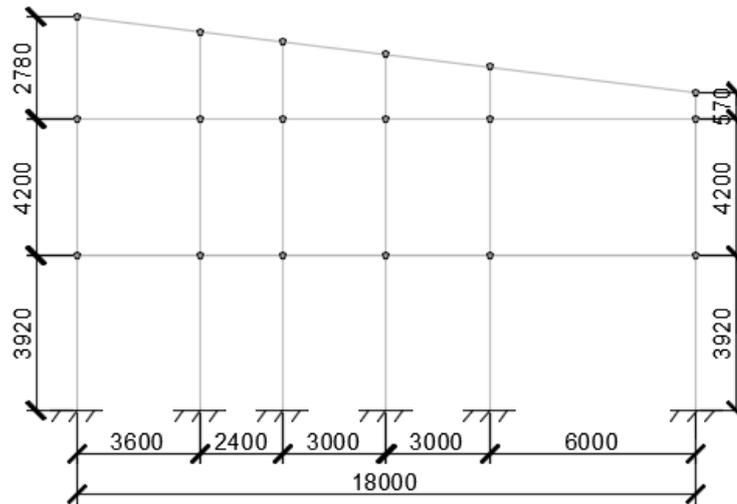


Рисунок 2.5 – Расчетная схема поперечной рамы здания в осях 7-12

Расчетная постоянная нагрузка на 1 пог. м ригеля покрытия в осях 7-12 определяется по формуле

$$q = q_r \cdot B = \sum q_{0i} \cdot B = \frac{q_r}{\cos \alpha} \cdot B, \quad (2.2.1)$$

где  $q_r$  – расчетная нагрузка от веса покрытия и кровли;

$\alpha$  – угол наклона кровли к горизонту;

$B$  – шаг колонн.

Принимаем значения:  $q_r = 0,752 \text{ кН/м}^2$ ;  $\cos \alpha = 1$ ;  $B = 6 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.2.1), получаем

$$q = \frac{0,752}{1} \cdot 6 = 4,512 \text{ кН/м}.$$

Нагрузку от собственного веса конструкции перекрытия подсчитываем в предположении, что она составляет 2-5% от кратковременной нагрузки на перекрытие:

$$q_2 = q_{no} \cdot \gamma_{f1} \cdot 0,05 \cdot B, \quad (2.2.2)$$

где  $q_{no}$  – нормативное значение кратковременной нагрузки на перекрытие;

$\gamma_{f1}$  – коэффициент надежности для временной нагрузки;

$B$  – то же, что и в формуле (2.2.1).

Принимаем значения:  $q_{no} = 10 \text{ кН/м}^2$ ;  $\gamma_{f1} = 1,2$ ;  $B = 6 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.2.2), получаем

$$q_2 = 10 \cdot 1,2 \cdot 0,05 \cdot 6 = 3,6 \text{ кН/м}.$$

Нагрузка от веса колонн определяется по формуле

$$G_k = m \cdot \gamma_{f1} \cdot l \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}, \quad (2.2.3)$$

где  $m$  – линейная плотность;

$\gamma_{f1}$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$l$  – длина колонны.

- колонны по оси 7 из двутавра 40К1.

Принимаем значения:  $m = 138,0 \text{ кг/м}^3$ ;  $l = 10,9 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$G_{k4} = 138 \cdot 1,05 \cdot 10,9 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 15,49 \text{ кН.}$$

- колонны по оси 8 из двутавра 40К1.

Принимаем значения:  $m = 138,0 \text{ кг/м}^3$ ;  $l = 10,46 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$G_{k5} = m_2 \cdot \gamma_{f1} \cdot l_2 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 138 \cdot 1,05 \cdot 10,46 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 14,87 \text{ кН.}$$

- колонны по оси 9 из двутавра 40К1.

Принимаем значения:  $m = 138,0 \text{ кг/м}^3$ ;  $l = 10,17 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$G_{k6} = 138 \cdot 1,05 \cdot 10,17 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 14,46 \text{ кН.}$$

- колонны по оси 10 из двутавра 40К1.

Принимаем значения:  $m = 138,0 \text{ кг/м}^3$ ;  $l = 9,80 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$G_{k7} = 138 \cdot 1,05 \cdot 9,80 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 13,93 \text{ кН.}$$

- колонны по оси 11 из двутавра 40К1.

Принимаем значения:  $m = 138,0 \text{ кг/м}^3$ ;  $l = 9,43 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$G_{k8} = 138 \cdot 1,05 \cdot 9,43 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 13,40 \text{ кН.}$$

- колонны по оси 12 из двутавра 40К1.

Принимаем значения:  $m = 138,0 \text{ кг/м}^3$ ;  $l = 8,69 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$G_{k9} = 138 \cdot 1,05 \cdot 8,69 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 12,35 \text{ кН.}$$

Воздействие постоянных нагрузок на поперечную раму каркаса представлено на рисунке 2.6.

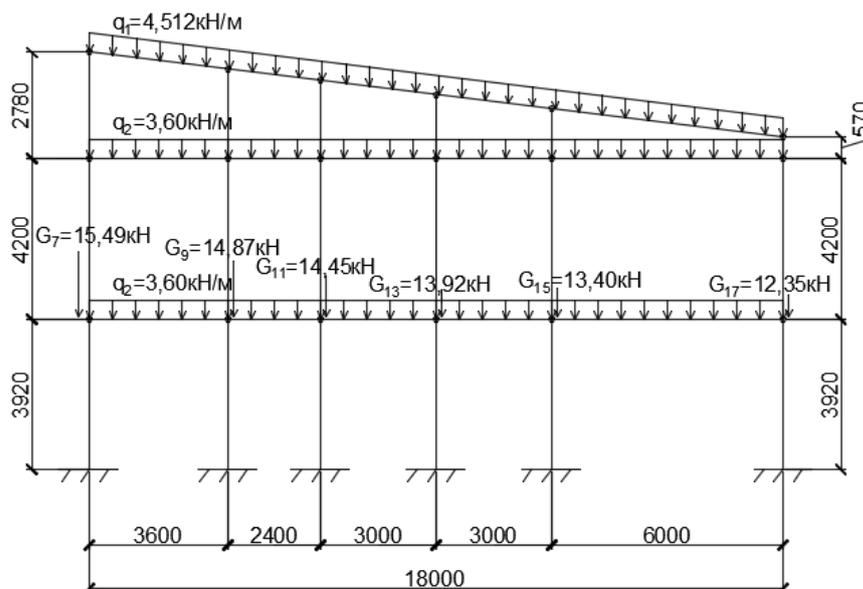


Рисунок 2.6 – Постоянные нагрузки, действующие на раму

Временные нагрузки.

Снеговая нагрузка.

Расчетное значение снеговой нагрузки на 1 пог. метр определяется по формуле

$$P = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B, \quad (2.2.4)$$

где  $S_0$  – нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по снеговой нагрузке [16];

$B$  – шаг колонн.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определяется по формуле

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.2.5)$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;

$c_t$  – термический коэффициент;

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие.

$S_g$  – вес снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной поверхности земли.

Коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, определяется по формуле

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002b), \quad (2.2.6)$$

где  $V$  – средняя скорость ветра за зимний период;

$k$  – коэффициент для типа местности  $B$ ;

$b$  – ширина покрытия.

Принимаем значения:  $V = 3$  м/с;  $k = 0,71$ ;  $b = 24$  м.

Подставляем в формулу (2.2.6), получаем

$$c_e = (1,2 - 0,1 \cdot 3 \cdot \sqrt{0,714}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 24) = 0,8.$$

Принимаем значения:  $c_e = 0,8$ ;  $c_t = 1$ ;  $\mu = 1$ ;  $S_g = 1,8$  кПа.

Подставляем в формулу (2.2.5), получаем

$$S_0 = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,8 = 1,01.$$

Принимаем значения:  $S_0 = 1,01$ ;  $\gamma_f = 1,4$ ;  $B = 5$  м.

Подставляем в формулу (2.2.4), получаем

$$P = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B = 1,01 \cdot 1,4 \cdot 5 = 7,07 \text{ кН/м},$$

Воздействие снеговой нагрузки через покрытие на поперечную раму представлено на рисунке 2.7.

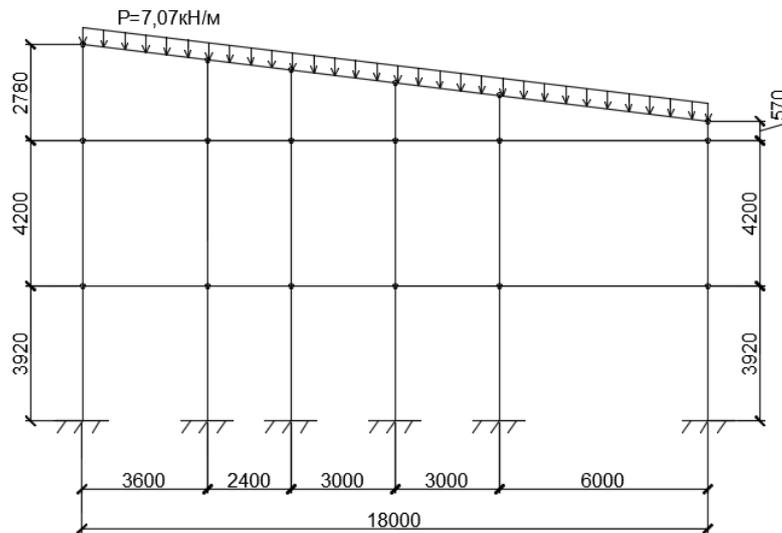


Рисунок 2.7 – Воздействие снеговой нагрузки на раму

Ветровая нагрузка.

Районом строительства является г. Красноярск, который расположен в III районе по скоростному давлению ветра, и для него  $w_0 = 0,38$  кПа – нормативное значение ветрового давления. Аэродинамический коэффициент согласно, с наветренной стороны  $c_1 = 0,8$ , с заветренной  $c_2 = 0,5$ .

Ветровая нагрузка определяется по формуле

$$W = W_m + W_p, \quad (2.2.7)$$

где  $W_m$  – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки и определяется по формуле;

$W_p$  - нормативное значение динамической составляющей.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки определяется по формуле

$$W_m = W_0 \cdot k \cdot c = 0,38 \cdot 0,65 \cdot 0,8 = 0,20 \text{ кН/м}^2, \quad (2.2.8)$$

где  $W_0$  – нормативное значение ветрового давления;

$k$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$  [2, приложение E], находим интерполяцией;

$c$  – аэродинамический коэффициент.

В практических расчетах неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку на участке от уровня земли до отметки расчетной оси ригеля рамы заменяют эквивалентной равной распределенной интенсивной

$$W_{eq} = W_0 \cdot k_{eq} \cdot c, \quad (2.2.9)$$

где  $k_{eq}$  – коэффициент эквивалентности [19, приложение E];

$W_0$  – то же, что и в формуле (2.2.8);

$c$  – то же, что и в формуле (2.2.8).

Ветровую нагрузку с участка от оси ригеля до верхней отметки здания передают в виде горизонтальной сосредоточенной силы.

С наветренной стороны интенсивность ветровой нагрузки на колонну

$$q_1 = W_{eq} \cdot \gamma_f \cdot c_e = W_0 \cdot k_{eq} \cdot \gamma_f \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 0,54 \cdot 1,4 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,42 \text{ кН/м},$$

С заветренной стороны

$$\bar{q}_1 = W_0 \cdot k_{eq} \cdot \gamma_f \cdot c_e \cdot B = 0,38 \cdot 0,54 \cdot 1,4 \cdot 0,5 \cdot 6 = 0,89 \text{ кН/м},$$

Здесь коэффициент надежности для ветровой нагрузки  $\gamma_f = 1,4$ .

С грузовой площади А, находящейся выше отметки ригеля:

С наветренной стороны

$$W_1 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot \frac{(k_1 + k_2)}{2} \cdot h_{ш} \cdot B \cdot c_e = 0,38 \cdot 1,4 \cdot \frac{(0,628 + 0,722)}{2} \cdot 4,2 \cdot 6 \cdot 0,8 = 7,29 \text{ кН},$$

С заветренной стороны

$$W_2 = W_0 \cdot \gamma_f \cdot \frac{(k_1 + k_2)}{2} \cdot h_{ш} \cdot B \cdot c_{e1} = 0,38 \cdot 1,4 \cdot \frac{(0,628 + 0,722)}{2} \cdot 4,2 \cdot 6 \cdot 0,5 = 4,56 \text{ кН}.$$

Загружение рамы ветровой нагрузкой показано на рисунке 2.8.

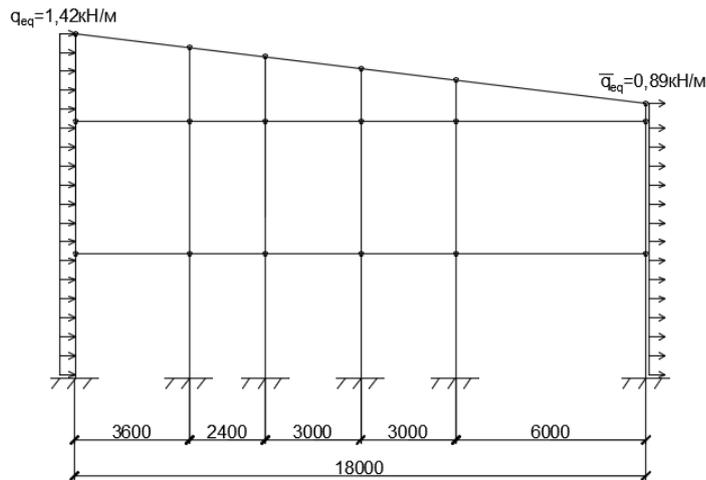


Рисунок 2.8 – Загружение рамы ветровой нагрузкой

Кратковременная нагрузка на перекрытие.

Кратковременная нагрузка на перекрытие определяется по формуле

$$q_3 = q_{no} \cdot \gamma_f \cdot B, \quad (2.2.10)$$

где  $q_{no}$  – нормативное значение кратковременной нагрузки на перекрытие;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке;

$B$  – шаг конструкций.

Принимаем значения:  $q_{no} = 10 \text{ кН/м}$ ;  $\gamma_f = 1,2$ ;  $B = 6 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.2.10), получаем

$$q_3 = 10 \cdot 1,2 \cdot 6 = 60 \text{ кН/м}.$$

Загружение рамы кратковременной нагрузкой на перекрытие представлено на рисунке 2.9.

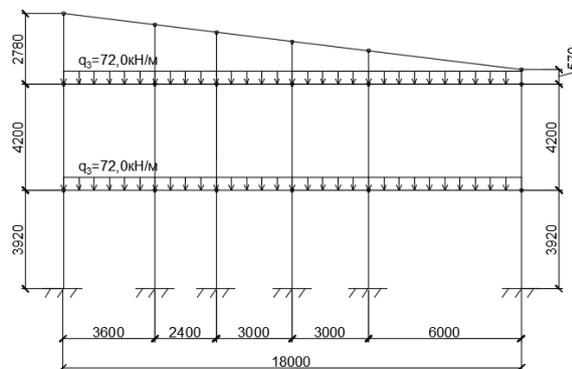


Рисунок 2.9 – Загружение рамы кратковременной нагрузкой на перекрытие

### 2.2.3 Статический расчет поперечной рамы

Расчет выполняется с помощью расчетной схемы.

Исходные данные для статического расчета поперечной рамы каркаса проектируемого представлены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 - Исходные данные для статического расчета поперечной рамы

Показатель	Расчетное значение
Постоянная нагрузка на ригель покрытия, кН/м	4,51
Постоянная нагрузка на ригель перекрытия, кН/м	3,6
Вес колонн	
$G_{k4}$ , кН	15,49
$G_{k5}$ , кН	14,87
$G_{k6}$ , кН	14,45
$G_{k7}$ , кН	13,92
$G_{k8}$ , кН	13,40
$G_{k9}$ , кН	12,35
Снеговая нагрузка на ригель покрытия $P$ , кН/м	7,07
Кратковременная нагрузка на перекрытие рамы $q_3$ , кН/м	72,0
Ветровая нагрузка:	
распределенная на колонну с наветренной стороны $q_{eq}$ , кН/м	1,40
распределенная на колонну с заветренной стороны $q_{eq}$ , кН/м	0,89
сосредоточенная вдоль ригеля с наветренной стороны $W_1$ , кН	7,29
сосредоточенная вдоль ригеля с заветренной стороны $W_1$ , кН	4,56

Расчет поперечной рамы выполняем по программе «SCAD». Величины усилий в раме при действии приложенных нагрузок и их комбинаций представлены в приложении А.

Расчетные усилия по каждому виду загрузки для ригеля перекрытия представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 - Расчетные усилия по каждому виду загрузки для ригеля перекрытия

Расстояние от опоры, м	Вид усилия	Усилия от нагрузки, кН, кН·м				Кратковременной
		Постоянной	Снеговой	Ветровой		
				Слева	Справа	
0	M	0	0	0	0	0
	N	+5,49	+4,51	-4,18	+1,14	+52,33
	Q	+8,22	0	0	0	+164,51
3	M	+8,46	0	0	0	+169,53
	N	+5,49	+4,51	-0,39	-0,14	+52,33
	Q	-2,58	0	0	0	-51,49

## 2.3 Расчет элементов перекрытия на отм. +3,920 и +8,120

### 2.3.1 Расчет стального настила

Исходные данные

Конструктивная схема настила представлена на рисунке 2.10.

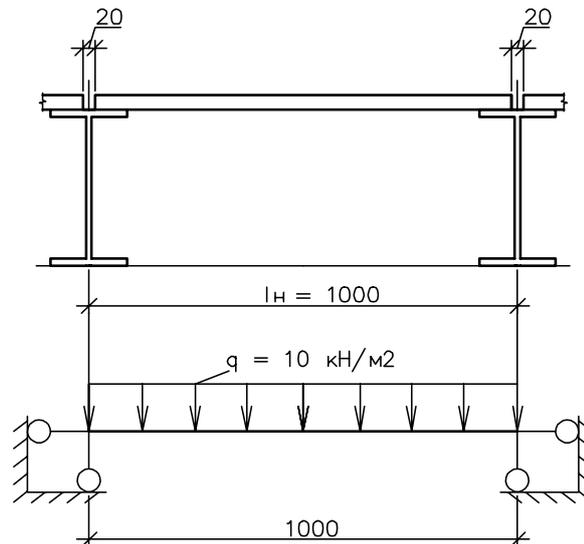


Рисунок 2.10– Конструктивная и расчетная схемы стального настила

- пролет  $l_n = 1000$  мм;
- материал настила сталь С245 [19, приложение В, таблица В.1], группа конструкций 3, расчетная температура района строительства  $t = \text{минус } 40^{\circ}\text{C}$ ;
- нормируемые показатели по ударной вязкости и требования по химическому составу согласно таблицам [19, В.2 и В.3 приложения В];
- вертикальный предельный прогиб настила  $f_u = \frac{l_n}{120}$ ;
- сварка элементов – механизированная дуговая порошковой проволокой (МДС<sub>ПП</sub>), порошковая проволока ПП-АН-3 по [19, приложению Г, таблица Г.1].

Расчет настила

Нормативная нагрузка на 1 м<sup>2</sup> настила  $q_n = 10$  кН/ м<sup>2</sup>.

Толщина настила определяется по формуле

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4l_n/f_u}{15} \left( 1 + \frac{72E_1}{\left(\frac{l_n}{f_u}\right)^4 q_n} \right), \quad (2.3.1)$$

где  $f_u$  – вертикальный предельный прогиб;

$E_1$  – модуль упругости стали.

Принимаем значения:  $f_u = \frac{l_n}{120}$ ;  $E_1 = 2,26 \cdot 10^5$  МПа.

Подставляем в формулу (2.3.1), получаем

$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4 \cdot 120}{15} \left( 1 + \frac{72 \cdot 2,26 \cdot 10^5 \cdot 10^3}{(120)^4 \cdot 10} \right) = 283,11.$$

Из получившегося соотношения толщина настила определяется по формуле

$$t_n = \frac{l_n}{283,11}, \quad (2.3.2)$$

где  $l_n$  – то же, что и в формуле (2.3.1)

Принимаем значение  $l_n = 100$  см.

Подставляем в формулу (2.3.2)

$$t_n = \frac{100}{283,11} = 0,35 \text{ мм.}$$

Настил проектируем из листовой рифленой стали (ГОСТ 8568-77\*); ромбическая сталь  $t_n = 6$  мм; ширина листов 980 мм; масса  $1 \text{ м}^2$  листа 51,0 кг [19, приложение Ж, таблица Ж.2].

### 2.3.2 Расчет балки настила

Исходные данные.

- балки настила – прокатные, из двутавров по ГОСТ 26020-83, тип Б, 1-го класса;

- пролет  $l_{\text{бн}} = 6,0$  м;

- статическая схема – однопролетная шарнирно-опертая;

- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [17, таблица 1];

- коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$ ;

- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88\* по приложению В или [19, приложение В]; группа конструкций 2, расчетная температура района строительства  $t = \text{минус } 40$  °С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно [19, таблицам В.2 и В.3 приложения В];

- расчетные характеристики стали по [19, таблицам В.4 и В.5 приложения В]:  $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$  при толщине проката от 2 до 20 мм включительно,  $R_{\text{un}} = 370 \text{ Н/мм}^2$ ;  $R_s = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$ ;  $R_p = 361 \text{ Н/мм}^2$

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = l_{\text{бн}}/200$  [19, приложение Е2].

Нормативная нагрузка на 1 пог.м балки определяется по формуле

$$q_{n,\text{бн}} = (q_{\text{но}} + q_{\text{н1}}) \cdot a + q_{n,\text{бн}}^{\text{сб}}, \quad (2.3.3)$$

где  $q_{\text{но}}$  – нормативная нагрузка на балочную клетку по заданию;

$q_{\text{н1}} = m_n \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}$  – вес  $1 \text{ м}^2$  настила;

$a$  – шаг балок настила перекрытия.

Принимаем значения:  $q_{\text{но}} = 10 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{\text{н1}} = 0,50 \text{ кН/м}^2$ ;  $a = 1,00$  м.

Подставляем в формулу (2.3.3), получаем

$$q_{n,бн} = (10 + 0,50) \cdot 1,00 + 51,0 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 10,77 \text{ кН/м.}$$

Расчетная погонная нагрузка на балку определяется по формуле

$$q_{бн} = (q_{no} \cdot \gamma_{f1} + q_{n1} \cdot \gamma_{f2}) \cdot a + q_{n,бн}^{cb} \cdot \gamma_{f2}, \quad (2.3.4)$$

где  $q_{no}$  – то же, что и в формуле (2.3.3);

$q_{n1}$  то же, что и в формуле (2.3.3);

$a$  – то же, что и в формуле (2.3.3);

$\gamma_{f1} = 1,2$ ,  $\gamma_{f2} = 1,05$  – коэффициенты надежности по нагрузке соответственно для временной нагрузки по заданию и для нагрузки от собственного веса металлических конструкций [17, таблица 7.1].

Принимаем значения:  $q_{no} = 10 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{n1} = 0,50 \text{ кН/м}^2$ ;  $a = 1,00 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.4)

$$q_{бн} = (10 \cdot 1,2 + 0,50 \cdot 1,05) \cdot 1,00 + 0,28 \cdot 1,05 = 12,81 \text{ кН/м.}$$

Статический расчет балки.

Расчетная схема балки настила показана на рисунке 2.11.

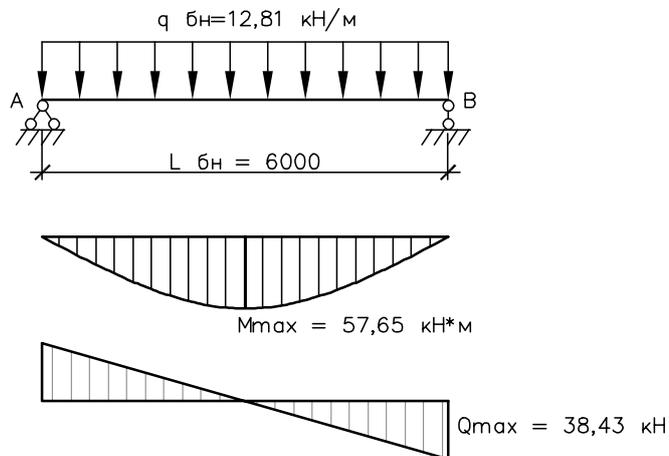


Рисунок 2.11 – Расчетная схема балки настила

Значение максимального изгибающего момента определяется по формуле

$$M_{max} = \frac{q_{бн} \cdot l_{бн}^2}{8}, \quad (2.3.5)$$

где  $q_{бн}$  – то же, что и в формуле (2.3.4);

$l_{бн}$  – пролет балки настила.

Принимаем значения:  $q_{бн} = 12,81 \text{ кН/м}$ ;  $l_{бн} = 6 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.5), получаем

$$M_{max} = \frac{12,81 \cdot 6^2}{8} = 57,65 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Значение максимальной поперечной силы определяется по формуле

$$Q_{max} = \frac{q_{6H} \cdot l_{6H}}{2}, \quad (2.3.6)$$

где  $q_{6H}$  – то же, что и в формуле (2.3.4);

$l_{6H}$  – пролет балки настила.

Принимаем значения:  $q_{6H} = 12,81 \text{ кН/м}$ ;  $l_{6H} = 6 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.6), получаем

$$Q_{max} = \frac{12,81 \cdot 6}{2} = 38,43 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Конструктивный расчет балки.

По заданию балка настила относится к 1-ому классу и должна быть запроектирована с напряженно – деформируемым состоянием (НДС), при котором напряжения по всей площади расчетного сечения не должны превышать расчетного сопротивления стали  $|\sigma| \leq R_y$  (упругое состояние сечения). Для этого класса балок расчет на прочность выполняется по указаниям [17, п.8.2, ф.41-49].

При действии момента в одной из главных плоскостей, что имеет место в нашем случае, условие прочности по нормальным напряжениям для балки 1-го класса сплошного сечения имеет вид

$$\frac{M}{W_{n,min} R_y \gamma_c} \leq 1.$$

Из этого условия определяют требуемый момент сопротивления сечения балки по формуле

$$W_{req} = M_{max} / (R_y \gamma_c), \quad (2.3.7)$$

где  $M_{max}$  – то же, что и в формуле (2.3.5);

$R_y$  – расчетное сопротивление стали;

$\gamma_c$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Принимаем значения:  $M_{max} = 57,56 \text{ кНм}$ ;  $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ ;  $\gamma_c = 1$ .

Подставляем в формулу (2.3.7), получаем

$$W_{req} = 57,65 \cdot 100 / (240 \cdot 10^{-1} \cdot 1) = 240,2 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем I23Б1 и выписываем его геометрические характеристики (СТО АСЧМ 20-93):

$$W_{xn} = 260,5 \text{ см}^3; I_x = 2996 \text{ см}^4; S_x = 147,2 \text{ см}^3; h = 230 \text{ мм}; b_f = 110 \text{ мм}; t_f = 9 \text{ мм}; t_w = 5,6 \text{ мм}; m_{\text{бн}} = 25,8 \text{ кг/м}.$$

Учитывая, что при подсчете расчетных усилий нагрузка от собственного веса балки настила принималась приближенно, следует выполнить корректировку расчета с учетом фактического собственного веса.

Уточненные значения нагрузки и усилий в балке настила:

$$q_{n,\text{бн}} = (10 + 0,50) \cdot 1,00 + 25,8 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 10,75 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{бн}} = (10 \cdot 1,2 + 0,50 \cdot 1,05) \cdot 1,00 + 25,8 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 12,8 \text{ кН/м};$$

$$M_{n,\text{max}} = \frac{10,75 \cdot 6,0^2}{8} = 48,38 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{max}} = \frac{12,8 \cdot 6,0^2}{8} = 57,6 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q_{\text{max}} = \frac{12,6 \cdot 6,0}{2} = 38,4 \text{ кН}.$$

Следующим этапом конструктивного расчета является проверка несущей способности балки подобранного профиля. Эта проверка соответствует первой группе предельных состояний, выполняется на расчетные нагрузки и включает проверки на прочность, общую устойчивость балки и местную устойчивость элементов балки.

Проверки на прочность балки 1-го класса, изгибаемой в одной из главных плоскостей, выполняют следующим образом:

- в сечениях с  $M = M_{\text{max}}$  и  $Q = 0$

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{W_{n,\text{min}} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (2.3.8)$$

- в сечениях с  $Q = Q_{\text{max}}$  и  $M = 0$

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (2.3.9)$$

Эпюры нормальных и касательных напряжений в балке 1-го класса приведены на рисунке 2.12.

Если проверки на прочность не удовлетворяются, то необходимо принять следующий профиль по сортаменту и выполнить проверки вновь.

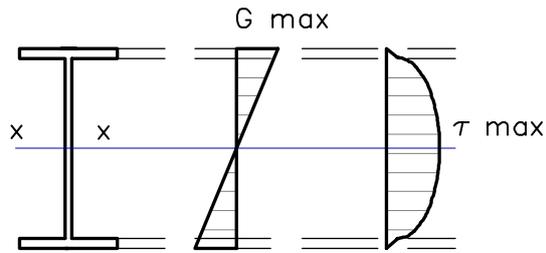


Рисунок 2.12 – Эпюры напряжений в балке настила

Прочность балки настила проверяем в середине ее пролета ( $M = M_{\max}$ ) и на опоре ( $Q = Q_{\max}$ ).

Подставляем значения в формулу (2.3.8), получаем

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{57,6 \cdot 10^2}{260,5 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,92 < 1.$$

Подставляем значения в формулу (2.3.9), получаем

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{38,4 \cdot 147,2}{2996 \cdot 0,56 \cdot 139,2 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,24 < 1.$$

Общую устойчивость балок 1 - го класса сплошного сечения следует считать обеспеченной при выполнении условий 8.4.4, а и б [17].

Условие 8.4.4, а:

При передаче нагрузки через сплошной жесткий настил (плиты железобетонные из тяжелого, легкого и ячеистого бетона, плоский и профилированный металлический настил, волнистая сталь и т.п.), непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и с ним связанный с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и др.; при этом силы трения учитывать не следует.

В проекте общая устойчивость балки обеспечивается плоским стальным настилом, передающим нагрузку на балку, опирающимся на ее сжатый пояс и приваренным к нему непрерывным сварным швом.

Местная устойчивость элементов прокатных балок не проверяется, так как она обеспечена соотношением их размеров, назначенных с учетом устойчивости работы при различных напряженных состояниях.

Проверка деформативности (жесткости) балок относится ко второй группе предельных состояний и направлена на предотвращение условий, затрудняющих их нормальную эксплуатацию. Суть проверки: максимальный прогиб балок  $f_{\max}$  не должен превышать предельных значений  $f_u$ , установленных нормами проектирования [19, таблица Е.1];  $f_{\max}$  следует определять от нормативных нагрузок.

Максимальный прогиб балки настила определяется по формуле

$$f_{max} = \frac{5M_{n,max} \cdot l_{6H}^2}{48 \cdot EI_x}, \quad (2.3.10)$$

где  $M_{n,max}$  – то же, что и в формуле (2.3.5);

$l_{6H}$  – то же, что и в формуле (2.3.5);

$E$  – модуль упругости стали;

$I_x$  – момент инерции сечения относительно оси  $x$ .

Принимаем значения:  $M_{n,max} = 48,38$  кНм;  $l_{6H} = 6$  м;  $E = 2,06 \cdot 10^5$  Н/мм<sup>2</sup>;  $I_x = 2996$  см<sup>4</sup>.

Подставляем в формулу (2.3.10), получаем

$$f_{max} = \frac{5 \cdot 48,38 \cdot 6^2}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 2996} = 2,94 \text{ см} < f_u = 3 \text{ см}.$$

Следовательно, жесткость балки обеспечена.

### 2.3.3 Расчет и конструирование ригеля перекрытия

#### Исходные данные

Ригель перекрытия проектируем составного двутаврового сечения из листового проката; 1-го класса;

- пролет ригеля  $l = 5,5$  м;

- статическая схема – однопролетная шарнирно опертая балка;

- коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  [1, таблица 1];

- материал балки – сталь С245 по ГОСТ 27772-88\*, т.к. группа конструкций 2, расчетная температура района строительства  $t = \text{минус } 40$  °С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно [19, таблицам В.2 и В.3 приложения В];

- расчетные характеристики стали С245 по таблицам В.4 и В.5 приложения В:  $R_y = 240$  Н/мм<sup>2</sup> при толщине проката от 2-х до 20 мм включительно;  $R_{un} = 370$  Н/мм<sup>2</sup>;  $R_s = 0,58 \cdot 240 = 139,2$  Н/мм<sup>2</sup>;  $R_p = 361$  Н/мм<sup>2</sup>;

Вертикальный предельный прогиб ригеля  $f_u = l/200$  [19, приложение Е, таблица Е.1].

Поясные швы выполняются автоматической сваркой под флюсом (флюс АН-348-А по ГОСТ 9087-81\*; сварочная проволока Св-08А по ГОСТ 2246-70\*), положение швов – в лодочку; все остальные швы выполняются механизированной дуговой сваркой (МДС<sub>III</sub>), порошковая проволока – ПП-АН-3) [19, приложение Г]).

Нормативная нагрузка на 1 пог.м ригеля определяется по формуле

$$q_{n,r} = (q_{no} + q_{n1} + q_{n,r}^{ce}) \cdot l_r, \quad (2.3.11)$$

где  $q_{no}$  – нормативная кратковременная нагрузка на ригель перекрытия;

$q_{n1} = m_{\text{бк}} * 9,81 * 0,001 = 76,8 * 9,81 * 0,001 = 0,75 \text{ кН/м}^2$  – нагрузка от настила и балок настила;

$q_{nr}^{\text{CB}}$  – ориентировочный вес ригеля перекрытия;

$l_r$  – длина ригеля перекрытия.

Принимаем значения:  $q_{no} = 10 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{n1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{nr}^{\text{CB}} = 0,22 \text{ кН/м}^2$ ;  $l_r = 5,5 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.11), получаем

$$q_{n,r} = (10 + 0,75 + 0,22) \cdot 5,5 = 65,8 \text{ кН/м}.$$

Расчетная погонная нагрузка на ригель определяется по формуле

$$q_r = (q_{no} \cdot \gamma_{f1} + q_{n1} \cdot \gamma_{f2} + q_{nr}^{\text{CB}} \cdot \gamma_{f2}) \cdot l_r, \quad (2.3.12)$$

где  $q_{no}$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$q_{n1}$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$q_{nr}^{\text{CB}}$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$l_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$\gamma_{f1} = 1,2$ ,  $\gamma_{f2} = 1,05$  – коэффициенты надежности по нагрузке соответственно для временной нагрузки по заданию и для нагрузки от собственного веса металлических конструкций [17, таблица 7.1].

Принимаем значения:  $q_{no} = 10 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{n1} = 0,75 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{nr}^{\text{CB}} = 0,22 \text{ кН/м}^2$ ;  $l_r = 5,5 \text{ м}$ ;  $\gamma_{f1} = 1,2$ ;  $\gamma_{f2} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.3.12), получаем

$$q_r = (10 \cdot 1,2 + 0,75 \cdot 1,05 + 0,22 \cdot 1,05) \cdot 5,5 = 78,1 \text{ кН/м}.$$

Статический расчет ригеля перекрытия.

Максимальный изгибающий момент определяется по формуле

$$M_{\text{max}} = \frac{q_r \cdot l_r^2}{8}, \quad (2.3.13)$$

где  $q_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$l_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11).

Принимаем значения:  $q_r = 78,1 \text{ кН/м}^2$ ;  $l_r = 5,5 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.13), получаем

$$M_{\text{max}} = \frac{78,1 \cdot 5,5^2}{8} = 295,32 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальная поперечная сила определяется по формуле

$$Q_{\text{max}} = \frac{q_r \cdot l_r}{2}, \quad (2.3.14)$$

где  $q_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$l_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11).

Принимаем значения:  $q_r = 78,1 \text{ кН/м}^2$ ;  $l_r = 5,5 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.14), получаем

$$Q_{max} = \frac{78,1 \cdot 5,5}{2} = 214,78 \text{ кН.}$$

$$M_{n,max} = \frac{q_{n,r} \cdot l_r^2}{8}, \quad (2.3.15)$$

где  $q_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$l_r$  – то же, что и в формуле (2.3.11).

Принимаем значения:  $q_{n,r} = 65,8 \text{ кН/м}^2$ ;  $l_r = 5,5 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (2.3.15), получаем

$$M_{max} = \frac{65,8 \cdot 5,5^2}{8} = 248,81 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Конструктивный расчет ригеля перекрытия.

Рассчитаем ригель рамы как изгибаемый элемент, так как продольные силы невелики и не оказывают существенного влияния на его работу.

1. Требуемый момент сопротивления сечения ригеля определяется по формуле

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (2.3.16)$$

где  $M_{max}$  – то же, что и в формуле (2.3.13);

$R_y$  – расчетное сопротивление стали;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы.

Принимаем значения:  $M_{max} = 295,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ ;  $\gamma_c = 1$ .

Подставляем в формулу (2.3.16), получаем

$$W_{req} = \frac{295,32 \cdot 10^2}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 1230,5 \text{ см}^3.$$

2. Компоновка и подбор сечения.

Определим высоту ригеля и размеры его элементов.

Минимальная по жесткости высота сечения ригеля определяется по формуле

$$h_{min} = \frac{10}{48} \cdot \frac{l^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{n,max}}{M_{max}}, \quad (2.3.17)$$

где  $l$  – то же, что и в формуле (2.3.11);

$R_y$  – то же, что и в формуле (2.3.16);

$\gamma_c$  – то же, что и в формуле (2.3.16);

$E$  – модуль упругости стали;

$f_u$  – предельный прогиб;

$M_{n,max}$  – то же, что и в формуле (2.3.15);

$M_{max}$  – то же, что и в формуле (2.3.13);

Принимаем значения:  $l = 5,5$  м;  $R_y = 240$  Н/мм<sup>2</sup>;  $\gamma_c = 1$ ;  $E = 2,06 \cdot 10^5$ ;  $f_u = 2,75$  см;  $M_{n,max} = 248,81$  кН·м;  $M_{max} = 295,32$  кН·м<sup>2</sup>.

Подставляем в формулу (2.3.17), получаем

$$h_{min} = \frac{10}{48} \cdot \frac{5,5^2 \cdot 10^4 \cdot 240 \cdot 1}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 2,75} \cdot \frac{248,81}{295,32} = 22,67 \text{ см.}$$

Оптимальная по расходу стали высота сечения ригеля при гибкости стенки  $\lambda_w = 125$  определяется по формуле

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt[3]{W_{req} \cdot \lambda_w}, \quad (2.3.18)$$

где  $W_{req}$  – то же, что и в формуле (2.3.16);

$\lambda_w$  – гибкость стенки ригеля.

Принимаем значения:  $W_{req} = 1230,5$  см<sup>3</sup>;  $\lambda_w = 125$ .

Подставляем в формулу (2.3.18), получаем

$$h_{opt} = 1,15 \cdot \sqrt[3]{1230,5 \cdot 125} = 61,62 \text{ см.}$$

Так как  $h_{opt} = 61,62$  см больше  $h_{min} = 22,67$  см, высоту ригеля назначаем близкой к оптимальной; высоту стенки  $h_w$  принимаем 650 мм (сталь толстолистовая по ГОСТ 19903-74\*) Толщина стенки ригеля  $t_w = h_w / \lambda_w = 650 / 125 \approx 5,2$  см.

Толщина стенки  $t_w$  должна удовлетворять условию  $6 \text{ мм} \leq t_w \leq t_{w,min}$  и увязана с типовыми размерами листового металлопроката. Минимальная толщина стенки ригеля определяется из условия ее работы на срез определяется по формуле

$$t_{w,min} = k_1 \cdot \frac{Q_{max}}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c}, \quad (2.3.19)$$

где  $k_1 = 1,5$  при работе на срез только одной стенки и  $k_1 = 1,2$  при работе на срез всего двутаврового сечения. В этой формуле использовано условие прочности [17, ф.42] для балок 1-го класса.

$Q_{max}$  – то же, что и в формуле (2.3.14);

$h$  – то же, что и в формуле (2.3.18);

$R_s$  – расчетное сопротивление сдвигу;

$\gamma_c$  – то же, что и в формуле (2.3.16).

Принимаем значения:  $k_1 = 1,5$ ;  $Q_{\max} = 214,78$  кН;  $h = 65$  см  
 Подставляем в формулу (2.3.19), получаем

$$t_{w,min} = \frac{1,15 \cdot 214,78}{65 \cdot 139,2 \cdot 10^{-1,1}} = 0,36 < 1 \text{ см.}$$

Получаем:  $6 \text{ мм} < t_w = 10 \text{ мм} > t_{w,min} = 4 \text{ мм}$ . Принимаем толщину стенки 10 мм, что соответствует стандартной толщине проката по ГОСТ 19903-74\*.

Площадь сечения поясов ригеля определяется по формулам

$$A_f = \frac{W_{req}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6}; \quad (2.3.20)$$

$$A_f = b_f \cdot t_f. \quad (2.3.21)$$

При назначении размеров поясов следует учитывать конструктивные требования:

- для толщины пояса:  $t_w \leq t_f \leq (2,5 \dots 3,0) \cdot t_w$ ;
- для ширины пояса:  $180 \text{ мм} \leq b_f \approx (1/3 \dots 1/5) \cdot h$ .

Учитывая вышеизложенное, подсчитаем площадь сечения пояса ригеля

$$A_f = \frac{1230,5}{65} - \frac{1 \cdot 65}{6} = 8,1 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из листа 180x10 мм (сталь толстолистовая по ГОСТ 19903-74\*), что удовлетворяет конструктивным требованиям:  $10 \text{ мм} < 20 \text{ мм} < 2,5 \cdot 10 = 25 \text{ мм}$ ;  $180 \text{ мм} = 180 \text{ мм}$ ;  $180 \text{ мм}$  в пределах  $(1/3 \dots 1/5) \cdot h$ , т.е.  $1/3 \cdot 670 = 220 \text{ мм}$ ,  $1/5 \cdot 670 = 135 \text{ мм}$ .

### 3. Геометрические характеристики подобранного сечения ригеля

Момент инерции основного сечения относительно оси x-x определяется по формуле

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2, \quad (2.3.22)$$

$$I_x = \frac{1 \cdot 65^3}{12} + 2 \cdot 18 \cdot 1 \cdot \left( \frac{65}{2} + \frac{1}{2} \right)^2 = 62089,42 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления сечения относительно оси x-x определяется по формуле

$$W_{xn} = \frac{2 \cdot I_x}{h}, \quad (2.3.23)$$

$$W_{xn} = \frac{2 \cdot 62089,42}{67} = 1853,42 \text{ см}^3.$$

Статический момент сечения относительно оси х-х определяется по формуле

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \left( \frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right), \quad (2.3.24)$$

$$S_x = 18 \cdot 1 \cdot \left( \frac{65}{2} + \frac{1}{2} \right) = 594,0 \text{ см}.$$

#### 4. Проверки прочности ригеля

Эти проверки сводятся к проверкам нормальных, касательных, местных и приведенных напряжений. Необходимость той или иной проверки диктуется статической схемой ригеля.

Нормальные напряжения необходимо проверить в сечении с  $M = M_{\max}$  и  $Q = 0$ :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{n,\min}}, \quad (2.3.25)$$

$$\sigma = \frac{295,32 \cdot 10^3}{1853,42 \cdot 10^{-6}} = 180,34 \text{ Н/мм}^2 < R_y \gamma_c = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Недонапряжение составляет 25%.

Касательные напряжения проверяем на опорах ригеля ( $M = 0$ ,  $Q = Q_{\max}$ )

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w}, \quad (2.3.26)$$

$$\tau = \frac{214,78 \cdot 594 \cdot 10}{62089,42 \cdot 1,0} = 34,55 < R_s \gamma_c = 139,2 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверки прочности выполняются.

При сопряжении балок перекрытия с ригелем в одном уровне проверка местных напряжений в стенке ригеля не требуется, так как крепление этих балок осуществляется через ребра жесткости, а потому  $\sigma_{\text{loc}} = 0$ .

#### 5. Проверка общей устойчивости ригеля

Потеря общей устойчивости ригеля заключается в нарушении плоской формы изгиба и возникновении крутильных деформаций.

Расчет на общую устойчивость балок 1-ого класса, к которому относится ригель, выполняют по формулам 69 и 70 [17] за исключением 2-х случаев, когда их общую устойчивость следует считать обеспеченной [17, п. 8. 4.4, а и б].

Конструктивное решение перекрытия (в одном уровне) не обеспечивает непрерывности опирания настила на сжатый пояс ригеля, а потому не выполняется п. 8. 4. 4, а [17], но балки настила можно рассматривать как связи, препятствующие горизонтальному смещению сжатого пояса ригеля и при выполнении условия  $\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub}$ , общую устойчивость главной балки можно считать обеспеченной. Здесь  $\bar{\lambda}_b = (l_{ef} / b_f) \sqrt{R_{yf} / E}$  - гибкость сжатого пояса ригеля ( $l_{ef}$  – расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений: узлами продольных и поперечных связей, точками крепления жесткого настила; при отсутствии связей  $l_{ef} = l$ , где  $l$  – пролет ригеля);  $\bar{\lambda}_{ub}$  – предельное значение  $\bar{\lambda}_b$ , которое подсчитывается по формулам таблицы 11 [17] в зависимости от места приложения нагрузки:

- независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка ригеля между связями или при чистом изгибе

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \cdot b_f / t_f + (0,73 - 0,016 \cdot b_f / t_f) \cdot b_f / h_{ef1}, \quad (2.3.27)$$

где  $b_f$  и  $t_f$  соответственно ширина и толщина сжатого пояса ригеля;

$h_{ef1}$  – расстояние (высота) между осями поясных листов.

Значения  $\bar{\lambda}_{ub}$  определены при  $1 \leq h_{ef1} / b_f \leq 6$  и  $15 \leq b_f / t_f \leq 35$ ; для балок с отношением  $b_f / t_f < 15$  в формулах следует принимать  $b_f / t_f = 15$ .

Для ригеля перекрытия

$$\bar{\lambda}_b = (1000 / 180) \sqrt{240 / (2,06 \cdot 10^5)} = 0,19;$$

$$h_{ef1} / b_f = 670 / 180 = 3,72;$$

$$b_f / t_f = 180 / 10 = 18;$$

$$\bar{\lambda}_{ub} = 0,41 + 0,0032 \cdot 18 + (0,73 - 0,016 \cdot 18) \cdot 180 / 670 = 0,59;$$

$0,19 < 0,59$ , следовательно, общая устойчивость ригеля перекрытия обеспечена.

## 6. Проверка и обеспечение местной устойчивости элементов ригеля

Местное выпучивание отдельных элементов конструкций под действием сжимающих нормальных или касательных напряжений называется потерей местной устойчивости.

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных или нормальных напряжений, а также и от их совместного действия. Потеря устойчивости одним из элементов балки полностью или частично искажает его форму, часто превращая симметричное сечение в несимметричное и смещая центр изгиба сечения. Это может привести к преждевременной потере несущей способности всей балки.

Рассмотрим отдельно устойчивость пояса и стенки ригеля.

Проверка местной устойчивости сжатого пояса ригеля.

Согласно [17], устойчивость сжатого пояса следует считать обеспеченной, если условная гибкость свеса пояса  $\lambda_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E}$  двутаврового сечения при выполнении требований прочности (п. 8.2.1 [17]) не превышает предельного значения  $\bar{\lambda}_{uf}$ , определяемого по формуле

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_c}, \quad (2.3.28)$$

где  $\sigma_c$  – напряжение в сжатом поясе, определяемое для однородного сечения по формуле:

$$\sigma_c = M / (W_{xnc} \cdot \gamma_c) \quad (2.3.29)$$

где  $W_{xnc}$  – момент сопротивления сечения нетто для сжатой полки балки.

При проверке устойчивости поясных листов в качестве расчетной ширины свеса  $b_{ef}$  сварных элементов следует принимать расстояние от грани стенки до края поясного листа.

Имеем при ширине сжатого пояса основного сечения  $b_f = 208$  мм и толщине стенки ригеля  $t_f = 10$  мм, расчетная ширина свеса равна

$$b_{ef} = (b_f - t_w) / 2 = (180 - 10) / 2 = 85 \text{ мм};$$

- условная гибкость свеса пояса

$$\lambda_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E} = (85 / 10) \sqrt{240 / (2,06 \cdot 10^5)} = 0,29;$$

- напряжение в сжатом поясе определяется по формуле

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{xnc} \cdot \gamma_c} = \frac{295,32 \cdot 10^3}{1853,42 \cdot 10^{-6}} = 180,34 \text{ Н/мм}^2;$$

- предельное значение гибкости для свеса пояса

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_c} = 0,5 \sqrt{240 / 180,34} = 0,58;$$

$0,29 < 0,58$ , следовательно, местная устойчивость сжатого пояса ригеля обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки ригеля.

Устойчивость стенок ригеля сплошного сечения 1-го класса следует считать обеспеченной, если выполнены требования прочности (п. 8.2.1 [17]), общей устойчивости (п. 8.4 [17]) и условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}; \quad (2.3.30)$$

( $h_{ef} = h_w$  [17, рисунок 5]) не превышает значений:

3,5 – при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в ригеле с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в ригеле с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc}$  в ригеле с двусторонними поясными швами.

В противном случае необходима проверка на устойчивость стенок ригеля (отсеков) с учетом всех компонентов их напряженного состояния.

Стенку ригеля следует укреплять поперечными ребрами жесткости:

в ригеле 1-го класса, если значение условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w$  превышает 3,2 – при отсутствии подвижной нагрузки на поясе;

Расстояние между поперечными ребрами не должно превышать  $2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w \geq 3,2$ .

Для ригеля 1-го класса допускается превышать эти расстояния до значения  $3h_{ef}$  при условии, что устойчивость ригеля и стенки обеспечена выполнением требований прочности и общей устойчивости.

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать, как правило, в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части  $b_r$  должна быть для парного ребра не менее  $(h_w / 30 + 25)$  мм; толщина ребра  $t_r$  должна быть не менее  $2b_r \sqrt{R_y / E}$ .

Условная гибкость стенки ригеля перекрытия

$$\bar{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E} = (65 / 1,0) \cdot \sqrt{240 / (2,06 \cdot 10^5)} = 2,21 < 3,2;$$

Следовательно, постановка поперечных ребер жесткости не необходима.

## 7. Проверка жесткости ригеля

Для рассчитываемого ригеля

$$f_{max} = \frac{5M_{max} \cdot l^2}{48 \cdot EI_x}, \quad (2.3.31)$$

$$f_{max} = \frac{5248,81 \cdot 10^2 \cdot 5,5 \cdot 10^2}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 62089,42} = 0,61 \text{ см} < f_u = 2,75 \text{ см}.$$

Жесткость ригеля обеспечена.

## 8. Расчет поясных соединений ригеля

Соединения поясов со стенкой в ригеле (сварной балке) осуществляется сварными швами. При изгибе ригеля это соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки.

Сдвигающее пояс усилие на единицу длины ригеля можно подсчитать по формуле

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_x}{I_x}, \quad (2.3.32)$$

$$T = \frac{214,78 \cdot 594}{62089,42} = 2,05 \text{ кН/см.}$$

Поясные швы ригеля выполняем автоматической сваркой, двусторонними, непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине (см. исходные данные).

$R_{wf} = 180 \text{ Н/мм}^2$  [19 таблица Г.2, приложение Г];  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2$ ;  $\beta_f = 1,1$ ;  $\beta_z = 1,15$  [19, таблица Г.3, приложение Г].

$$\text{При } \frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{1,1 \cdot 180}{1,15 \cdot 166,5} = 1,03 > 1$$

расчет следует производить по металлу границы сплавления

$$k_f = \frac{T}{2 \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c}, \quad (2.3.33)$$

$$k_f = \frac{2,05}{2 \cdot 1,15 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,05 \text{ см.}$$

Принимаем  $k_f = 5 \text{ мм}$  (таблица Г.4 приложения Г [19]).

## 9. Расчет опорной части ригеля

Участок стенки ригеля над опорой укрепляем опорным ребром.

Определяем размеры опорного ребра из условия прочности на смятие его торцевой поверхности; при этом выступающая ниже пояса его часть должна быть не более 1,5 его толщины, иначе ребро рассчитывают на сжатие.

Обычно задают толщину опорного ребра  $t_{ор}$  от 10 до 20 мм, а затем определяют его ширину  $b_{ор}$ , которая не должна приниматься менее 180мм.

Пусть  $t_{ор} = 10 \text{ мм}$ , тогда  $b_{ор} = A_r / t_{ор} = 18,0 / 1,0 = 18,0 \text{ см}$ ;

$$A_r = R_A / R_p = 214,78 / (361 \cdot 10^{-1}) = 5,95 \text{ см}^2.$$

Примем сечение ребра  $180 \times 10$  с площадью  $18 \text{ см}^2$ .

## 2.4 Расчет и конструирование колонны

### 2.4.1 Подбор сечения колонны

Исходные данные.

Тип сечения колонны – прокатный двутавр 26К2 по ГОСТ 26020-82.

Длина колонны  $l = 11,5 \text{ м}$ .

Расчетные усилия принимаем по результатам статического расчета поперечной рамы из приложения В.

$$M = 26,88 \text{ кН}\cdot\text{м}, N_4 = -1284,9 \text{ кН}.$$

Материал колонны – сталь С245 по ГОСТ 27772-88\*, группа конструкций –3, расчетная температура района  $t = \text{минус } 40^{\circ}\text{C}$ , показатели ударной вязкости и химическому составу [19, таблицы В.2 и В.3].

Расчетные характеристики стали [19, таблицы В.4 и В.5]  $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$  при толщине проката от 2 до 20 включительно,  $R_{\text{ин}} = 390 \text{ Н/мм}^2$ .

Сварка элементов – механизированная дуговая порошковой проволокой (МДС<sub>min</sub>), порошковая проволока ПП-АН-3 [19, таблица Г.1].

Конструктивный расчет стержня колонны.

Расчетная длина колонны в плоскости рамы определяется по формуле

$$l_{\text{ef},x} = \mu \cdot l, \quad (2.4.1)$$

где  $\mu = 1$  – коэффициент расчетной длины колонны;

$l = 11,5 \text{ м}$  – длина колонны.

$$l_{\text{ef},x} = 11,5 \cdot 1 = 11,5 \text{ м}.$$

Расчетная длина колонны из плоскости рамы

$$l_{\text{ef},y} = l - 2 \cdot t_{\text{н}} - 2 \cdot h_{\text{бн}} = 11,02 \text{ м}.$$

Проверим устойчивость стержня колонны из I26К2, принятого при компоновке поперечной рамы каркаса.

Геометрические характеристики сечения по сортаменту [19, таблица Ж.4] и стержня:  $A = 93,19 \text{ см}^2$ ;  $I_x = 11700 \text{ см}^4$ ;  $W_x = 907 \text{ см}^3$ ;  $i_x = 11,21 \text{ см}$ ;  $i_y = 6,52 \text{ см}$ ;  $h = 26,0 \text{ см}$ ;  $b_f = 25,8 \text{ см}$ ;  $t_f = 13,5 \text{ мм}$ ;  $t_w = 9 \text{ мм}$ .

Фактическая гибкость колонны определяется по формуле

$$\lambda = l_{\text{ef},x} / i_x, \quad (2.4.2)$$

где  $l_{\text{ef},y}$  – расчетная длина колонны из плоскости рамы;

$i_x$  – момент инерции сечения относительно оси х-х.

$$\lambda = 11,5 \cdot 10^2 / 11,21 = 102,59.$$

Условная гибкость колонны определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_x = \lambda \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (2.4.3)$$

где  $\lambda$  – то же, что и в формуле (2.4.2);

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;

$E$  – модуль упругости стали.

$$\bar{\lambda}_x = 102,59 \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,01.$$

Проверим устойчивость стержня колонны в плоскости рамы, для чего вычислим коэффициент

$$\alpha = \frac{N_1}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1, \quad (2.4.4)$$

где  $\varphi_e = 0,447$  – коэффициент, принимаемый по [19, таблица Д.3] в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}_x = 4,04$  и приведенного эксцентриситета

$$m_{\text{efx}} = \eta \cdot m = 1,06 \cdot 2,09 = 2,22;$$

$\eta = 1,56$  вычислен по [19, таблица Д.2] в зависимости от

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{260 \cdot 13,5}{(258 - 2 \cdot 13,5) \cdot 9} = 1,69;$$

$$m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{2,09 \cdot 93,19}{907} = 0,21;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26,88 \cdot 10^2}{1284,9} = 2,09 \text{ см};$$

$$\eta = (1,90 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \quad \bar{\lambda}_x = (1,90 - 0,1 \cdot 0,21) - 0,02(5 - 0,21) \cdot 2,01 = 1,06;$$

$$\alpha = \frac{1284,9}{0,447 \cdot 93,19 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,96 < 1.$$

Так как коэффициент  $\alpha < 1$ , то устойчивость стержня колонны обеспечена в плоскости рамы.

Предельная гибкость колонны определяется по формуле

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha, \quad (2.4.5)$$

где  $\alpha$  – то же, что и в формуле (2.4.4).

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot 0,96 = 122,4;$$

Фактическая гибкость  $\lambda_x = 102,59 < [\lambda] = 122,4$ .

Проверяем устойчивость стержня колонны в плоскости рамы [17, п 9.2.2]

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} < R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.4.6)$$

где  $N$  – усилие, действующие на колонну;  
 $\varphi_e$  – то же, что и в формуле (2.4.4);  
 $A$  – площадь сечения колонны;  
 $R_y$  – то же, что и в формуле (2.4.3);  
 $\gamma_c$  – коэффициент надежности по нагрузке.

$$\frac{1284,9}{0,447 \cdot 93,19} = 308,5 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 320 \text{ Н/мм}^2.$$

Условие выполняется, устойчивость обеспечена.

Проверяем устойчивость стержня колонны в плоскости действия момента [17, п. 9.2.4].

Гибкость стержня из плоскости рамы определяется по формуле

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y}, \quad (2.4.7)$$

где  $l_{ef,y}$  – расчетная длина колонны из плоскости рамы;  
 $i_y$  – момент инерции сечения относительно оси у-у.

$$\lambda_y = \frac{11,02 \cdot 10^2}{6,52} = 169,02.$$

Условная гибкость стержня из плоскости рамы определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \sqrt{\frac{R_y}{E}} < 3,14; \quad (2.4.8)$$

где  $\lambda$  – то же, что и в формуле (2.4.7);  
 $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;  
 $E$  – модуль упругости;  
3,14 – условная гибкость по [17].

$$\bar{\lambda}_y = 169,02 \cdot \sqrt{\frac{320}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,23 > 3,14.$$

Максимальный момент в средней трети стержня колонны определяется по формуле

$$M_x = \frac{2}{3} \cdot M, \quad (2.4.8)$$

где  $M$  – расчетный момент.

$$M_x = \frac{2}{3} \cdot 26,88 = 17,92 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Относительный эксцентриситет определяется по формуле

$$m = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x}, \quad (2.4.9)$$

где  $M_x$  – то же, что и в формуле (2.4.8);  
 $A$  – то же, что и в формуле (2.4.6);  
 $N$  – то же, что и в формуле (2.4.6);  
 $W_x$  – момент сопротивления сечения.

$$m = \frac{17,92 \cdot 10^2 \cdot 93,19}{1284,9 \cdot 907} = 0,14 < 5.$$

Коэффициент  $c$ , учитывающий влияние моментов на потерю устойчивости стержня колонны из плоскости рамы, при  $m_x \leq 5$  определяется по формуле 112 [17].

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x) \leq 1, \quad (2.4.10)$$

где  $\beta$  – коэффициент, определяемый по [17, таблица 21];  
 $\alpha$  – коэффициент, определяемый по [17, таблица 21].  
Т.к. ,то  $\beta = 1$ , а  $\alpha = 0,7$

$$c = 1 / (1 + 0,7 \cdot 0,14) = 0,91.$$

Напряжение в стержне колонны должно отвечать условию

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_e \cdot A} = \frac{1284,9 \cdot 10}{0,91 \cdot 0,596 \cdot 93,19} < R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.4.11)$$

где  $N$  – то же, что и в формуле (2.4.6);  
 $c$  – то же, что и в формуле (2.4.10);  
 $A$  – то же, что и в формуле (2.4.6);  
 $\varphi_e$  – коэффициент [19, приложение И, таблицы И.1, И.2];  
 $R_y$  – то же, что и в формуле (2.4.7);  
 $\gamma_c$  – то же, что и в формуле (2.4.6).

$$\sigma = \frac{1284,9 \cdot 10}{0,91 \cdot 0,596 \cdot 93,19} = 254,22 < 320 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Устойчивость колонны по оси 7/В из плоскости рамы обеспечена.

## 2.4.2 Расчет и конструирование базы колонны

Определение размеров опорной плиты в плане.

Конструктивно назначаем ширину опорной плиты

$$B = b_f + 2t_{tr} + 2c, \quad (2.4.12)$$

где  $b_f$  – ширина полки колонны;  
 $t_{tr}$  – толщина траверсы;  
 $c$  – вылет консоли плиты.

$$B = 260 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 65 = 410 \text{ мм},$$

Длина плиты определяется по формуле

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\frac{N^2}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \frac{6M}{B \cdot R_{b,loc}}}, \quad (2.4.13)$$

где  $N$  – то же что и в формуле (2.4.6);  
 $M$  – то же, что и в формуле (2.4.8);  
 $B$  – то же, что и в формуле (2.4.12).  
Здесь для бетона В15  $R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2$  [22, таб. И.3],  
 $R_{b,loc} = \psi_b \cdot R_b = 1,4 \cdot 0,85 = 1,19 \text{ кН/см}^2$

$$L = \frac{1284,9}{2 \cdot 45 \cdot 1,19} + \sqrt{\left(\frac{1284,9}{2 \cdot 45 \cdot 1,19}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 26,88 \cdot 10^2}{45 \cdot 1,19}\right)^2} = 33 \text{ см}$$

Принимаем опорную плиту размером 450x510, размеры верхнего обреза фундамента 650x970, так как  $\psi_b = \sqrt[3]{A_f/A_{pl}}$  или  $1,4^3 = A_f/(45 \times 51)$ . Требуемая площадь  $A_f = 6297,48 \text{ см}^2$ .

Определение толщины опорной плиты.

Краевые напряжения в бетоне фундамента под опорной плитой определяются по формуле

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B \cdot L} \pm \frac{6M}{B \cdot L^2}, \quad (2.4.14)$$

где  $N$  – то же что и в формуле (2.4.6);  
 $M$  – то же, что и в формуле (2.4.8);  
 $B$  – то же, что и в формуле (2.4.12);  
 $L$  – то же, что и в формуле (2.4.13).

$$\sigma_{max} = \frac{-1284,9 \cdot 10}{45 \cdot 51} - \frac{6 \cdot 26,88 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 51^2} = -5,59 - 1,38 = -6,97 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-1284,9 \cdot 10}{45 \cdot 51} + \frac{6 \cdot 26,88 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 51^2} - 5,59 + 1,38 = -4,21 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Напряжения на участках эпюры сжатия определяются по формулам

$$\sigma_1 = 4,21 + (6,97 - 4,21) \cdot (51 - 10,7) / 51 = 6,39 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

$$\sigma_2 = 4,21 + (6,97 - 4,21) \cdot (51 - 10,7 - 1,35) / 51 = 6,31 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Определим изгибающие моменты на расчетных участках плиты определяется по формуле

– участок 1

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} c^2}{2}, \quad (2.4.15)$$

где  $\sigma_{\max}$  – то же, что и в формуле (2.4.14);  
 $c$  – то же, что и в формуле (2.4.12).

$$M_1 = \frac{6,97 \cdot 10^{-1} \cdot 6,5^2}{2} = 14,72 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

– участок 2 (плита, опертая на 3 стороны); отношение закрепленной стороны плиты к свободной при отсутствии ребра  $77/300 = 0,26 < 0,5$ , а потому момент определяем как для консольного участка с вылетом консоли 81,5 мм, в противном случае по [17, формула 6.102];

$$M_2 = \frac{\sigma_{\max} c^2}{2}, \quad (2.4.15)$$

где  $\sigma_{\max}$  – то же, что и в формуле (2.4.14);  
 $c$  – длина свеса на 2 участке.

$$M_2 = \frac{6,97 \cdot 10^{-1} \cdot 10,7^2}{2} = 39,73 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

– участок 3 (плита, опертая на 4 стороны); отношение длинной стороны к более короткой  $b/a = 258/125,5 = 2,06$ .

Момент определяем по формуле

$$M_3 = \alpha_1 \cdot \sigma_f \cdot a^2, \quad (2.4.16)$$

где  $\alpha_1$  – коэффициент, принимаемый по [19, таблица И.4];  
 $\sigma_f$  – максимальное напряжение на рассчитываемом участке плиты;

а – короткая сторона участка.

Принимаем  $\sigma_f = 6,42 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$ ;  $a = 125,5 \text{ мм}$ ;  $\alpha_1 = 0,096$ .

$$M_3 = 0,096 \cdot 4,21 \cdot 10^{-1} \cdot 12,55^2 = 63,66 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Так как момент на участке 2 в несколько раз отличается от моментов на участках

1 и 3 и требует значительной толщины опорной плиты, можно изменить размеры этого участка с помощью ребра толщиной 10 мм; при этом отношении закреплённой стороны к свободной  $77/145 = 0,53$ ;

$$M_2 = \alpha_2 \cdot \sigma_{\max} \cdot d_1^2, \quad (2.4.17)$$

где  $\alpha_2$  – коэффициент, принимаемый по [19, таблица И.4];

$\sigma_{\max}$  – максимальное напряжение на рассчитываемом участке плиты;

$d_1^2$  – длина свободной стороны участка, которая определяется, как  $300/2 - 10/2 = 125 \text{ мм}$ .

$$M_2 = 0,093 \cdot 6,97 \cdot 10^{-1} \cdot 12,5^2 = 14,1 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

Толщину опорной плиты находим по максимальному моменту  $M_3$

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (2.4.18)$$

где  $M_{\max}$  – максимальный момент на участке;

$R_y$  – то же что и в формуле (2.4.7);

$\gamma_c$  – то же что и в формуле (2.4.6).

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot 14,72}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1,2}} = 1,52 \text{ см}$$

Принимаем толщину опорной плиты 20 мм (сталь ГОСТ 19903-74\*).

Расчет траверсы.

Назначаем высоту траверсы  $h_{tr} = 300 \text{ мм}$  и проверяем ее прочность на изгиб и срез.

Нормальные напряжения должны удовлетворять условию

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_{tr}}{W_{tr}} = < R_y \cdot \gamma_c; \quad (2.4.19)$$

где  $M_{\max}$  – момент траверсы;

$R_y$  – то же, что и в формуле (2.4.7);  
 $\gamma_c$  – то же, что и в формуле (2.4.6).

$$M_{tr} = Q_{tr} \cdot y_0, \quad (2.4.20)$$

где  $y_0$  – расстояние от центра тяжести эпюры напряжений под консолью базы до сечения 2-2;

$Q_{tr}$  – нагрузка от траверсы.

$$Q_{tr} = 0,5 \cdot B \cdot b_1 \cdot (\sigma_{max} + \sigma_1) \cdot 0,5, \quad (2.4.21)$$

где  $B$  – длина траверсы;  
 $b_1$  – длина свободной стороны;  
 $\sigma_1$  – то же, что и в формуле (2.4.14).

$$Q_{tr} = 0,5 \cdot 45 \cdot 10,7 \cdot (6,97 + 6,39) \cdot 0,5 \cdot 10^{-1} = 160,82 \text{ кН.}$$

Расстояние от центра тяжести эпюры напряжений под консолью базы до сечения 2-2 определяется по формуле

$$y_0 = \frac{b_1 \cdot (\sigma_1 + 2\sigma_{max})}{3 \cdot (\sigma_1 + \sigma_{max})}, \quad (2.4.22)$$

где  $b_1$  – то же, что и в формуле (2.4.20);  
 $\sigma_1$  – то же, что и в формуле (2.4.20).

$$y_0 = \frac{10,7 \cdot (6,39 + 2 \cdot 6,97)}{3 \cdot (6,39 + 6,97)} = 5,43 \text{ см.}$$

$$M_{tr} = 160,82 \cdot 5,43 = 873,25 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$\sigma = \frac{6 \cdot 873,25 \cdot 10}{1 \cdot 30^2} = 58,22 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 320 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Касательные напряжения должны удовлетворят условию

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q_{tr}}{A_{tr}} = < R_s \cdot \gamma_c; \quad (2.4.23)$$

где  $Q_{tr}$  – то же, что и в формуле (2.4.20);  
 $A_{tr}$  – высота траверсы;  
 $R_s$  – расчетное сопротивление сдвигу;  
 $\gamma_c$  – то же, что и в формуле (2.4.6).

$$\tau = \frac{1,5 \cdot 160,82 \cdot 10}{1 \cdot 30} = 80,41 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 0,58 \cdot 240 \cdot 1 = 136,45 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Катет швов, крепящих траверсу к полкам колонны принимаем  $k_f = 4$  [19, таблица Г.4];

$$\text{При } \frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 211,5} = 0,87 < 1;$$

расчет ведем по металлу шва;  $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2$ .

Прочность металла шва проверяем по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{M_{tr}}{W_{wf}}\right)^2 + \left(\frac{Q_{tr}}{A_{wf}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{873,25 \cdot 10}{100,92}\right)^2 + \left(\frac{160,82 \cdot 10}{20,88}\right)^2} = 115,84 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_{wf} \cdot y_c = 215 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$$\text{Здесь } W_{wf} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,4 \cdot 29^2}{6} = 100,92 \text{ см}^2;$$

$$A_f = \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 0,9 \cdot 0,4 \cdot 29 = 20,88 \text{ см}^2.$$

Прочность траверсы и прочность сварных швов, крепящих траверсу к полкам колонны обеспечена.

Торец колонны (после приварки траверс) и плиту фрезеруем. В этом случае швы приварки к плите принимаем конструктивно минимальной толщины. Для уменьшения типоразмеров сварных швов, катет всех швов, крепящих стержень колонны к элементам базы, принимаем равным 4 мм.

Расчет анкерных болтов.

Для расчета анкерных болтов в нижнем сечении колонны составляют дополнительную комбинацию усилий, способных создать растяжение в фундаментных болтах. Если постоянная нагрузка разгружает анкерные болты, то ее следует принимать с коэффициентом 0,9

Берем анкерную комбинацию усилий согласно статическому расчету.

$$N_{\min} = \frac{-83,7 \cdot 0,9}{1,1} = -68,48 \text{ кН}; M_s = 33,66 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем крайние напряжения в бетоне фундамента при анкерной комбинации усилий и строим эпюру их распределения по формулам

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\min}}{B \cdot L} + \frac{6M}{B \cdot L^2} = \frac{-68,48 \cdot 10}{45 \cdot 45} + \frac{6 \cdot 33,66 \cdot 10 \cdot 10^2}{45 \cdot 45^2} = -0,34 - 2,22 = -2,56 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$$\sigma_{\min} = -0,34 + 2,22 = 1,88 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Положение нулевой точки определяется по формуле

$$x = \frac{\sigma_{min} \cdot L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}; \quad (2.4.24)$$

где  $\sigma_{min}$  – минимальное напряжение

$$x = \frac{1,88 \cdot 45}{1,88 + 2,56} = 19,05 \text{ см.}$$

Растягивающее усилие в анкерных болтах определяются по формуле

$$Z = \frac{M_s - N_{min} \cdot a}{y} = \frac{33,66 \cdot 10^2 - 66,48 \cdot 12,8}{42,3} = 59,5 \text{ кН,}$$

где  $a = 128$  мм – расстояние от центра тяжести эпюры сжатой зоны до геометрической оси колонны;

$y = 423$  мм – расстояние от оси анкерных болтов до центра тяжести сжатой зоны эпюры напряжений.

Требуемая площадь сечения нетто одного анкерного болта определяется по формуле

$$A_{bn} = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}} = \frac{59,5}{2 \cdot 185 \cdot 10^{-1}} = 1,61 \text{ см}^2.$$

Здесь  $R_{ba} = 185 \text{ Н/мм}^2$  – расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов из стали марки ВСт3 кп2 [19, приложение И, таблица И.5];  $n = 2$  – количество анкерных болтов в растянутой зоне.

Принимаем болты диаметром 36 мм [19, приложение Г, таблица Г.9]; тип болтов 1 по [19, приложение И, таблица И.6].

### 3 Проектирование фундаментов

#### 3.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Сведения о природных условиях площадки строительства сведены в таблицу 3.1, физико-механические характеристики грунтов приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.1 – Природные условия площадки строительства

Данные	Единицы измерения	Значение
Строительно-климатическая зона		IV
Нормативная ветровая нагрузка (III ветровой район)	кгс/м <sup>2</sup>	38
Расчетная снеговая нагрузка (III район)	кгс/м <sup>2</sup>	180,0
Температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92	°С	минус 40
Краткая характеристика грунтов оснований под сооружениями	Инженерно-геологические элементы: - суглинок твёрдый; - песок мелкий.	
Нормативная глубина сезонного промерзания грунтов	м	2,5
Степень агрессивности воды по отношению к бетону W4	слабоагрессивные	
Сейсмичность района	Баллов	6
Просадочность грунтов	тип	-
Пучинистость грунтов	тип	-
Подрабатываемые территории		нет
Вечномерзлые грунты		нет

Требуется запроектировать фундамент для сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске.

За относительную отметку 0,000 принят уровень чистого пола 1-ого этажа офисных помещений.

Таблица 3.2 – Физико-механические характеристики грунтов

Наименование	h, м	W, д.е	e, д.е.	Плотность, т/м <sup>3</sup>			$\gamma(\gamma_{sb})$ т/м <sup>3</sup>	S <sub>r</sub>	I <sub>L</sub>	Расчетные характеристики			R <sub>o</sub> , КПа
				$\rho$	$\rho_s$	$\rho_d$				$\varphi$ , град	C <sub>II</sub> , кПа	E, МПа	
1.Суглинок твердый	19,0	0,15	0,82	1,7	2,7	1,48	17	0,49	△0	22,3	22,9	11,9	233
2.Песок мелкий	6,0	0,25	0,59	1,9	2,66	1,28	19	0,62	-	34,4	43,2	34,0	400

## 3.2 Выбор варианта фундамента

Согласно заданию по дипломному проектированию сравним два варианта фундаментов под здание:

- свайные фундаменты из забивных свай согласно [26] ;
- свайные фундаменты из буронабивных свай согласно [27].

### 3.2.1 Проектирование свайного фундамента из забивных свай

#### 3.2.1.1 Выбор высоты ростверка и длины свай

Принимаем ростверк высотой 1,500 м, отметка низа ростверка – 1,650 м, отметку головы свай принимаем на 50 мм выше подошвы ростверка: – 1,600м. В качестве несущего слоя выбираем суглинок твердый. Заглубление свай в грунт основания должно быть не менее 0,5 м. Принимаю длину свай 9 метров С90.30, отметка нижнего конца составит – 10,350 м.

По характеру работы в грунте свай-стойки, так как опираются на малосжимаемый грунт. Следовательно, они работают за счет сопротивления грунта под нижним концом свай. Несущая способность свай-стоек определяется по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.1)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы свай в грунте, равный 1,0;

$R$  - расчетное сопротивление грунта под нижним концом свай;

$A$  – площадь поперечного сечения свай, м<sup>2</sup>;

$\gamma_{cR}$  - коэффициент условий работы грунта под нижним концом свай, принимаемый для свай сплошного сечения, погружаемых забивкой, равным 1,0;

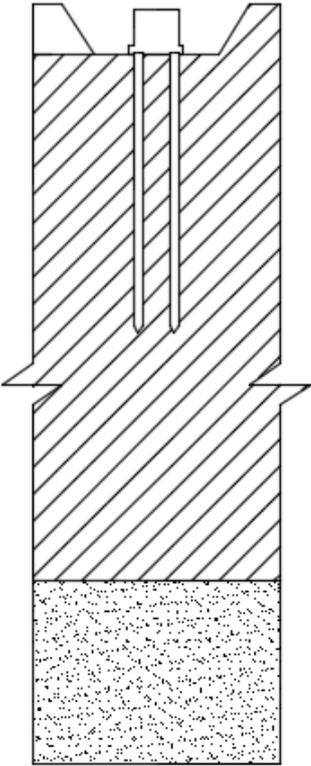
$\gamma_{cf}$  – коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности свай, принимаем для свай, погружаемых забивкой и без лидерных скважин, равным 1,0;

$u$  – периметр сечения сваи;

$f_i \cdot h_i$  – по данным таблицы 3.3.

Данные для расчета несущей способности сваи представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Данные для расчета несущей способности сваи

Эскиз	Толщина слоя, м	Расстояние от поверхности до середины слоя	$f_i$ , кПа	$f_i \cdot h_i$ , кН
	0,7	1,85	35,59	24,91
	1	3,2	48,1	48,1
	1	4,2	53,3	53,3
	1	5,2	58,2	58,2
	1	6,2	60,4	60,4
	1	7,2	62,03	62,03
	1	8,2	63,2	63,2
	1	9,2	63,8	63,8
	1	10,2	55,03	55,03
				$\Sigma 494,65$

Принимаем значения:  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_{CR} = 1$ ;  $R = 10508,4$  кПа;  $A = 0,09$  м<sup>2</sup>;  $u = 1,2$  м;  $\gamma_{cf} = 1$ ;  $f_i \cdot h_i = 425,77$ .

Подставляем в формулу (3.1), получаем

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 10508,4 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 425,77 = 1456,68 \text{ кН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю определяется по формуле

$$N_{св} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.2)$$

где  $F_d$  – то же, что и в формуле (3.1);

$\gamma_k$  – коэффициент надёжности по нагрузке, зависящий от способа определения несущей способности сваи.

Принимаем значения:  $F_d = 1456,68$  кН;  $\gamma_k = 1,4$ .

Подставляем в формулу (3.2), получаем

$$N_{\text{св}} = \frac{1456,68}{1,4} = 1040,49 \text{ кН.}$$

Полученное значение больше принимаемого в практике проектирования и строительства, поэтому ограничиваем допускаемую нагрузку на сваю, в связи с неоднородностью площадки, принимая ее  $60,0 \text{ т} = 600 \text{ кН}$ .

### 3.2.1.2 Определение количества свай и размещение их в фундаменте. Конструирование ростверка

Количество свай в фундаменте определяется по формуле

$$n = \frac{N_I}{\frac{F_d}{\gamma_k} - A \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{ср}}}, \quad (3.3)$$

где  $N_I$  – максимальная расчетная вертикальная нагрузка, действующая на обресе ростверка;

$\frac{F_d}{\gamma_k}$  – то же, что и в формуле (3.2);

$A$  – площадь поперечного сечения сваи,  $\text{м}^2$ ;

$d_p$  – глубина заложения ростверка;

$\gamma_{\text{ср}}$  – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его обресах.

Принимаем значения:  $N_I = 1284,9 \text{ кН}$ ;  $\frac{F_d}{\gamma_k} = 600 \text{ кН}$ ;  $A = 0,09 \text{ м}^2$ ;  $d_p = 1,65 \text{ м}$ ;  $\gamma_{\text{ср}} = 2$ .

Подставляем в формулу (3.3), получаем

$$n = \frac{1284,9}{600 - 0,9 \cdot 1,65 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,05} = 3,73 \text{ сваи} - \text{принимаем } 4 \text{ сваи.}$$

Схема расположения свай в ростверке представлена на рисунке 3.1.

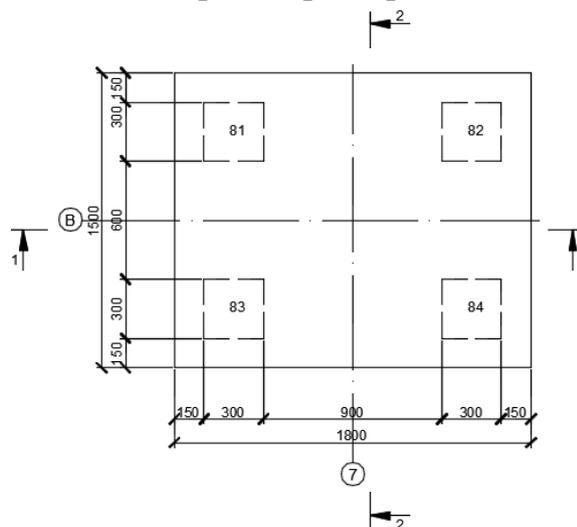


Рисунок 3.1 – Схема расположения свай

### 3.2.1.3 Приведение нагрузок к подошве фундамента

Нагрузка от ростверка определяется по формуле

$$N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_6, \quad (3.4)$$

где  $d_p$  – высота ростверка;

$b_p$  – ширина ростверка;

$l_p$  – длина ростверка;

$\gamma_6$  – коэффициент учитывающий бетон.

Принимаем значения:  $d_p = 1,65$  м;  $b_p = 1,5$  м;  $l_p = 1,8$  м;  $\gamma_6 = 24$ .

Подставляем в формулу (3.4), получаем

$$N_p = 1,1 \cdot 1,65 \cdot 1,8 \cdot 1,5 \cdot 24 = 117,61 \text{ кН.}$$

I комбинация нагрузок

Продольная сила для I комбинации нагрузок определяется по формуле

$$N^I = (N_{\max}^I + N_p^I) \cdot \gamma_f, \quad (3.5)$$

где  $N_{\max}^I$  – максимальная продольная сила, принятая согласно статическому расчету;

$N_p^I$  – то же, что и в формуле (3.4);

$\gamma_f$  – коэффициент надёжности по нагрузке.

Принимаем значения:  $N_{\max}^I = 1284,9$  кН;  $N_p^I = 117,61$  кН;  $\gamma_f = 1,1$ .

Подставляем в формулу (3.5), получаем

$$N^I = (1284,9 + 117,61) \cdot 1,1 = 1542,76 \text{ кН.}$$

Поперечная сила для I комбинации нагрузок определяется по формуле

$$H^I = H^I \cdot \gamma_f, \quad (3.6)$$

где  $H^I$  – поперечная сила, принятая согласно статическому расчету;

$\gamma_f$  – коэффициент надёжности по нагрузке.

Принимаем значения:  $H^I = 19,52$  кН;  $\gamma_f = 1,15$ .

Подставляем в формулу (3.6), получаем

$$H^I = 19,52 \cdot 1,15 = 22,45 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент I комбинации нагрузок определяется по формуле

$$M^I = M^I \cdot \gamma_f + H^I \cdot d_p, \quad (3.7)$$

где  $M^I$  – изгибающий момент, принятый согласно статическому расчету;

$\gamma_f$  – то же, что и в формуле (3.6);

$H^I$  – то же, что и в формуле (3.6);

$d_p$  – то же, что и в формуле (3.4).

Принимаем значения:  $M^I = 26,88$  кНм;  $\gamma_f = 1,15$ ;  $H^I = 22,45$  кН;  $d_p = 1,5$  м.

Подставляем в формулу (3.7), получаем

$$M^I = 26,88 \cdot 1,15 + 22,45 \cdot 1,5 = 64,59 \text{ кН.}$$

### 3.2.1.4 Определение нагрузок сваю и проверка несущей способности

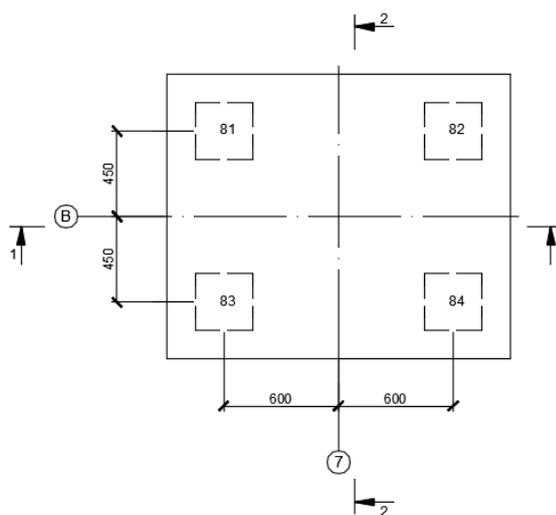


Рисунок 3.2 – План свайного куста

Нагрузку на сваю определяем по формуле

$$N_{\text{св}} = \frac{N}{n} \mp \frac{M \cdot y}{\sum y_i^2}, \quad (3.8)$$

где  $y$  – расстояние от оси свайного куста до оси сваи, в которой определяется усилие, м;

$y_i$  – расстояние от оси куста до оси каждой сваи, м;

$N$  – то же, что и в формуле (3. 5);

$M$  – то же, что и в формуле (3.7);

$n$  – то же, что и в формуле (3. 3).

Принимаем значения:  $N = 1542,76$  кН;  $M = 64,59$  кНм;  $n = 4$ ;  $y = 0,6$  м;  $y_i = 0,6$ .

Подставляем в формулу (3.8), получаем

$$N_{\text{св}}^{1,3} = \frac{1542,76}{4} - \frac{64,59 \cdot 0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 323,72 \text{ кН;}$$

$$N_{св}^{2,4} = \frac{1542,76}{4} + \frac{64,59 \cdot 0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 377,54 \text{ кН.}$$

$$N_{св}^{2,4} = 377,54 \text{ кН} \leq 600 \text{ кН.}$$

### 3.2.1.5 Расчет свай на горизонтальную нагрузку

Коэффициент  $K=18000 \text{ кН/м}^4$  (для суглинка твердого). Единичное перемещение от  $Q_{св}=1 \text{ кН}$   $\varepsilon_H=0,25 \text{ мм}$ .

Общее горизонтальное перемещение  $U_p=19,52 \cdot 0,25= 4,88 \text{ мм}$ .

Значение  $U_p < U_U = 10 \text{ мм}$ , поэтому принимаем свободное опирание ростверка на сваи.

При свободном опирании ростверка на сваи единичный момент в сопряжении  $M_H=1,15 \text{ кН}$ , а общий  $M_{св}=1,15 \cdot 19,52=22,42 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Таблица 3.4 – Расчетные нагрузки на сваи

Комбинация	№ сваи	Нагрузки, кН	
		$N_{св}$	$Q_{св}$
I	1,3	323,72	19,52
	2,4	377,54	

Для сваи длиной 9 м типовая продольная арматура  $4\phi 12A240$  при классе бетона В26. При значении  $N_{св}= 377,54 \text{ кН}$  и  $M_{св}=26,88 \text{ кН}\cdot\text{м}$  прочность такой сваи достаточна.

### 3.2.1.6 Расчет ростверка на продавливание колонной

Размеры подколонника в плане составляют  $1200 \times 1500 \text{ мм}$ . Учитывая, что размеры ростверка в плане  $1,8 \times 1,5 \text{ м}$ , назначаем 1 ступень. 1 ступень – высота  $300 \text{ мм}$ , вылет ступени с одной стороны составит  $150 \text{ мм}$ .

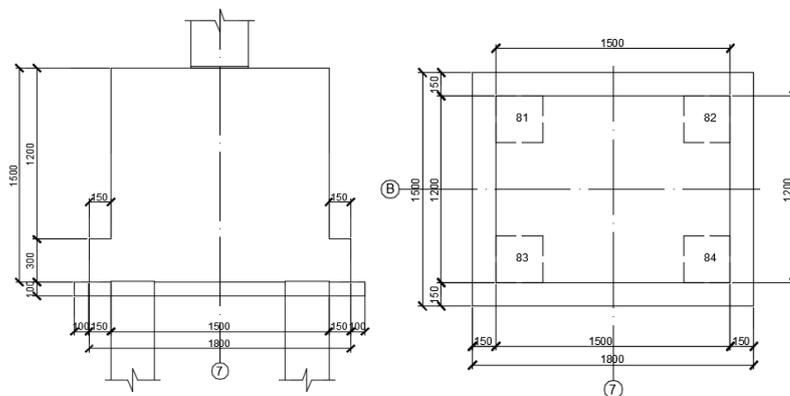


Рисунок 3.3 – Размеры ростверка в плане

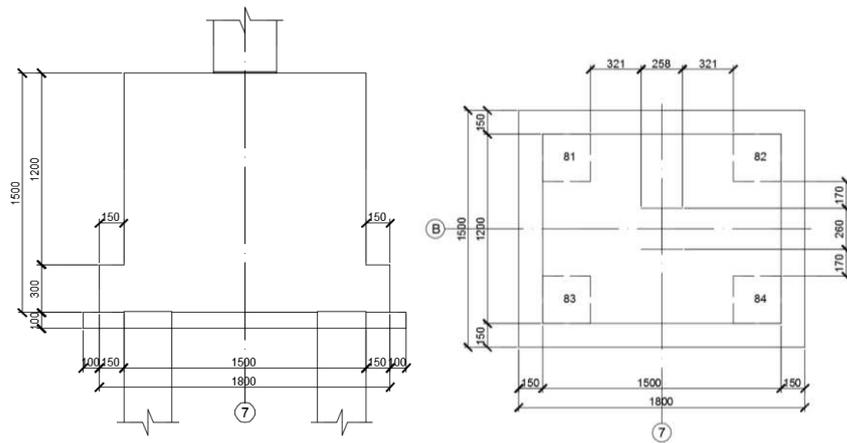


Рисунок 3.4 – Схема работы ростверка на продавливание колонной

Проверка производится из условия

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \cdot \left( \frac{h_{op}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right) \quad (3.9)$$

Продавливающая сила  $F$  определяется как удвоенная сумма усилий в сваях с наиболее нагруженной стороны ростверка.  $F = 2 \cdot (N^1 + N^2)$ .

Усилия в сваях:

$$N_{CB}^{1,3} = \frac{1542,76}{4} - \frac{64,59 \cdot 0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 323,72 \text{ кН};$$

$$N_{CB}^{2,4} = \frac{1542,76}{4} + \frac{64,59 \cdot 0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 377,54 \text{ кН}.$$

$$\text{Тогда: } F = 2 \cdot (323,72 + 377,54) = 1402,52 \text{ кН}$$

Класс бетона ростверка принимаем В20 с  $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$ ;  $h_{op} = 0,55 \text{ м}$ .

Значения коэффициента  $\alpha$ , учитывающий частичную передачу продольной силы  $N$ , определяется по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} \quad (3.10)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению

Принимаем значения:  $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$ ;  $A_c = (0,26 + 0,258)$ ;  $N_k = 1284,9 \text{ кН}$ .

Подставляем в формулу (3.10), получаем

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot 900 \cdot 2 \cdot (0,26 + 0,258)}{1284,9} = 0,71.$$

Принимаем значения  $\alpha = 0,71$ ;  $c_1 = 0,321 \text{ м}$ ;  $c_2 = 0,170 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (3.9), получаем

$$1402,52 \leq \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,25}{0,71} \cdot \left[ \frac{0,25}{0,321} \cdot (0,26 + 0,170) + \frac{0,25}{0,170} \cdot (0,258 + 0,321) \right] = 1751,92 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

### 3.2.1.7 Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

Проверка не производится, так как угловая свая заходит за обе грани подколонника более чем на 50мм [23].

### 3.2.1.8 Расчет ростверка на изгиб

Моменты в сечениях определяем по формуле

$$M_{1-1} = N_{\text{св}} \cdot y, \quad (3.11)$$

где  $N_{\text{св}}$  – нагрузка, действующая на сваю;

$y$  – расстояние от центральной оси сваи до сечения.

Принимаем значения:  $N_{\text{св}} = 377,54 \text{ кН}$ ;  $y = 0,25 \text{ м}$ .

Подставляем в формулу (3.11), получаем:

$$M_{1-1} = 2 \cdot 377,54 \cdot 0,25 = 188,77 \text{ кНм.}$$

Таблица 3.5 – Результаты расчета ростверка на изгиб

Сечение	Момент, кНм	$\alpha_m$	$\xi$	$h_{\text{ор}}$	$A_s, \text{см}^2$
1-1	188,77	0,0045	0,995	1,45	2,92

Площадь рабочей арматуры определяется по формуле

$$A_s = \frac{M}{\xi \cdot h_0 \cdot R_s}, \quad (3.12)$$

где  $h_0$  – рабочая высота сечения, определяемая как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры, равное 365000кПа;

$\xi$  – коэффициент, зависящий от величины  $\alpha_m$ .

Коэффициент  $\alpha_m$  определяется по формуле

$$\alpha_m = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b}, \quad (3.13)$$

где  $b$  – ширина сжатой зоны сечения, равная 1,8 м;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, для бетона марки В20 оно равно 9,0МПа.

По сортаменту подбираем арматуру для компоновки сварной сетки С-1 по одной стороне – 6Ø12 А400 с  $A_s=9,05 \text{ см}^2$  масса 0,888 кг/м, и по другой стороне – 8Ø8 А400 с  $A_s=3,02 \text{ см}^2$  масса 0,395 кг/м. Длины стержней принимаем соответственно 1700 мм и 1400 мм.

Подколонник армируем одной сеткой С-2, принимая рабочую (продольную) арматуру конструктивно ø12 А400 с шагом 200 мм. Длина рабочих стержней 1400 мм, количество в сетке – 7. Длина поперечной арматуры 1200 мм, количество в сетке – 2.

### 3.2.1.9 Определение объемов и стоимости работ

Объемы и стоимости работ представлены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Объемы и стоимости работ для устройства фундамента из забивных свай

Номер расценок	Наименование работ	Ед. изм.	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел.-ч.	
				Ед. изм.	Всего	Ед. изм.	Всего
1-168	Разработка грунта Згр.	1000 м <sup>3</sup>	0,0175	112	1,96	10,2	0,179
	Стоимость свай	пог. м.	36	7,48	269,28	-	-
5-10	Забивка свай в грунт	м <sup>3</sup>	3,24	18,5	59,94	3,51	11,37
5-31	Срубка голов свай	шт.	4	1,19	4,76	0,96	3,84

### 3.2.2 Проектирование свайного фундамента из буронабивных свай

#### 3.2.2.1 Выбор высоты ростверка и длины свай

Принимаем ростверк высотой 1,500 м, отметка низа ростверка – 1,650 м, отметку головы свай принимаем на 50 мм выше подошвы ростверка: – 1,600 м. В качестве несущего слоя выбираем суглинок твердый. Заглубление свай в грунт основания должно быть не менее 0,5 м. Принимаю длину свай 9 м диаметром 320 мм, отметка нижнего конца составит – 10,350 м.

#### 3.2.2.2 Определение несущей способности свай

Несущую способность  $F_d$  кН, набивной и буровой свай, работающих на вдавливающую нагрузку, следует определять по формуле (3.1) и согласно таблицы 3.3.

Несущая способность свай определяется по формуле (3.1).

Принимаем значения:  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_{cR} = 1$ ;  $R = 1385$  кПа;  $A = 1,05$  м<sup>2</sup>;  $\gamma_{cf} = 0,7$ ;  
 $f_i \cdot h_i = 452,77$ .

Подставляем в формулу (3.1), получаем

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1385 \cdot 1,05 + 0,7 \cdot 425,77) = 1662,88 \text{ кН.}$$

Допускаемая нагрузка на сваю определяется по формуле (3.2).

Принимаем значения:  $F_d = 1662,88$  кН;  $\gamma_k = 1,4$ .

Подставляем в формулу (3.2), получаем

$$N_{св} = \frac{1662,88}{1,4} = 1187,77 \text{ кН.}$$

Полученное значение больше принимаемого в практике проектирования и строительства, поэтому ограничиваем допускаемую нагрузку на сваю, в связи с неоднородностью площадки, принимая ее  $60,0$  т =  $600$  кН.

### 3.2.2.3 Определение числа свай и размещение их в фундаменте. Конструирование ростверка

Количество свай в фундаменте определяется по формуле (3.3).

Принимаем значения:  $N_I = 1284,9$  кН;  $\frac{F_d}{\gamma_k} = 600$  кН;  $d_p = 1,65$  м;  $\gamma_{ср} = 2$ .

Подставляем в формулу (3.3), получаем

$$n = \frac{1284,9}{600 - 0,32 \cdot 1,65 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,05} = 3,73 \text{ сваи.}$$

Принимаем 4 сваи.

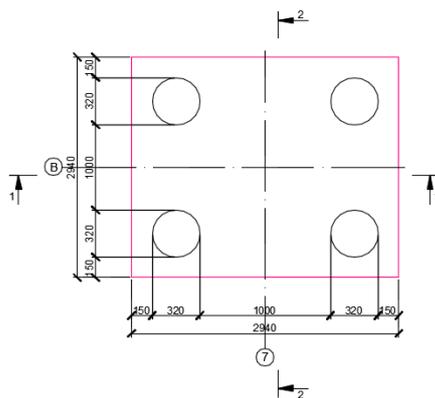


Рисунок 3.5 – Схема расположения свай в кусте

### 3.2.2.4 Определение нагрузок сваю и проверка несущей способности

Нагрузку на сваю определяем по формуле (3.8)

Принимаем значения:  $N = 1284,9$  кН;  $M = 64,59$  кНм;  $n = 3$ ;  $y = 0,5$  м;  $y_i = 0,5$ .

Подставляем в формулу (3.8), получаем

$$N_{CB}^1 = \frac{1284,9}{3} - \frac{64,59 \cdot 0,5}{0,5^2} = 299,12 \text{ кН};$$

$$N_{CB}^{2,3} = \frac{1542,76}{3} + \frac{64,59 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,5^2} = 363,71 \text{ кН}.$$

$$N_{CB}^{2,3} = 363,71 \leq 600 \text{ кН}.$$

### 3.2.2.5 Расчет ростверка на продавливание колонной

Размеры подколонника в плане составляют 1200x1500 мм. Учитывая, что размеры ростверка в плане 1,94x1,94 м, назначаем 1 ступень. 1 ступень – высота 300 мм, вылет ступени составит с одной стороны 220 мм, с другой – 370 мм.

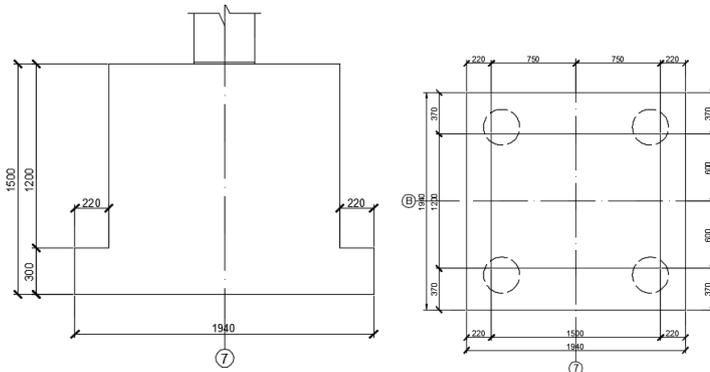


Рисунок 3.6 – Размеры ростверка в плане

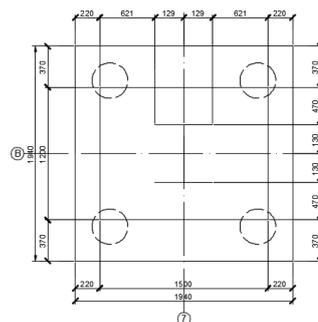


Рисунок 3.7– Схема работы ростверка на продавливание колонной

Проверка производится из условия (3.9), где усилия в сваях определяется по формуле (3.8).

Принимаем значения  $\alpha=0,85$ ;  $c_1=0,470$ м;  $c_2= 0,621$ м.

Подставляем в формулу (3.9), получаем

$$1026,54 \leq \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,25}{0,85} \cdot \left[ \frac{0,25}{0,621} \cdot (0,26 + 0,470) + \frac{0,25}{0,470} \cdot (0,258 + 0,621) \right] = 1403,11 \text{ кН}.$$

### 3.2.2.6 Расчет ростверка на продавливание угловой сваей

Проверка не производится, так как угловая свая заходит за обе грани подколонника более чем на 50мм.

### 3.2.1.7 Расчет ростверка на изгиб

Моменты в сечениях определяем по формуле (3.11)

Принимаем значения:  $N_{св} = 363,71$  кН;  $y = 0,25$  м.

Подставляем в формулу (3.11), получаем:

$$M_{1-1} = 2 \cdot 363,71 \cdot 0,25 = 181,86 \text{ кНм.}$$

Таблица 3.7 – Результаты расчета ростверка на изгиб

Сечение	Момент, кНм	$\alpha_m$	$\xi$	$h_{op}$	$A_s, \text{см}^2$
1-1	181,86	0,0043	0,992	1,45	2,87

Площадь рабочей арматуры определяется по формуле (3.12).

По сортаменту подбираем арматуру для компоновки сварной сетки С-1 по одной стороне – 6Ø12 А400 с  $A_s=9,05 \text{ см}^2$  масса 0,888 кг/м, и по другой стороне – 8Ø8 А400 с  $A_s=3,02 \text{ см}^2$  масса 0,395 кг/м.

Подколонник армируем одной сеткой С-2, принимая рабочую (продольную) арматуру конструктивно ø12 А400 с шагом 200 мм.

### 3.2.1.8 Определение объемов и стоимости работ

Объемы и стоимости работ представлены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Объемы и стоимости работ для устройства фундамента из буронабивных свай

Номер расценок	Наименование работ	Ед. изм.	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел.-ч.	
				Ед. изм.	Всего	Ед. изм.	Всего
05.01-054-02	Бурение скважин диаметром 320 мм вращательным способом	пог. м.	36	86,76	2342,52	0,62	53,76
05.01-061-01	Установка каркаса в скважину	шт.	4	583,65	1750,95	3,55	10,65

### Окончание таблицы 3.8

6-1	Устройство бетонной подготовки	100 м <sup>3</sup>	0,0013	6429,76	8,36	180	0,234
6-7	Устройство монолитного ростверка	м <sup>3</sup>	2,97	1809,2	5373,32	785,9	2334,12

### 3.3 Сравнение вариантов свайного фундамента

Сравнение вариантов фундаментов производят по стоимости и трудоемкости. Произведем сравнение по объемам работ, необходимым для устройства фундамента под наиболее нагруженную колонну.

В результате сравнения двух вариантов фундаментов (по данным таблиц 3.6 и 3.8), в связи с меньшей стоимостью работ и меньшими затратами труда принимаем для проектирования фундамент из забивных свай.

## **4 Технология строительного производства**

### **4.1 Технологическая карта на возведение каркаса здания**

#### **4.1.1 Область применения**

Технологическая карта разработана на монтаж стального каркаса сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске.

Данная технологическая карта предназначена для нового строительства и при нормальных условиях. Поэтому следует учитывать условия производства работ в зимнее время.

Технологическая карта удовлетворяет всем нормативным требованиям к разработке соответствующих разделов организации труда в проектах производства работ с учетом мероприятий по научной организации труда и технике безопасности.

В состав работ, последовательно выполняемых при монтаже металлоконструкций, входят:

- геодезическая разбивка местоположения металлоконструкций;
- досборка металлоконструкций, если она необходима;
- установка готовых металлоконструкций;
- выверка и закрепление металлоконструкций в проектном положении.

Метод монтажа принят комплексный, поэлементный.

#### **4.1.2 Общие положения**

Настоящая типовая технологическая карта составлена на монтаж стального каркаса сервисной станции, состоящей из колонн, балок и связей.

Данная технологическая карта разработана в соответствии с МДС 12-29.2006, СП 48.13330.2011. «Организация строительства», СП 12-135-2003 «Безопасность труда в строительстве» СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции». Технологическая карта разработана на основе рабочих чертежей проекта, методической литературы и других нормативных документов.

Монтируемое здание состоит из 2-х пролетов:

1-ый пролет 12м, длиной 30 м, шаг колонн 6м.

2-ой пролет 18 м, длиной 21,6 м, шаг колонн 6 м.

Технологическая карта разрабатывается для обеспечения строительства рациональными решениями по организации, технологии и механизации строительных работ.

Работы по возведению каркаса производственного здания следует выполнять в соответствии со следующими нормативными документами:

- СП 48.13330.2011 «Организация строительства»;
- СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции»;

- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции»;
- СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования»;
- СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство».

### **4.1.3 Организация и технология выполнения работ**

Для возведения каркаса заданного здания принимаем следующие методы и способы монтажа:

- 1) по степени укрупнения сборных конструкций - монтаж отдельными элементами;
- 2) по способу подачи конструкций под монтаж: с раскладкой в зоне работы монтажного крана.
- 3) в зависимости от направления движения крана при монтаже - продольный метод;
- 4) по последовательности установки сборных конструкций - дифференцированный метод при установке колонн, ригелей и балок настила, комплексный метод при монтаже конструкций покрытия.

#### **4.1.3.1 Подготовительные работы**

1. Основанием для начала работ по монтажу металлоконструкций зданий служит Акт технической готовности нулевого цикла (фундаментов) к монтажу.

2. До начала монтажа каркаса здания необходимо выполнить следующие подготовительные работы:

- выполнить ограждение строительной площадки, обустроить площадки под складирование конструкций и материалов, подготовить площадки для работ машин. Установить бытовые и подсобные помещения;
- выполнить подвод и устройство внутриплощадочных инженерных сетей, необходимых на время выполнения строительно-монтажных работ. Обеспечить площадку связью для оперативно-диспетчерского управления производством работ;
- выполнить монтаж наружного и внутреннего освещения;
- выполнить устройство внутриплощадочных временных и постоянных дорог, подъездных путей;
- выполнить детальную геодезическую разбивку с выносом главных осей и осей устанавливаемых элементов на обноску, а также закрепление вертикальных отметок на временных реперах;
- доставить конструкции на строительную площадку с заводов-поставщиков, а также перевезти в пределах строительной площадки от складов к местам их установки;
- подготовить конструкции и соединительные детали, необходимые для монтажа здания, прошедшие входной контроль;
- нанести риски установочных, продольных осей на боковых гранях

конструкций и на уровне низа опорных поверхностей;

- доставить в зону монтажа конструкций необходимые монтажные приспособления, оснастку и инструменты;

- подготовить знаки для ограждения опасной зоны при производстве работ.

3. До установки в проектное положение сборные конструкции должны быть соответственно подготовлены. Прежде всего, необходимо проверить состояние конструкций: наличие на них марок и осевых рисок, соответствие геометрических размеров рабочим чертежам.

#### 4.1.3.2 Основные работы

4. Комплексный процесс монтажа металлических конструкций состоит из следующих процессов и операций:

- геодезическая разбивка местоположения колонн на фундаментах;
- установка, выверка и закрепление готовых колонн на фундаментах;
- подготовка мест опирания балок;
- установка, выверка и закрепление балок на опорных поверхностях.

5. Основные операции при монтаже колонн: строповка, подъем, наводка на опоры, выверка и закрепление.

6. Подготовка балок покрытия и перекрытий к монтажу состоит из следующих операций:

- очистки от ржавчины и грязи отверстий опорных площадок;
- прикрепление планок для опирания кровельных панелей;
- прикрепления по концам балок покрытия двух оттяжек, из пенькового каната, для удержания балок покрытия от раскачивания при подъеме

7. После монтажа балок монтируют горизонтальные связи, прогоны и фахверковые конструкции, если они имеются.

8. Сварочные работы выполняют после проверки правильности монтажа конструкций.

Объемы работ, необходимых для возведения каркаса здания представлены в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Объемы работ

Наименование работ	Ед. изм.	Объём
Выгрузка колонн	т	44,351
Выгрузка главных балок	т	38,628
Выгрузка балок настила	т	0,021
Выгрузка крестовых связей	т	0,75
Выгрузка прогонов	т	1,249
Установка колонн	шт	42
Установка главных балок	шт	58
Установка балок настила	шт	134
Установка крестовых связей	шт	8

#### Окончание таблицы 4.1

Установка прогонов	шт	88
Сварочные работы при сопряжении связей с колоннами	м	3,1
Сварочные работы при сопряжении колонны с базой	м	9,1
Антикоррозионное покрытие	стык	732

#### 4.1.3.3 Заключительные работы

На заключительном этапе производится демонтаж технологического оборудования (одиночных кондукторов), очистка поверхностей от загрязнений, уборка, снятие предупредительных знаков, щитов, ограждений.

#### 4.1.4 Требования качеству и приемке работ

1. Контроль и оценку качества работ при монтаже конструкций выполняют в соответствии с требованиями нормативных документов:

СП 48.13330.2011 «Организация строительства»

СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции»

ГОСТ 26433.2-94. Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений.

2. С целью обеспечения необходимого качества монтажа конструкций, монтажно-сборочные работы подвергнуть контролю на всех стадиях их выполнения.

3. Металлические конструкции, поступающие на объект, должны отвечать требованиям соответствующих стандартов, технических условий на их изготовление и рабочих чертежей. До проведения монтажных работ металлические конструкции, соединительные детали и средства крепления, поступившие на объект, должны быть подвергнуты входному контролю. Количество изделий и материалов, подлежащих входному контролю, должно соответствовать нормам, приведенным в технических условиях и стандартах.

4. В процессе монтажа необходимо проводить операционный контроль качества работ. Это позволит своевременно выявить дефекты и принять меры по их устранению и предупреждению.

5. По окончании монтажа конструкций производится приемочный контроль выполненных работ, при котором проверяющим представляется следующая документация:

- детализированные чертежи конструкций;
- журнал работ по монтажу строительных конструкций;
- акты освидетельствования скрытых работ;
- акты промежуточной приемки смонтированных конструкций;
- исполнительные схемы инструментальной проверки конструкций;
- документы о контроле качества сварных соединений;
- паспорта на конструкции;

- сертификаты на металл.

Контроль качества монтажа ведут с момента поступления конструкций на строительную площадку и заканчивают при сдаче объекта в эксплуатацию.

#### 4.1.5 Потребность в материально-технических ресурсах

Машины и технологическое оборудование, требующиеся для выполнения строительных процессов и операций, выбираются с учетом отечественного и зарубежного опыта, сравнения вариантов механизации строительных (технологических) процессов. Машины и технологическое оборудование должны обеспечить плановые сроки и нормативные показатели качества работ.

Потребность в материалах и изделиях для выполнения технологического процесса и его операций в предусмотренных объемах определяется по рабочей документации с учетом действующих норм расхода материалов в строительстве (в том числе ведомственных и местных норм).

Результаты расчета потребности в материалах и изделиях приводятся в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Потребность в основных материалах (каркас здания)

Наименование технологического процесса	Наименование материалов и изделий, марка, ГОСТ, ТУ	ед. издм.	Норма расхода на ед. изм.	Потребность на объем работ
Монтаж металлического каркаса здания	Колонны			
	К1	шт	1	6
	К2		1	6
	К3		1	6
	К4		1	4
	К5		1	4
	К6		1	4
	К7		1	4
	К8		1	4
	К9		1	4
	Ригели			
	Б1	шт	1	58
	Балки настила			
	Б2; Б3	шт	1	134
	Прогоны			
	П1; П2	шт	1	88
	Связи по колоннам			
СВ1; СВ2	шт	1	8	

Результаты расчета потребности в технологической оснастке, инструментах, инвентаре и приспособлениях приводятся в таблице 4.3.

Таблица 4.3 - Потребность в технологической оснастке, инструментах, инвентаре и приспособлениях

Наименование технологического процесса, его операций	Наименование технологической оснастки, инструмента, марка	Основная техническая характеристика, параметр	Кол-во
Сварные соединения	Сварочный аппарат АС 500, СО-22	P=30 кВт	1
Определение превышений	Нивелир (ГОСТ 10528-90)	Н-5КЛ	2
Измерения	Рулетка (ГОСТ 7502-98)	L=20 м	1
Монтажные работы	Кувалда (ГОСТ 11401-75)	m=7 кг	2
Измерение горизонтальных и вертикальных углов	Теодолит (ГОСТ 10529-96)	T1	2
Строительно-монтажные работы	Отвес стальной (ГОСТ 7948-80)	ОТ50	2
Подъем грузов	Строп	УСК2-2.0/2000	1
Подъем грузов	Строп	УСК2-1.6/2000	1
Подъем грузов	Строп	УСК2-1.0/2000	1
Подъем грузов	Строп	УСК2-1.6/2000	1
Работы с металлоконструкциями	Кроморез электрический (ГОСТ 16436-70)	ИЭ-6502	1
Строительно-монтажные работы	Вышка рамная (ГОСТ 27321-87)	ЛСПР-2000	3
Строительно-монтажные работы	Лестница приставная монтажная (ГОСТ 26887-86)	ЛПНС=2000-1.5x0.6x8.0	2

Результаты расчета потребности в машинах и технологическом оборудовании приводятся в графической части технологической карты.

#### 4.1.5.1 Выбор кранового оборудования

##### 4.1.5.1.1 Определение технических характеристик кранового оборудования

Монтажный кран выбирается по следующим техническим характеристикам:

- длина стрелы крана;
- вылет стрелы крана;
- требуемая высота подъема крюка;
- величина требуемой грузоподъемности.

Монтажная масса определяется по формуле

$$M_M = M_3 + M_r, \quad (4.1)$$

где  $M_3$  - масса наиболее тяжелого элемента группы, т,

$M_r$  - масса грузозахватных и вспомогательных устройств, т

Монтажная высота подъема крюка определяется по формуле

$$H_k = h_0 + h_3 + h_3 + h_r, \quad (4.2)$$

где  $h_0$  - расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, м;

$h_3$  - запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными элементами и установки его в проектное положение, принимается по технике безопасности равным , 0,3...0,5 м;

$h_3$  - высота элемента в положении подъема, м;

$h_r$  - высота грузозахватных устройств (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка крана) , м.

Определение минимально требуемого расстояния от уровня стоянки крана до верха стрелы

$$H_c = H_k + h_n, \quad (4.3)$$

где  $h_n$  – размер грузового полиспаста в стянутом состоянии, м.

Требуемый монтажный вылет крюка определяется по формуле

$$l_k = \frac{(e + e_1 + e_2)(H_c - h_{ш})}{h_2 + h_n} + e_3, \quad (4.4)$$

где  $e$  – минимальный зазор между стрелой и монтируемым элементом =0,5м,

$e_1$  – расстояние от центра тяжести элемента до края элемента приближенного к стреле, м,

$e_2$  – половина толщины стрелы на уровне верха монтируемого элемента, м,

$e_3$  – расстояние от оси вращения крана до оси поворота стрелы, м,

$h_{ш}$  – расстояние от уровня стоянки крана до оси поворота стрелы, м.

Длина стрелы определяется по формуле

$$L_c = \sqrt{(l_k - e_5)^2 + (H_c - h_{ш})^2} \quad (4.5)$$

## Монтаж колонны.

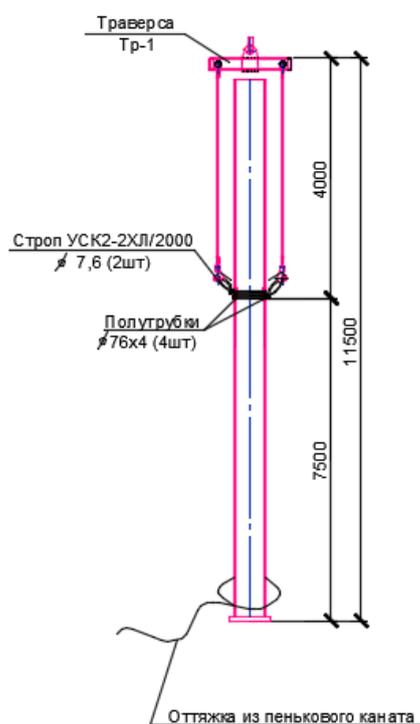


Рисунок 4.1 - Схема строповки стальной колонны

Траверса Тр-1 – масса 32кг.

Строп УСК2-2ХЛ/2000 – масса 7,4кг.

Колонна металлическая – 1587 кг.

Определяем монтажные характеристики колонны:

Принимаем значения:  $M_3 = 1,587$  т;  $M_T = 0,04$  т.

Подставляем в формулу (4.1), получаем

$$M_M = 1,587 + 0,04 = 1,63 \text{ т.}$$

Принимаем значения:  $h_0 = -0,25$  м;  $h_3 = 0,5$  м;  $h_3 = 11,5$  м;  $h_T = 1,0$  м.

Подставляем в формулу (4.2), получаем

$$H_K = -0,25 + 0,5 + 11,5 + 1,0 = 12,75 \text{ м.}$$

Принимаем значения:  $h_K = 12,75$  м;  $h_n = 2,0$  м.

Подставляем в формулу (4.3), получаем

$$H_c = 12,75 + 2 = 14,75 \text{ м.}$$

Принимаем значения:  $b_0 = 0,5$  м;  $b_1 = 0,241$  м;  $b_2 = 0,5$  м;  $H_c = 14,75$  м;  $h_{III} = 2,0$  м;  $h_T = 1,0$  м;  $h_n = 2,0$  м;  $b_3 = 0,5$  м.

Подставляем в формулу (4.4), получаем

$$l_k = \frac{(0,5 + 0,241 + 0,5)(14,75 - 2)}{1,0 + 2} + 2 = 7,25$$

Принимаем значения:  $l_k = 7,25$  м;  $b_5 = 2,0$  м;  $H_c = 14,75$  м;  $h_{ш} = 2,0$  м.  
Подставляем в формулу (4.5), получаем

$$L_c = \sqrt{(7,25 - 2)^2 + (14,95 - 2)^2} = 13,79 \text{ м}$$

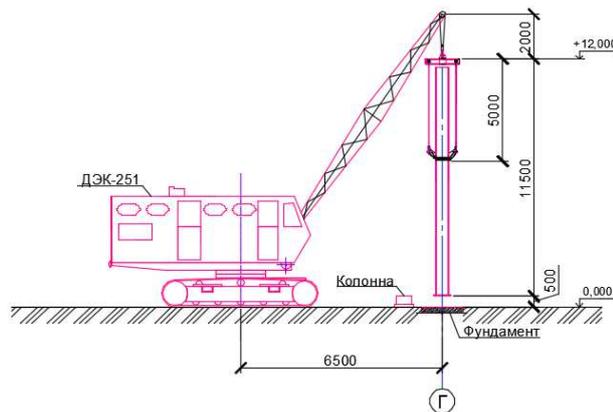


Рисунок 4.2 - Схема монтажа колонн

Принимаем гусеничный кран ДЭК-251 с длиной стрелы 19 м м высотой подъема 18 м с грузоподъемностью 10 т.



Рисунок 4.3 – Технические характеристики крана ДЭК-251

#### 4.1.5.1.2 Выбор оптимального варианта крана

Для выбора наиболее оптимального крана рассмотрим два варианта – ДЭК-251 и КС-3577 и сравним их по некоторым показателям.

Таблица 4.4 – Выбор оптимального крана

Технические характеристики	Ед. изм.	Кран	
		ДЭК-251	КС-3577
Вылет	м	27,2	13
Грузоподъемность при максимальном вылете	т	1,2	1,4
Высота подъема	м	36	14,5
Скорость подъема и опускания	м/мин		
- номинальная		17	6,0
- максимальная		20	10
Скорость посадки груза	м/мин	0,4	0,4
Частота вращения поворотной части	об/мин	1,0	1,0
Скорость передвижения	км/ч	1,0	60
Масса крана	т	36,5	15,5
Габариты автокрана в транспортном положении, м (длина x ширина x высота)	м	6,965x4,76x4,3	9,85x2,5x3,65

При сравнении кранов по некоторым показателям, принимаем для монтажа конструкций гусеничный кран ДЭК-251.

## 4.2 Техника безопасности и охрана труда

Основные мероприятия по технике безопасности и охране труда представлены в графической части технологической карты.

## 4.3 Техничко-экономические показатели

Калькуляция затрат труда и машинного времени представлена в таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Калькуляция затрат труда и машинного времени

№ п/п	Обоснование	Состав работ	Объем работ		Состав звена	На ед. изм.		На объем работ	
			Ед. изм.	Кол-во		Нвр, чел-час.	Расц., руб-коп.	Qчел, чел-час.	з/п, руб-коп.
1	Е1-5, т.2, п.5а, 5б	Выгрузка элементов	100 т	0,849	Машинист бр.-1; Такелажник 2р.-2.	2,7	2-86	2,29	2-43
						5,4	3,46	4,58	2-94
2	Е5-1-9, т.2, 1в,2в,3в, 4в.	Монтаж стальных колонн	1 эл.	50	Машинист бр. – 1; Монтажник бр.-1, 5р., 4р. -2 3р.-1.	0,60	0-63,6	30,00	31-8
						3,00	2-55	150,0	127,5
			1 т	44,35	0,20	0-21,2	8,87	9-40	
					1,00	0-85	44,35	37-69	

Окончание таблицы 4.5

3	Е5-1-6, т.2, 16,26,36, 46	Монтаж балок покрытия и перекрытий	1 эл.	192	Машинист бр. – 1; Монтажник бр.-1,4р.-3; 3р.-1.	0,1	0-10,6	19,2	20-35
						0,3	0-24	57,6	46-08
			1 т	38,63		0,33	0-35	12,75	13-52
						1,00	0-80	38,63	30-94
4	Е5-1-6, т.2, 16,26,36, 46	Монтаж прогонов	1 эл.	88	Машинист бр. – 1; Монтажник бр.-1,4р.-3; 3р.-1.	0,1	0-10,6	8,8	9-33
						0,3	0-24	26,4	21-12
			1 т	1,249		0,33	0-35	0,41	0-44
						1,00	0-80	1,25	0-99
5	Е5-1-6, т.2, 1г,2г,3г, 4г	Монтаж связей в виде крестов	1 эл.	8	Машинист бр. – 1; Монтажник бр.-1,4р.-2; 3р.-1.	0,21	0-22,3	1,68	1-78
						0,64	0-51,2	5,12	4-09
			1 т	0,75		1,00	1-06	0,75	0-79
						3,00	2-40	2,25	1-80
6	Е22-1-6, т.1, 11д, 15д	Сварочные работы	10 м шва	1,22	Электро- сварщик бр.-2	5,6	5-94	6,83	7-25
7	Е4-1-22, т.1,1	Антикорроз ионное покрытие сварных соединений	10 ст	73,2	Монтажник 4р., 2р.-1	1,1	0-78,7	80,52	57-61

Объем работ составил – 84,64 т;

Трудоемкость – 41,38 чел-см;

Продолжительность монтажа – 6 дней;

Выработка на одного человека – 2,05 т;

Максимальное количество рабочих на объекте – 9 чел.;

Количество смен – 1 смена.

## 5 Организация строительного производства

### 5.1 Характеристика строительной площадки

Участок под строительство расположен в г. Красноярск, Советский р-он, ул. Рокоссовского, 22ж.

Преобладающие грунты при разработке котлована – суглинки твердые, непосадочные. Грунтовых вод нет. Температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 – минус 40°С.

### 5.2 Определение нормативной продолжительности строительства

Продолжительность строительства сервисной станции определена на основании [48], приложение В «Транспортное строительство», п.7 «Станции ежедневного обслуживания автомобилей».

Расчетную продолжительность строительства определяем для сервисной станции с числом обслуживаемых автомобилей в час, равным 30.

Продолжительность составляет 10 месяцев, в том числе 1 подготовительный период.

Заделы по капитальным вложениям представлены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Заделы по капитальным вложениям

Норма продолжительности строительства	Нормы задела в строительстве по кварталам, % сметной стоимости			
	1	2	3	4
$K_n$	24	54	92	100

### 5.3 Определение величин для разработки СГП

#### 5.3.1 Определение величин опасных зон

Монтажная зона – пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов, эта зона является потенциально опасной. Зависит от высоты здания при  $H_{зд}=11,580$  м, составляет 3,62 м (для элемента, падающего со здания).

Зона обслуживания крана равна вылету стрелы  $R_{max} = 18$  м.

Зона перемещения груза, определяется по формуле

$$R_{п.гр.} = R_{max} + 0,5l_{max.эл.}, \quad (5.1)$$

где  $R_{max}$  – максимальный вылет стрелы;

$l_{max.эл.}$  – максимальная длина элемента.

$$R_{п.гр.} = 18 + 0,5 \cdot 6 = 21 \text{ м.}$$

Опасная зона работы крана определяется по формуле

$$R_{\text{оп.з.}} = R_{\text{max}} + 0,5 \cdot l_{\text{min}} + l_{\text{max}} + l_{\text{без}}, \quad (5.2)$$

где  $R_{\text{max}}$  – зона обслуживания крана;

$l_{\text{max}}$  – половина длины наибольшего перемещаемого груза;

$l_{\text{без}}$  – дополнительное расстояние для безопасной работы, устанавливаемое в соответствии со СНиП 12-03-2001.

$$R_{\text{оп.з.}} = 18 + 0,5 \cdot 0,24 + 6 + 4,1 = 28,22 \text{ м}$$

### 5.3.2 Расчет площадей складов

Необходимый запас материалов на складе определяется по формуле

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{общ}}}{T} \cdot T_{\text{н}} \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (5.3)$$

где  $P_{\text{общ}}$  – количество материалов, деталей и конструкций, требуемых для выполнения плана строительства на расчетный период (по ППР);

$T$  – продолжительность расчетного периода по календарному плану, дн.;

$T_{\text{н}}$  – норма запаса материала, дн.;

$K_1$  – коэффициент неравномерности поступления материала на склад;

$K_2$  – коэффициент неравномерности производственного потребления материала в течение расчетного периода.

Полезная площадь склада (без проходов), занимаемая сложенными материалами определяется по формуле

$$S_{\text{гр}} = P_{\text{скл}} \cdot q, \quad (5.4)$$

где  $P_{\text{скл}}$  – расчетный запас материала ( $\text{м}^2$ ,  $\text{м}^3$ , шт);

$q$  – норма складирования площади пола с учётом проездов и проходов.

Материалы, требующие закрытого способа хранения, складировать внутри строящегося здания. Дополнительное помещение на СГП не проектируем.

Расчеты сводим в таблицу 5.2.

Таблица 5.2 – Ведомость подсчетов площадей складов

Наименование материалов	Ед. изм.	Норма складирования на 1 м <sup>2</sup> полезной площади пола	Нормы запасов при перевозке дн.	Общее количество материала	Необходимое количество материала	Общая площадь склада
Стеновые блоки «Сибит»	тыс. шт.	2,5	8	6,914	1153,0	288,08
Оконные и дверные блоки	м <sup>2</sup>	1,0	2	4059,8	338,32	169,16
Итого						457,24 м <sup>2</sup>

Итого: открытые склады – 300 м<sup>2</sup>, закрытые – 180 м<sup>2</sup>.

Для хранения отделочных материалов будет задействован 1 этаж здания (как закрытые склады) после их монтажа.

### 5.3.3 Потребность в трудовых ресурсах

Потребность строительства в кадрах определяют по процентному соотношению численности работающих по их категориям: рабочие – 84,5 %; ИТР – 11 %; служащие – 3,2 %; МОП и охрана – 1,3 %.

Наибольшее количество рабочих во время возведения каркаса здания – максимальное количество 9 человек. Соответственно ИТР – 2 человека; служащих – 1 человек; МОП и охрана – 1 человек.

### 5.3.4 Потребность во временных зданиях и сооружениях

Потребность во временных инвентарных зданиях определяется путем прямого счета.

Требуемую площадь  $F_{тр}$  временных помещений определяют по формуле

$$F_{тр} = N \cdot F_n, \quad (5.5)$$

где  $N$  – общая численность рабочих (работающих), чел;

$F_n$  – норма площади, м<sup>2</sup>, на одного рабочего (работающего).

Таблица 5.3 – Площади временных зданий

№	Наименование помещения	N, чел	S, м <sup>2</sup>		Тип быт. помещения	Площадь		Кол-во зданий
			На 1 чел.	Расч.		S одного	S всех	
1	Гардеробная	12	1	12	6,7x3x2,5	21	21	1
2	Помещение для обогрева	12	1	12				

### Окончание таблицы 5.3

3	Помещение личной гигиены	12	0,18	2,16	4x3x2,5	12	12	1
4	Туалет	12	0,07	0,84	2x3x2,5	6	6	1
5	Сушильня	12	0,2	2,4	4x2x2,5	11	11	1
6	Столовая	12	0,6	7,2	10,6x3x2,5	23	23	1
7	Медпункт	12	0,6	7,2	6,4x3x2,5	17,8	17,8	1
8	КПП	1	6 м <sup>2</sup>	6	2x3x2,5	6	6	1

#### 5.3.5 Внутривозвездные дороги

Проектом предусмотрено строительство временных и постоянных автодорог, которые можно использовать для строительного транспорта.

Расположение дорог на СГП обеспечивает проезд в зону действия монтажного крана, склада, к бытовым помещениям.

Ширина строительных дорог принята шириной 3,6 с устройством кармана вдоль зоны разгрузочного фронта площадки складирования. Расстояние между дорогой и складской площадкой принято 1 м, между дорогой и забором, ограничивающим строительную площадку зависит от границы опасной зоны монтажного крана. В соответствии с нормами минимальный радиус закруглений принят 12 м.

У въездов на строительную площадку устанавливается информационный стенд пожарной защиты с нанесенными строящимися и вспомогательными зданиями и сооружениями, схемой движения транспорта, местонахождением водоисточников, средств пожаротушения и связи, и назначается пожарный расчет.

На дорогах должна предусматриваться установка знаков ограничения скорости движения транспорта.

По полотну строительных дорог устанавливается верхний слой из песчано-гравийной смеси.

#### 5.3.6 Потребность в электроэнергии

Потребность в электроэнергии, кВт·А, определяется на период выполнения максимального объема строительного-монтажных работ по формуле

$$P = L_x \left( \sum \frac{K_1 P_M}{\cos \epsilon_1} + \sum K_2 P_{o.v.} + \sum K_3 P_{o.n} + \sum K_4 P_{св.} \right), \quad (5.6)$$

где  $L_x = 1,05$  – коэффициент потери мощности в сети;

$P_M$  – сумма номинальных мощностей работающих электродвигателей (бетонолом, трамбовки, вибраторы и т.д.);

$P_{o.v.}$  – суммарная мощность внутренних осветительных приборов, устройств для электрического обогрева;

$P_{o.n}$  – то же, для наружного освещения объектов и территории;

$P_{св}$  – то же, для сварочных трансформаторов;  
 $K_1 = 0,5$  – коэффициент одновременности работы электродвигателей;  
 $K_3 = 0,8$  – то же, для внутреннего освещения;  
 $K_4 = 0,9$  – то же, для наружного освещения;  
 $K_5 = 0,6$  – то же, для сварочных трансформаторов.

Данные подсчетов требуемых мощностей приведены в таблице 5.4.

Таблица 5.4. – Ведомость подсчетов требуемых мощностей

Наименование потребителей	Ед. изм.	Кол-во	Норма расхода, кВт	$K_c$	Требуемая мощность, кВт
Силовые потребители					
Сварочный аппарат	шт	1	30	0,5	15
Строгальные и затирочные машины	шт	2	2,8	0,15	1,4
Перфоратор	шт	1	1,8	0,5	0,9
Плиткорез переносной	шт	1	3,0	0,5	1,5
Малогабаритные строительные механизмы	шт	5	2	0,15	1,5
Внутреннее освещение					
Отделочные работы	м <sup>2</sup>	1859,67	0,15	0,8	22,3
Складская площадь	м <sup>2</sup>	414,7	0,3		12,4
Подсобная площадь	м <sup>2</sup>	648,93	0,15	0,8	7,8
Канторские и бытовые помещения	м <sup>2</sup>	21,76	0,15	0,8	0,3
Душевые и уборные	м <sup>2</sup>	45,98	0,3	0,8	1,1
Помещение приема пищи, гардеробная	м <sup>2</sup>	108,19	0,14		1,5
Наружное освещение					
Территория строительства	м <sup>2</sup>	10043,0	0,0002		2,25
Проходы и проезды					
Второстепенные	км	0,9	2,5		2,25
Охранное освещение	км	0,25	1,5		0,38
Аварийное освещение	км	0,2	3,5		0,7
Общая требуемая мощность $71,3 \times 1,05 = 74,8$ кВт					

Требуемая мощность  $P = 74,8$  кВт.

Выбираем трансформаторную подстанцию типа СКТП-560, мощность которой больше расчетной, т.к. не все электропотребители были учтены.

Требуемое количество прожекторов для строительной площадки определим по формуле

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{л}}, \quad (5.7)$$

где  $P$  – мощность;

$E$  – освещенность;

$S$  – площадь, подлежащая освещению;

$P_{л}$  – мощность лампы прожектора.

Для освещения используем ПЗС-45 мощностью  $P=0,3$  Вт/м<sup>2</sup>.

Мощность лампы прожектора  $P_{л} = 1500$  Вт.

Освещенность  $E = 2$  лк.

Площадь, подлежащая освещению  $S = 10043,0$  м<sup>2</sup>.

$$n = \frac{0,3 \cdot 2 \cdot 10043,0}{1500} = 5.$$

Принимаем для освещения строительной площадки 5 прожекторов.

В качестве ЛЭП принимаются воздушные линии электропередач.

### 5.3.7 Временное водоснабжение строительной площадки

Потребность в воде  $Q_{тр}$ , определяется суммой расхода воды на производственные  $Q_{пр}$  и хозяйственно-бытовые  $Q_{хоз}$  нужды. Определяют по формуле

$$Q_{тр} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{п.г.}, \quad (5.8)$$

где  $Q_{пр}$  – расхода воды на производственные нужды;

$Q_{хоз}$  – расхода воды на хозяйственно-бытовые нужды;

$Q_{п.г.}$  – расхода воды для пожаротушения.

Расход воды на производственные потребности, л/с, определяют по формуле

$$Q_{пр} = K_n \cdot \frac{q_{п.г.} \cdot \Pi_{п.г.} \cdot K_{ч.г.}}{t \cdot 3600}, \quad (5.9)$$

где  $q_{п.г.} = 500$  л – расход воды на производственного потребителя (поливка бетона, заправка и мытье машин и т.д.);

$\Pi_{п.г.}$  – число производственных потребителей в наиболее загруженную смену;

$K_{ч.г.} = 1,5$  -коэффициент часовой неравномерности водопотребления

$t = 8$  ч - число часов в смене;

$K_n = 1,2$  -коэффициент на неучтенный расход воды.

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \frac{500 \cdot 10 \cdot 1,5}{36008} = 0,260 \text{ л/с.}$$

Расходы воды на хозяйственно-бытовые потребности, л/с, определяют по формуле

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{q_x \cdot \Pi_p K_{\text{ч}}}{t \cdot 3600} + \frac{q_d \cdot \Pi_d}{t_1 \cdot 60}, \quad (5.10)$$

где  $q_x = 15$  л – удельный расход воды на хозяйственно-питьевые потребности работающего;

$\Pi_p$  – численность работающих в наиболее загруженную смену 11 чел;

$K_{\text{ч}} = 2$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды;

$q_d = 30$  л – расход воды на прием душа одним работающим;

$\Pi_d$  – численность пользующихся душем (до 80 %  $\Pi_d$ );

$t_1 = 45$  мин – продолжительность использования душевой установки;

$t = 8$  ч – число часов в смене.

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{15 \cdot 11 \cdot 2}{36008} + \frac{30(11 \cdot 0,8)}{60 \cdot 45} = 0,2 \text{ л/с.}$$

Расход воды для пожаротушения на период строительства

$$Q_{\text{пож}} = 20 \text{ л/с.}$$

Находим расчетный расход воды, получаем

$$Q_{\text{тр}} = 0,26 + 0,2 + 10 = 20,46 \text{ л/с.}$$

По расчетному расходу воды определяем необходимый диаметр водопровода по формуле

$$D = 63,25 \cdot \sqrt{\frac{Q_{\text{расч}}}{\pi \cdot v}}, \quad (5.11)$$

$$D = 63,25 \cdot \sqrt{\frac{20,46}{3,14 \cdot 2}} = 118,37 \text{ мм.}$$

По ГОСТ 10704-91 «Трубы стальные электросварные прямошовные. Сортамент», принимаем трубы с наружным диаметром 127 мм.

#### 5.4 Мероприятия по охране труда

Опасные зоны, в которые вход людей, не связанных с данным видом работ, запрещен, огораживаются и обозначаются.

Предусмотрены безопасные пути для пешеходов и автомобильного транспорта.

Временные административно-хозяйственные и бытовые здания и сооружения размещены вне опасной зоны от работы монтажного крана.

Туалеты размещены таким образом, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200 м.

Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающем 75 м от рабочих мест.

Между временными зданиями и сооружениями предусмотрены противопожарные разрывы согласно [41].

На строительной площадке должны создаваться безопасные условия труда, исключая возможность поражения людей электрическим током в соответствии с нормами [41].

Строительная площадка, проходы, проезды и рабочие места освещены.

Обозначены места для курения и размещены пожарные посты, оборудованные инвентарем для пожаротушения.

### **5.5 Мероприятия по охране окружающей среды**

Предусматривается установка границ строительной площадки, что гарантирует наибольшую безопасность для деревьев, кустарников, травяного покрова за территорией строительства.

Исключается беспорядочное и неорганизованное движение строительной техники и автотранспорта. Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарной растительности.

### **5.6 Мероприятия по охране объекта**

На въездах и выездах строительной площадки установлены ворота, работает сторожевая охрана. На площадке работает система сигнализации.

В темное время суток строительная площадка со всех сторон освещается прожекторами. Строительная площадка со всех сторон огорожена забором. При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в отведенных местах. Временные автомобильные дороги и подъездные пути устраиваются с учетом предотвращения повреждений древесно-кустарниковой растительности. Движение строительной техники и автотранспорта организованное. Емкости для сбора мусора устанавливаются в специально отведенных местах, ближе к подъездным путям автотранспорта.

## **6 Экономика строительства**

### **6.1 Составление локального сметного расчета на отдельный вид общестроительных работ**

Сметная стоимость строительства – это сумма денежных средств, необходимых для осуществления строительства, определенная в соответствии с проектными материалами.

Исходным документом для определения сметной стоимости строительства является ведомость подсчета объемов работ.

Локальные сметы составляют на отдельные виды работ и затрат на основе физических объемов строительных работ, конструктивных чертежей элементов зданий, спецификаций и другой документации в строительстве и принятых методов производства работ. Они делятся на общестроительные, специальные, внутренние санитарно-технические работы, установка оборудования и т.п.

При составлении локального сметного расчета был использован программный комплекс «Гранд Смета».

Сметная документация составлена на основании МДС 81-35.2004 «Методические указания по определению стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации» [51].

При составлении локальной сметы на общестроительные работы был использован базисно – индексный метод, сущность которого заключается в следующем: сметная стоимость определяется в базисных ценах на основе единичных расценок, привязанных к местным условиям строительства, а затем переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов.

Расчет локальной сметы осуществлялся по сметному нормативу

ФЕР (федеральные единичные расценки) на строительные и монтажные работы строительства объектов промышленно – гражданского назначения, составленные в нормах и ценах, введенных с 1 января 2001 года.

Сметная стоимость пересчитана в текущие цены 1 кв. 2017 г. с использованием индексов к СМР для г. Красноярск – 7,39 (письмо Минстроя РФ №8802-ХМ/09 от 20.03.2017 г.)

Размеры накладных расходов приняты по видам строительных и монтажных работ от фонда оплаты труда [55];

Размеры сметной прибыли приняты по видам строительных и монтажных работ от фонда оплаты труда [56];

Прочие лимитированные затраты учтены по действующим нормам:

- затраты на временные здания и сооружения – 2,7 % ([2], п. 4.1.1);
- затраты на зимнее удорожание – 3,8 % [53]
- затраты на непредвиденные расходы – 2 % ([54], п.3.5.9).

Налоги и обязательные платежи:

- налог на добавленную стоимость – 18 %.

Сметная документация приведена в Приложении А.

В таблице 6.1 представлен анализ локального сметного расчета на устройство каркаса устройства каркаса сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске по составным элементам.

Таблица 6.1 - Структура локального сметного расчета на устройство каркаса сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске по составным элементам

Элементы локального сметного расчета	Сметная стоимость, руб.	Удельный вес, %
Прямые затраты	3 902 404,12	73,23
в том числе:		
Материалы	3 519 852,86	66,05
Машины и механизмы	259 857,38	4,88
ОЗП	122 693,88	2,30
Накладные расходы	129 100,34	2,42
Сметная прибыль	121 928,13	2,29
Лимитированные затраты	362 787,88	6,81
НДС	812 919,68	15,25
Итого	5 329 140,15	100,00

Стоимость устройства каркаса сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске, составила 5 329 140,15 руб., в том числе НДС 812 919,68 руб.

Структура сметной стоимости в процентах локального сметного расчета на устройство каркаса сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске по составным элементам представлена на рисунке 6.1.

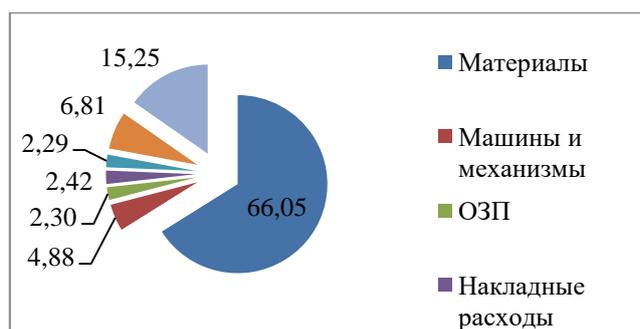


Рисунок 6.1 – Структура сметной стоимости в процентах локального сметного расчета на устройство каркаса сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске по составным элементам

Из рисунка 6.1 видно, что наибольший удельный вес приходится на материалы 64,87% (3 519 852,86 руб.), наименьший - на заработную плату 2,3 % (122 693,88 руб.)

## 6.2 Основные технико-экономические показатели

Технико-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и свидетельствуют о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах.

Расчетное значение планировочного коэффициента  $K_{пл}$  определяем по формуле

$$K_{пл} = \frac{S_{пол}}{S_{общ}} = \frac{839,74}{1\,143,01} = 0,73, \quad (6.1)$$

где  $S_{пол}$  – полезная площадь, 839,74 м<sup>2</sup>;

$S_{общ}$  - общая площадь, 1 143,01 м<sup>2</sup>.

Расчетное значение объемного коэффициента  $K_{об}$  определяется по формуле

$$K_{об} = \frac{V_{стр}}{S_{общ}} = \frac{7\,618,86}{1\,143,01} = 6,66, \quad (6.2)$$

где  $V_{стр}$  – строительный объем здания надземной части, 7 618,86 м<sup>3</sup>;

$S_{общ}$  - общая площадь, 1 143,01 м<sup>2</sup>.

Основные технико-экономические показатели сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске представлены в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Основные технико-экономические показатели сервисной станции по обслуживанию автомобилей и инженерного обеспечения в г. Красноярске

Наименование показателя, единицы измерения,	Значение
Площадь застройки, $S_z$ , м <sup>2</sup>	826,40
Общая площадь $S_{общ}$ , м <sup>2</sup>	1 143,01
Полезная площадь $S_{пол}$ , м <sup>2</sup>	839,74
Строительный объем здания $V_{стр}$ , м <sup>3</sup>	7 618,86
Количество этажей, шт	1
Планировочный коэффициент	0,73
Объемный коэффициент	6,66
Продолжительность строительства, месяцев	10
Трудозатраты на устройство каркаса, чел.-час	1 609,98
Сметная стоимость устройства стального каркаса, руб	5 329 140,15

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ГОСТ Р 21.1101 – 2013 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – Взамен ГОСТ Р 21.1101 – 2009; введ. с 11.06.2013. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 55с.
2. ГОСТ 21.501 – 2011 Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501 – 93; введ. с 1.05.2013. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 45с.
3. ГОСТ 21.502-2007 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций. – Введ. с 01.01.2009. – Москва: Стандартинформ, 2008. – 20с.
4. Положение о составе разделов проектной документации и требования к их содержанию (утверждено Постановлением Правительства Российской Федерации от 16 февраля 2008г. №87).
5. ГОСТ 2.316 – 2008 Единая система конструкторской документации. Правила нанесения надписей, технических требований и таблиц на графических документах. – Взамен ГОСТ 2316 – 68; введ. 01.07.2009. – Москва: Стандартинформ, 2009.
6. ГОСТ 2.304-81 с изм. №№1,2. Единая система конструкторской документации. Шрифты чертежные. – Введ. 01.01.82. – Москва: Стандартинформ, 2007. -21с.
7. ГОСТ 2.302 - 68\* Единая система конструкторской документации. Масштабы (с Изменениями №№ 1, 2, 3). Межгосударственный стандарт. – Взамен ГОСТ 3451 – 59\*; введ. 01.01.71. – Москва: Стандартинформ, 2007. – 3с.
8. ГОСТ 2.301 – 68\* Единая система конструкторской документации. Форматы (с Изменениями №№ 1, 2, 3). Межгосударственный стандарт. – Взамен ГОСТ 3450-60; введен 01.01.71. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 4с.
9. СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-2676. – Взамен СП 17.13330.2010; введ. 20.05.2011. - М.: ОАО ЦПП, 2010. – 74с.
10. СП 56.13330.2011 Производственные здания. Актуализированная редакция СНиП 31-03-2001. – Взамен СП 56.13330.2010 и СП 57.13320.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 17с.
11. СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95\*. – Взамен СП 52.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 70с.
12. СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2013. – Взамен СП 51.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 42с.

13. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23.02.-2003. – Введ. 1.01.2012. – М.: ООО «Аналитик», 2012. – 96с.
14. СП 59.13330.2012 Доступность зданий и сооружений для маломобильных групп населения. Актуализированная редакция СНиП 35-012001. – Введ. 01.01.2013 г. – М.: ФАУ ФЦС, 2013. – 62 с.
15. СП 131.13330. 2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\*. – Введ. 01.01.2013 г.
16. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – Взамен СП 20.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. -90с.
17. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81\*. – Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 173с.
18. Петухова, И.Я. Металлические конструкции, включая сварку: учебнометодическое пособие для курсового проекта бакалавров направления 270800.62 «Строительство» / И.Я. Петухова. – Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2014. - 111с.
19. Петухова, И.Я. Металлические конструкции. Состав и оформление рабочих чертежей КМ и КМД: учебно-методическое пособие для курсового и дипломного проектирования студентов строительных специальностей всех форм обучения / И.Я. Петухова, А.В. Тарасов. – Красноярск: Сиб.федер. ун-т, 2014. - 69с.
20. Енджиевский, Л.В. Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы : учеб. пособие / Л.В. Енджиевский, В.Д. Надеяев, И.Я. Петухова. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Красноярск: ИПК СФУ, 2010. – 248 с.
21. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений/ Ю.И. Кудишин [и др.]; под ред. Ю.И. Кудишина. – Изд. 8-е, перераб. и доп. – М.: Издательский центр «Академия», 2006. – 688с.
22. Металлические конструкции: в 3т.: учеб. для строительных вузов / В.В. Горев [и др.]; отв.ред. В.В. Горев. – М.: Высш. шк., 2004.;
23. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Взамен СП 24.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 86с.
24. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. - Взамен СП 22.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 162с.
25. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий сооружений /Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 2005. - 130 с.
26. Козаков Ю.Н. Проектирование фундаментов в особых условиях: методические указания к дипломному проектированию/ Ю.Н.Козаков. - Красноярск: КрасГАСА, 2004. - 72 с.

27. Козаков, Ю.Н. Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: метод. указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н.Козаков, Г.Ф.Шишканов.— Красноярск: КрасГАСА, 2003. - 54 с.
28. Козаков, Ю.Н. Рекомендации по выбору оптимальных параметров буронабивных свай / Ю.Н.Козаков, Г.Ф.Шишканов, С.Г.Гринько, С.В.Ковалев, Н.Ф.Буланкин. — Красноярск: КрасГАСА, 1998. -68 с.
29. Козаков, Ю.Н. Свайные фундаменты. Учет региональных условий при проектировании: учеб. пособие /Ю.Н.Козаков.- Красноярск: КрасГАСА, 1996. 62с.
30. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01 – 87. – Введ. 01.01.2013. – М: ОАО ЦПП, 2013. – 280 с.
31. Гребенник, Р.А. Монтаж строительных конструкций, зданий и сооружений: учебное пособие / Р.А. Гребенник, В.Р. Гребенник. - М.: АСВ, 2009. — 312с.
32. Вильман, Ю.А. Технология строительных процессов и возведения зданий. Современные прогрессивнее методы: учебное пособие для вузов / Ю.А. Вильман. – Изд. 2-е, перераб. и доп. — М: АСВ, 2008. — 336с.
33. Справочник строителя. Строительная техника, конструкции и технологии / Ф. Хансйорг [и др.]; под ред. А.К. Соловьева — М.: Техносфера, 2008. - 856с.
34. Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты МДС 12-29.2006. – М.: ЦНИИОМТП, 2007. – 9с.
35. Хамзин, С.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование: учебное пособие для студентов строит, вузов / С.К. Хамзин, А.К. Карасев. - М.: ООО «Бастет», 2007. -216с.
36. Монтаж металлических и железобетонных конструкций: учебное пособие для сред. специальных учеб. заведений / Г.Е. Гофштейн, В. Ким, В.Нищев, А. Соколова. — М.: Стройиздат, 2004. - 584с.
37. Каталог схем строповок конструкций зданий и сооружений территориальных каталогов ТК-1-1.88 и ТК-1-2 и строительных материалов в контейнерах. - М.: МК ТОСП, 2002. -58с.
38. Каталог средств монтажа сборных конструкции здания и сооружения. -М.: МК ТОСП, 1995. - 64с.
39. ЕНиР: Комплект / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1987.
40. Карты трудовых процессов. Комплект / Госстрой СССР - М.: Стройиздат, 1984.
41. СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция. – Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011.
42. Терехова, И.И. Организационно-технологическая документация в строительстве: учебно-методическое пособие для практических занятий, курсового и дипломного проектирования / И.И. Терехова, Л.Н. Панасенко, Н.Ю. Клиндух. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012. - 40 с.

43. МДС 12 - 46.2008. Методические рекомендации по разработке и оформлению проекта организации строительства, проекта организации работ по сносу (демонтажу), проекта производства работ.- М.: ЦНИИОМТП, 2009.
44. РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 01.07.2007.
45. Градостроительный кодекс Российской Федерации. Федеральный закон от 29.12.2004 г № 190 - ФЗ. - М.: Юрайт- Издат. 2006. - 83 с.
46. СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве: в 2ч. Ч.2. Строительное производство. - Взамен разд. 8-18 СНиП III-4-80.\* введ.2001-09-01. - М.: Книга-сервис, 2003.
47. Дикман, Л.Г. Организация строительного производства: учеб. для строит, вузов / Л.Г.Дикман. - М.: АСВ, 2002. - 512 с.
48. СНиП 1.04.03-85\*. Нормы продолжительности строительства и заделов в строительстве предприятий, зданий и сооружений: в 2ч. - Госстрой России – М.: АПП ЦИТП, 1991.
49. Экономика отрасли (строительство): методические указания к выполнению курсовой работы / И.А. Саенко, Е.В. Крелина, Н.О. Дмитриева. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012.
50. Саенко И.А. Экономика отрасли (строительство): конспект лекций – Красноярск, СФУ, 2009.
51. МДС 81-35.2004. «Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».
52. ГСН 81-05-01-2001. Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений.
53. ГСН 81-05-02-2007. Сборник сметных норм дополнительных затрат при производстве строительного-монтажных работ в зимнее время.
54. МДС 81-1.99. «Методические указания по определению стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».
55. МДС 81-33.2004. « Методические указания по определению величины накладных расходов».
56. МДС 81-25.2004. «Методические указания по определению сметной прибыли в строительстве».
57. Специализированный программный комплекс «ГРАНД – Смета».

**Выборка величины усилий**

Единицы измерения: кН, м

Параметры выборки:

Список узлов/элементов: Все

Список сечений: Все

Список загружений/комбинаций: Все

Список факторов: Все

Выборка величины усилий								
Наименование	Максимальные значения			Минимальные значения				
	Значение	Элемент	Сечение	Загружение	Значение	Элемент	Сечение	Загружение
N	52,332	23	1	4	-562,275	13	1	4
My	174,601	28	2	4	-308,942	23	3	4
Qz	166,2	28	1	4	-267,49	23	3	4

**Величины усилий**

Единицы измерения: кН, м

Параметры выборки:

Список узлов/элементов: Все

Список сечений: Все

Список загружений/комбинаций: Все

Список факторов: Все

Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
1	1	1	-34,666	0	-7,464	1,001	0	0	0	0
1	1	2	-12,562	0	-1,108	0,096	0	0	0	0
1	1	3	1,593	0	15,177	-5,928	0	0	0	0
1	1	4	-223,19	0	-135,098	18,785	0	0	0	0
1	2	1	-34,666	0	-5,503	1,001	0	0	0	0
1	2	2	-12,562	0	-0,919	0,096	0	0	0	0
1	2	3	1,593	0	6,286	-3,144	0	0	0	0
1	2	4	-223,19	0	-98,28	18,785	0	0	0	0
1	3	1	-34,666	0	-3,541	1,001	0	0	0	0
1	3	2	-12,562	0	-0,73	0,096	0	0	0	0
1	3	3	1,593	0	2,851	-0,361	0	0	0	0
1	3	4	-223,19	0	-61,462	18,785	0	0	0	0
2	1	1	-29,453	0	-3,541	1,788	0	0	0	0
2	1	2	-12,502	0	-0,73	0,302	0	0	0	0
2	1	3	1,204	0	2,851	-4,537	0	0	0	0
2	1	4	-119,699	0	-61,462	31,909	0	0	0	0
2	2	1	-13,963	0	0,214	1,788	0	0	0	0
2	2	2	-12,502	0	-0,096	0,302	0	0	0	0
2	2	3	1,204	0	-3,546	-1,555	0	0	0	0
2	2	4	-119,699	0	5,548	31,909	0	0	0	0
2	3	1	-13,963	0	3,97	1,788	0	0	0	0
2	3	2	-12,502	0	0,538	0,302	0	0	0	0
2	3	3	1,204	0	-3,68	1,427	0	0	0	0
2	3	4	-119,699	0	72,557	31,909	0	0	0	0
3	1	1	-8,763	0	3,97	0,727	0	0	0	0
3	1	2	-12,468	0	0,538	2,474	0	0	0	0
3	1	3	0,923	0	-3,68	-1,001	0	0	0	0
3	1	4	-16,116	0	72,557	-17,056	0	0	0	0
3	2	1	-8,763	0	4,98	0,727	0	0	0	0
3	2	2	-12,468	0	3,977	2,474	0	0	0	0
3	2	3	0,923	0	-3,7	0,973	0	0	0	0
3	2	4	-16,116	0	48,849	-17,056	0	0	0	0
3	3	1	-8,763	0	5,99	0,727	0	0	0	0

Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
3	3	2	-12,468	0	7,417	2,474	0	0	0	0
3	3	3	0,923	0	-0,976	2,947	0	0	0	0
3	3	4	-16,116	0	25,142	-17,056	0	0	0	0
4	1	1	-53,213	0	-6,241	0,113	0	0	0	0
4	1	2	-21,988	0	-0,943	-0,018	0	0	0	0
4	1	3	1,822	0	13,139	-3,234	0	0	0	0
4	1	4	-486,225	0	-112,755	2,494	0	0	0	0
4	2	1	-53,213	0	-6,019	0,113	0	0	0	0
4	2	2	-21,988	0	-0,977	-0,018	0	0	0	0
4	2	3	1,822	0	6,801	-3,234	0	0	0	0
4	2	4	-486,225	0	-107,867	2,494	0	0	0	0
4	3	1	-53,213	0	-5,797	0,113	0	0	0	0
4	3	2	-21,988	0	-1,012	-0,018	0	0	0	0
4	3	3	1,822	0	0,463	-3,234	0	0	0	0
4	3	4	-486,225	0	-102,98	2,494	0	0	0	0
5	1	1	-41,519	0	-1,235	0,737	0	0	0	0
5	1	2	-21,936	0	-1,229	0,834	0	0	0	0
5	1	3	1,357	0	1,863	-1,727	0	0	0	0
5	1	4	-253,002	0	-8,989	4,101	0	0	0	0
5	2	1	-26,649	0	0,313	0,737	0	0	0	0
5	2	2	-21,936	0	0,522	0,834	0	0	0	0
5	2	3	1,357	0	-1,763	-1,727	0	0	0	0
5	2	4	-253,002	0	-0,376	4,101	0	0	0	0
5	3	1	-26,649	0	1,861	0,737	0	0	0	0
5	3	2	-21,936	0	2,273	0,834	0	0	0	0
5	3	3	1,357	0	-5,389	-1,727	0	0	0	0
5	3	4	-253,002	0	8,237	4,101	0	0	0	0
6	1	1	-14,933	0	6,468	-2,502	0	0	0	0
6	1	2	-21,884	0	2,153	-2,582	0	0	0	0
6	1	3	0,994	0	-4,378	0,684	0	0	0	0
6	1	4	-19,355	0	101,9	-17,087	0	0	0	0
6	2	1	-14,933	0	3,54	-2,502	0	0	0	0
6	2	2	-21,884	0	-0,868	-2,582	0	0	0	0
6	2	3	0,994	0	-3,578	0,684	0	0	0	0
6	2	4	-19,355	0	81,908	-17,087	0	0	0	0
6	3	1	-14,933	0	0,613	-2,502	0	0	0	0
6	3	2	-21,884	0	-3,89	-2,582	0	0	0	0
6	3	3	0,994	0	-2,778	0,684	0	0	0	0
6	3	4	-19,355	0	61,916	-17,087	0	0	0	0
7	1	1	-44,732	0	-6,845	0,634	0	0	0	0
7	1	2	-19,003	0	-0,904	-0,004	0	0	0	0
7	1	3	-0,831	0	12,968	-3,213	0	0	0	0
7	1	4	-363,081	0	-125,331	12,723	0	0	0	0
7	2	1	-44,732	0	-5,603	0,634	0	0	0	0
7	2	2	-19,003	0	-0,911	-0,004	0	0	0	0
7	2	3	-0,831	0	6,671	-3,213	0	0	0	0
7	2	4	-363,081	0	-100,393	12,723	0	0	0	0
7	3	1	-44,732	0	-4,362	0,634	0	0	0	0
7	3	2	-19,003	0	-0,919	-0,004	0	0	0	0
7	3	3	-0,831	0	0,374	-3,213	0	0	0	0
7	3	4	-363,081	0	-75,456	12,723	0	0	0	0
8	1	1	-35,503	0	-3,467	1,586	0	0	0	0
8	1	2	-19,033	0	-1,189	0,641	0	0	0	0
8	1	3	-0,531	0	2,423	-1,866	0	0	0	0
8	1	4	-178,127	0	-54,129	23,544	0	0	0	0
8	2	1	-21,053	0	-0,136	1,586	0	0	0	0

Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
8	2	2	-19,033	0	0,157	0,641	0	0	0	0
8	2	3	-0,531	0	-1,495	-1,866	0	0	0	0
8	2	4	-178,127	0	-4,686	23,544	0	0	0	0
8	3	1	-21,053	0	3,195	1,586	0	0	0	0
8	3	2	-19,033	0	1,503	0,641	0	0	0	0
8	3	3	-0,531	0	-5,412	-1,866	0	0	0	0
8	3	4	-178,127	0	44,757	23,544	0	0	0	0
9	1	1	-11,809	0	4,069	0,463	0	0	0	0
9	1	2	-19,063	0	1,297	0,346	0	0	0	0
9	1	3	-0,325	0	-3,866	0,205	0	0	0	0
9	1	4	7,143	0	64,845	4,835	0	0	0	0
9	2	1	-11,809	0	4,542	0,463	0	0	0	0
9	2	2	-19,063	0	1,651	0,346	0	0	0	0
9	2	3	-0,325	0	-3,656	0,205	0	0	0	0
9	2	4	7,143	0	69,788	4,835	0	0	0	0
9	3	1	-11,809	0	5,015	0,463	0	0	0	0
9	3	2	-19,063	0	2,005	0,346	0	0	0	0
9	3	3	-0,325	0	-3,447	0,205	0	0	0	0
9	3	4	7,143	0	74,731	4,835	0	0	0	0
10	1	1	-49,443	0	-5,878	0,015	0	0	0	0
10	1	2	-21,358	0	-0,443	-0,269	0	0	0	0
10	1	3	0,223	0	12,632	-3,023	0	0	0	0
10	1	4	-437,851	0	-111,864	3,729	0	0	0	0
10	2	1	-49,443	0	-5,849	0,015	0	0	0	0
10	2	2	-21,358	0	-0,97	-0,269	0	0	0	0
10	2	3	0,223	0	6,706	-3,023	0	0	0	0
10	2	4	-437,851	0	-104,555	3,729	0	0	0	0
10	3	1	-49,443	0	-5,82	0,015	0	0	0	0
10	3	2	-21,358	0	-1,497	-0,269	0	0	0	0
10	3	3	0,223	0	0,78	-3,023	0	0	0	0
10	3	4	-437,851	0	-97,245	3,729	0	0	0	0
11	1	1	-38,639	0	-3,226	1,416	0	0	0	0
11	1	2	-21,354	0	-1,742	0,979	0	0	0	0
11	1	3	0,223	0	2,439	-1,783	0	0	0	0
11	1	4	-221,824	0	-42,249	15,832	0	0	0	0
11	2	1	-24,719	0	-0,251	1,416	0	0	0	0
11	2	2	-21,354	0	0,314	0,979	0	0	0	0
11	2	3	0,223	0	-1,305	-1,783	0	0	0	0
11	2	4	-221,824	0	-9,002	15,832	0	0	0	0
11	3	1	-24,719	0	2,723	1,416	0	0	0	0
11	3	2	-21,354	0	2,37	0,979	0	0	0	0
11	3	3	0,223	0	-5,048	-1,783	0	0	0	0
11	3	4	-221,824	0	24,245	15,832	0	0	0	0
12	1	1	-13,847	0	5,241	-0,729	0	0	0	0
12	1	2	-21,306	0	2,202	-1,361	0	0	0	0
12	1	3	0,207	0	-3,733	0,051	0	0	0	0
12	1	4	-4,981	0	76,743	2,788	0	0	0	0
12	2	1	-13,847	0	4,629	-0,729	0	0	0	0
12	2	2	-21,306	0	1,059	-1,361	0	0	0	0
12	2	3	0,207	0	-3,69	0,051	0	0	0	0
12	2	4	-4,981	0	79,085	2,788	0	0	0	0
12	3	1	-13,847	0	4,017	-0,729	0	0	0	0
12	3	2	-21,306	0	-0,084	-1,361	0	0	0	0
12	3	3	0,207	0	-3,648	0,051	0	0	0	0
12	3	4	-4,981	0	81,427	2,788	0	0	0	0
13	1	1	-61,371	0	-5,168	-0,335	0	0	0	0

Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
13	1	2	-31,114	0	0,101	-0,534	0	0	0	0
13	1	3	-1,58	0	12,559	-2,972	0	0	0	0
13	1	4	-562,275	0	-104,614	0,114	0	0	0	0
13	2	1	-61,371	0	-5,825	-0,335	0	0	0	0
13	2	2	-31,114	0	-0,946	-0,534	0	0	0	0
13	2	3	-1,58	0	6,735	-2,972	0	0	0	0
13	2	4	-562,275	0	-104,391	0,114	0	0	0	0
13	3	1	-61,371	0	-6,482	-0,335	0	0	0	0
13	3	2	-31,114	0	-1,992	-0,534	0	0	0	0
13	3	3	-1,58	0	0,91	-2,972	0	0	0	0
13	3	4	-562,275	0	-104,167	0,114	0	0	0	0
14	1	1	-46,892	0	-3,9	1,393	0	0	0	0
14	1	2	-31,211	0	-2,25	1,024	0	0	0	0
14	1	3	-1,167	0	2,569	-1,748	0	0	0	0
14	1	4	-271,461	0	-49,253	14,79	0	0	0	0
14	2	1	-33,492	0	-0,975	1,393	0	0	0	0
14	2	2	-31,211	0	-0,1	1,024	0	0	0	0
14	2	3	-1,167	0	-1,102	-1,748	0	0	0	0
14	2	4	-271,461	0	-18,194	14,79	0	0	0	0
14	3	1	-33,492	0	1,95	1,393	0	0	0	0
14	3	2	-31,211	0	2,051	1,024	0	0	0	0
14	3	3	-1,167	0	-4,773	-1,748	0	0	0	0
14	3	4	-271,461	0	12,866	14,79	0	0	0	0
15	1	1	-18,939	0	4,251	7,552	0	0	0	0
15	1	2	-31,195	0	1,741	10,853	0	0	0	0
15	1	3	-0,855	0	-3,409	0,077	0	0	0	0
15	1	4	19,396	0	62,834	12,52	0	0	0	0
15	2	1	-18,939	0	9,179	7,552	0	0	0	0
15	2	2	-31,195	0	8,822	10,853	0	0	0	0
15	2	3	-0,855	0	-3,359	0,077	0	0	0	0
15	2	4	19,396	0	71,004	12,52	0	0	0	0
15	3	1	-18,939	0	14,107	7,552	0	0	0	0
15	3	2	-31,195	0	15,904	10,853	0	0	0	0
15	3	3	-0,855	0	-3,309	0,077	0	0	0	0
15	3	4	19,396	0	79,173	12,52	0	0	0	0
16	1	1	-52,481	0	-3,004	-1,428	0	0	0	0
16	1	2	-22,191	0	-0,943	0,728	0	0	0	0
16	1	3	-1,227	0	14,018	-4,843	0	0	0	0
16	1	4	-519,377	0	-47,993	-37,845	0	0	0	0
16	2	1	-52,481	0	-5,802	-1,428	0	0	0	0
16	2	2	-22,191	0	0,484	0,728	0	0	0	0
16	2	3	-1,227	0	6,235	-3,099	0	0	0	0
16	2	4	-519,377	0	-122,169	-37,845	0	0	0	0
16	3	1	-52,481	0	-8,6	-1,428	0	0	0	0
16	3	2	-22,191	0	1,911	0,728	0	0	0	0
16	3	3	-1,227	0	1,871	-1,354	0	0	0	0
16	3	4	-519,377	0	-196,346	-37,845	0	0	0	0
17	1	1	-39,1	0	6,889	-6,921	0	0	0	0
17	1	2	-22,18	0	1,976	-3,78	0	0	0	0
17	1	3	-1,087	0	2,712	-2,497	0	0	0	0
17	1	4	-251,887	0	112,596	-90,177	0	0	0	0
17	2	1	-26,75	0	-7,644	-6,921	0	0	0	0
17	2	2	-22,18	0	-5,962	-3,78	0	0	0	0
17	2	3	-1,087	0	-0,57	-0,628	0	0	0	0
17	2	4	-251,887	0	-76,776	-90,177	0	0	0	0
17	3	1	-26,75	0	-22,178	-6,921	0	0	0	0

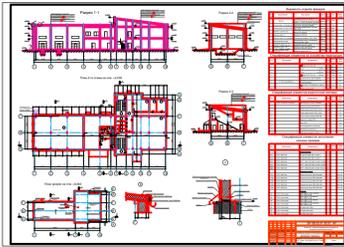
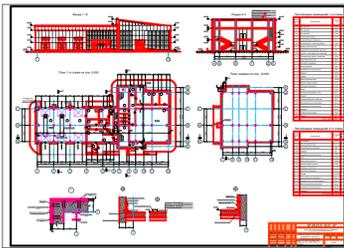
Величины усилий											
Элемент	Сечение	Загружение	Значение								
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz	
17	3	2	-22,18	0	-13,9	-3,78	0	0	0	0	
17	3	3	-1,087	0	0,074	1,241	0	0	0	0	
17	3	4	-251,887	0	-266,147	-90,177	0	0	0	0	
18	1	1	-13,536	0	-7,696	-5,511	0	0	0	0	
18	1	2	-22,299	0	-14,617	-9,73	0	0	0	0	
18	1	3	-0,945	0	0,926	-4,47	0	0	0	0	
18	1	4	13,913	0	32,651	14	0	0	0	0	
18	2	1	-13,536	0	-9,266	-5,511	0	0	0	0	
18	2	2	-22,299	0	-17,39	-9,73	0	0	0	0	
18	2	3	-0,945	0	-0,312	-4,216	0	0	0	0	
18	2	4	13,913	0	36,641	14	0	0	0	0	
18	3	1	-13,536	0	-10,837	-5,511	0	0	0	0	
18	3	2	-22,299	0	-20,163	-9,73	0	0	0	0	
18	3	3	-0,945	0	-1,477	-3,962	0	0	0	0	
18	3	4	13,913	0	40,631	14	0	0	0	0	
19	1	1	0,788	0	0	5,213	0	0	0	0	
19	1	2	0,206	0	0	0,06	0	0	0	0	
19	1	3	-4,176	0	0	-0,389	0	0	0	0	
19	1	4	13,124	0	0	103,491	0	0	0	0	
19	2	1	0,788	0	3,551	-1,267	0	0	0	0	
19	2	2	0,206	0	0,109	0,06	0	0	0	0	
19	2	3	-4,176	0	-0,7	-0,389	0	0	0	0	
19	2	4	13,124	0	69,645	-26,109	0	0	0	0	
19	3	1	0,788	0	-4,562	-7,747	0	0	0	0	
19	3	2	0,206	0	0,217	0,06	0	0	0	0	
19	3	3	-4,176	0	-1,4	-0,389	0	0	0	0	
19	3	4	13,124	0	-93,991	-155,709	0	0	0	0	
20	1	1	1,411	0	0	3,947	0	0	0	0	
20	1	2	1,057	0	0	0,112	0	0	0	0	
20	1	3	-2,669	0	0	-0,854	0	0	0	0	
20	1	4	14,732	0	0	77,514	0	0	0	0	
20	2	1	1,411	0	2,144	-0,373	0	0	0	0	
20	2	2	1,057	0	0,135	0,112	0	0	0	0	
20	2	3	-2,669	0	-1,024	-0,854	0	0	0	0	
20	2	4	14,732	0	41,177	-8,886	0	0	0	0	
20	3	1	1,411	0	-0,895	-4,693	0	0	0	0	
20	3	2	1,057	0	0,27	0,112	0	0	0	0	
20	3	3	-2,669	0	-2,049	-0,854	0	0	0	0	
20	3	4	14,732	0	-21,327	-95,286	0	0	0	0	
21	1	1	2,364	0	0	4,535	0	0	0	0	
21	1	2	1,702	0	0	0,082	0	0	0	0	
21	1	3	-1,322	0	0	-0,553	0	0	0	0	
21	1	4	25,553	0	0	89,668	0	0	0	0	
21	2	1	2,364	0	2,753	-0,865	0	0	0	0	
21	2	2	1,702	0	0,123	0,082	0	0	0	0	
21	2	3	-1,322	0	-0,829	-0,553	0	0	0	0	
21	2	4	25,553	0	53,502	-18,332	0	0	0	0	
21	3	1	2,364	0	-2,594	-6,265	0	0	0	0	
21	3	2	1,702	0	0,245	0,082	0	0	0	0	
21	3	3	-1,322	0	-1,659	-0,553	0	0	0	0	
21	3	4	25,553	0	-54,996	-126,332	0	0	0	0	
22	1	1	3,765	0	0	4,539	0	0	0	0	
22	1	2	2,95	0	0	0,086	0	0	0	0	
22	1	3	-0,081	0	0	-0,553	0	0	0	0	
22	1	4	37,656	0	0	89,695	0	0	0	0	
22	2	1	3,765	0	2,759	-0,861	0	0	0	0	

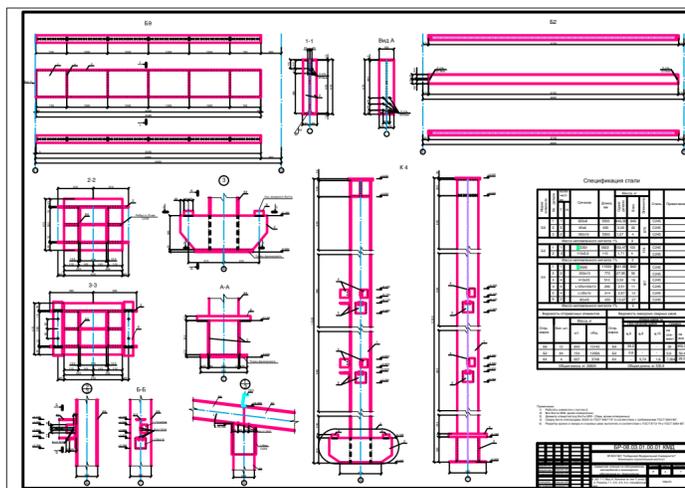
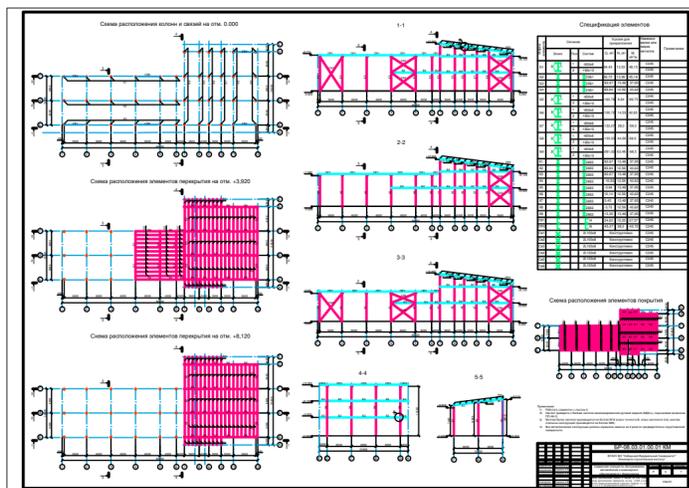
Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
22	2	2	2,95	0	0,129	0,086	0	0	0	0
22	2	3	-0,081	0	-0,829	-0,553	0	0	0	0
22	2	4	37,656	0	53,543	-18,305	0	0	0	0
22	3	1	3,765	0	-2,582	-6,261	0	0	0	0
22	3	2	2,95	0	0,258	0,086	0	0	0	0
22	3	3	-0,081	0	-1,659	-0,553	0	0	0	0
22	3	4	37,656	0	-54,914	-126,305	0	0	0	0
23	1	1	5,493	0	0	8,218	0	0	0	0
23	1	2	4,508	0	0	-0,011	0	0	0	0
23	1	3	1,143	0	0	-0,14	0	0	0	0
23	1	4	52,332	0	0	164,51	0	0	0	0
23	2	1	5,493	0	8,455	-2,582	0	0	0	0
23	2	2	4,508	0	-0,033	-0,011	0	0	0	0
23	2	3	1,143	0	-0,42	-0,14	0	0	0	0
23	2	4	52,332	0	169,529	-51,49	0	0	0	0
23	3	1	5,493	0	-15,489	-13,382	0	0	0	0
23	3	2	4,508	0	-0,065	-0,011	0	0	0	0
23	3	3	1,143	0	-0,84	-0,14	0	0	0	0
23	3	4	52,332	0	-308,942	-267,49	0	0	0	0
24	1	1	-1,062	0	0	5,2	0	0	0	0
24	1	2	2,172	0	0	0,033	0	0	0	0
24	1	3	-2,428	0	0	-0,281	0	0	0	0
24	1	4	-48,965	0	0	103,583	0	0	0	0
24	2	1	-1,062	0	3,528	-1,28	0	0	0	0
24	2	2	2,172	0	0,06	0,033	0	0	0	0
24	2	3	-2,428	0	-0,506	-0,281	0	0	0	0
24	2	4	-48,965	0	69,809	-26,017	0	0	0	0
24	3	1	-1,062	0	-4,607	-7,76	0	0	0	0
24	3	2	2,172	0	0,12	0,033	0	0	0	0
24	3	3	-2,428	0	-1,011	-0,281	0	0	0	0
24	3	4	-48,965	0	-93,662	-155,617	0	0	0	0
25	1	1	-4,301	0	0	3,956	0	0	0	0
25	1	2	-1,244	0	0	0,086	0	0	0	0
25	1	3	-0,018	0	0	-0,645	0	0	0	0
25	1	4	-70,154	0	0	78,03	0	0	0	0
25	2	1	-4,301	0	2,155	-0,364	0	0	0	0
25	2	2	-1,244	0	0,103	0,086	0	0	0	0
25	2	3	-0,018	0	-0,773	-0,645	0	0	0	0
25	2	4	-70,154	0	41,796	-8,37	0	0	0	0
25	3	1	-4,301	0	-0,873	-4,684	0	0	0	0
25	3	2	-1,244	0	0,206	0,086	0	0	0	0
25	3	3	-0,018	0	-1,547	-0,645	0	0	0	0
25	3	4	-70,154	0	-20,087	-94,77	0	0	0	0
26	1	1	-5,424	0	0	4,561	0	0	0	0
26	1	2	-1,539	0	0	0,056	0	0	0	0
26	1	3	2,053	0	0	-0,438	0	0	0	0
26	1	4	-88,863	0	0	90,501	0	0	0	0
26	2	1	-5,424	0	2,791	-0,839	0	0	0	0
26	2	2	-1,539	0	0,084	0,056	0	0	0	0
26	2	3	2,053	0	-0,658	-0,438	0	0	0	0
26	2	4	-88,863	0	54,751	-17,499	0	0	0	0
26	3	1	-5,424	0	-2,518	-6,239	0	0	0	0
26	3	2	-1,539	0	0,168	0,056	0	0	0	0
26	3	3	2,053	0	-1,315	-0,438	0	0	0	0
26	3	4	-88,863	0	-52,498	-125,499	0	0	0	0
27	1	1	-7,569	0	0	4,633	0	0	0	0

Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
27	1	2	-3,879	0	0	0,103	0	0	0	0
27	1	3	3,886	0	0	-0,454	0	0	0	0
27	1	4	-101,907	0	0	91,344	0	0	0	0
27	2	1	-7,569	0	2,9	-0,767	0	0	0	0
27	2	2	-3,879	0	0,155	0,103	0	0	0	0
27	2	3	3,886	0	-0,682	-0,454	0	0	0	0
27	2	4	-101,907	0	56,016	-16,656	0	0	0	0
27	3	1	-7,569	0	-2,301	-6,167	0	0	0	0
27	3	2	-3,879	0	0,31	0,103	0	0	0	0
27	3	3	3,886	0	-1,363	-0,454	0	0	0	0
27	3	4	-101,907	0	-49,969	-124,656	0	0	0	0
28	1	1	-1,41	0	0	8,386	0	0	0	0
28	1	2	5,95	0	0	0,12	0	0	0	0
28	1	3	5,711	0	0	-0,142	0	0	0	0
28	1	4	-104,177	0	0	166,2	0	0	0	0
28	2	1	-1,41	0	8,959	-2,414	0	0	0	0
28	2	2	5,95	0	0,359	0,12	0	0	0	0
28	2	3	5,711	0	-0,426	-0,142	0	0	0	0
28	2	4	-104,177	0	174,601	-49,8	0	0	0	0
28	3	1	-1,41	0	-14,482	-13,214	0	0	0	0
28	3	2	5,95	0	0,717	0,12	0	0	0	0
28	3	3	5,711	0	-0,852	-0,142	0	0	0	0
28	3	4	-104,177	0	-298,798	-265,8	0	0	0	0
37	1	1	0,342	0	-5,99	8,786	0	0	0	0
37	1	2	-0,943	0	-7,417	12,677	0	0	0	0
37	1	3	-3,037	0	0,976	-0,559	0	0	0	0
37	1	4	18,885	0	-25,142	13,928	0	0	0	0
37	2	1	-0,651	0	2,579	0,665	0	0	0	0
37	2	2	-2,499	0	4,032	-0,049	0	0	0	0
37	2	3	-3,037	0	-0,038	-0,559	0	0	0	0
37	2	4	18,885	0	0,115	13,928	0	0	0	0
37	3	1	-1,643	0	-3,579	-7,457	0	0	0	0
37	3	2	-4,054	0	-7,596	-12,775	0	0	0	0
37	3	3	-3,037	0	-1,052	-0,559	0	0	0	0
37	3	4	18,885	0	25,371	13,928	0	0	0	0
38	1	1	2,657	0	-4,192	7,061	0	0	0	0
38	1	2	1,17	0	-3,706	8,632	0	0	0	0
38	1	3	-3,837	0	1,725	-1,46	0	0	0	0
38	1	4	38,215	0	-36,545	31,04	0	0	0	0
38	2	1	1,991	0	1,071	1,646	0	0	0	0
38	2	2	0,127	0	1,602	0,148	0	0	0	0
38	2	3	-3,837	0	-0,039	-1,46	0	0	0	0
38	2	4	38,215	0	0,984	31,04	0	0	0	0
38	3	1	1,326	0	-0,211	-3,768	0	0	0	0
38	3	2	-0,915	0	-3,347	-8,336	0	0	0	0
38	3	3	-3,837	0	-1,804	-1,46	0	0	0	0
38	3	4	38,215	0	38,512	31,04	0	0	0	0
39	1	1	2,297	0	-5,227	8,012	0	0	0	0
39	1	2	1,053	0	-5,353	10,629	0	0	0	0
39	1	3	-3,999	0	1,643	-1,118	0	0	0	0
39	1	4	32,515	0	-36,219	24,581	0	0	0	0
39	2	1	1,474	0	1,766	1,244	0	0	0	0
39	2	2	-0,237	0	2,695	0,024	0	0	0	0
39	2	3	-3,999	0	-0,046	-1,118	0	0	0	0
39	2	4	32,515	0	0,923	24,581	0	0	0	0
39	3	1	0,65	0	-1,468	-5,524	0	0	0	0

Величины усилий										
Элемент	Сечение	Загружение	Значение							
			N	Mk	My	Qz	Mz	Qy	ry	rz
39	3	2	-1,527	0	-5,282	-10,581	0	0	0	0
39	3	3	-3,999	0	-1,735	-1,118	0	0	0	0
39	3	4	32,515	0	38,066	24,581	0	0	0	0
40	1	1	3,073	0	-5,485	8,123	0	0	0	0
40	1	2	2,431	0	-5,198	10,397	0	0	0	0
40	1	3	-4,079	0	1,913	-1,304	0	0	0	0
40	1	4	30,447	0	-43,361	29,762	0	0	0	0
40	2	1	2,227	0	1,679	1,355	0	0	0	0
40	2	2	1,105	0	2,503	-0,208	0	0	0	0
40	2	3	-4,079	0	-0,058	-1,304	0	0	0	0
40	2	4	30,447	0	1,629	29,762	0	0	0	0
40	3	1	1,381	0	-1,389	-5,413	0	0	0	0
40	3	2	-0,22	0	-5,827	-10,813	0	0	0	0
40	3	3	-4,079	0	-2,029	-1,304	0	0	0	0
40	3	4	30,447	0	46,618	29,762	0	0	0	0
41	1	1	-3,799	0	-15,496	14,307	0	0	0	0
41	1	2	-7,173	0	-21,731	21,469	0	0	0	0
41	1	3	-4,048	0	1,28	-0,456	0	0	0	0
41	1	4	15,588	0	-32,555	12,107	0	0	0	0
41	2	1	-5,458	0	7,289	0,771	0	0	0	0
41	2	2	-9,771	0	11,106	0,259	0	0	0	0
41	2	3	-4,048	0	-0,099	-0,456	0	0	0	0
41	2	4	15,588	0	4,038	12,107	0	0	0	0
41	3	1	-7,116	0	-10,837	-12,765	0	0	0	0
41	3	2	-12,369	0	-20,163	-20,951	0	0	0	0
41	3	3	-4,048	0	-1,477	-0,456	0	0	0	0
41	3	4	15,588	0	40,631	12,107	0	0	0	0

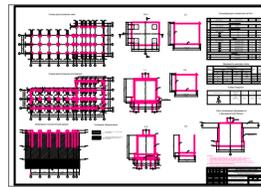
## Приложение Б











Федеральное государственное автономное  
образовательное учреждение  
высшего образования  
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Инженерно-строительный институт

Строительные конструкции и управляемые системы  
кафедра

УТВЕРЖДАЮ  
Заведующий кафедрой  
С.В. Деордиев  
подпись инициалы, фамилия  
« 26 » 06 2017 г.

### БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

в виде проекта  
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»  
код, наименование направления

Сервисная станция по обслуживанию  
тема  
автомобилей и инженерного обеспе-  
чения в г. Красноярске

Руководитель

23.06.2017 Деордиев, К.И.Н.  
подпись, дата должность, ученая степень

А.В. Тарасов  
инициалы, фамилия

Выпускник

26.06.17 г.  
подпись, дата

И.В. Кузнецова  
инициалы, фамилия

Красноярск 2017

Продолжение титульного листа БР по теме Сервисная  
станция по обслуживанию автомобилей  
и материально обеспечению в г. Краснодаре

Консультанты по  
разделам:

архитектурно-строительный  
наименование раздела

 01.06.17 М. Сергунцов  
подпись, дата инициалы, фамилия

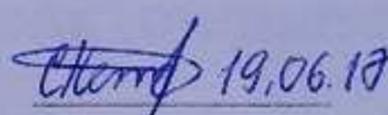
расчетно-конструктивный

 23.06.17 А.В. Тарасов  
подпись, дата инициалы, фамилия

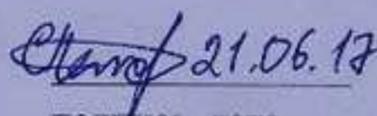
фундаменты

 21.06. Е.А. Чайкин  
подпись, дата инициалы, фамилия

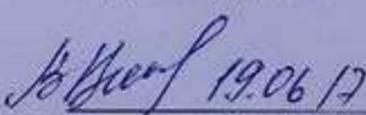
технология строит. производства

 19.06.17 С.Ю. Петрова  
подпись, дата инициалы, фамилия

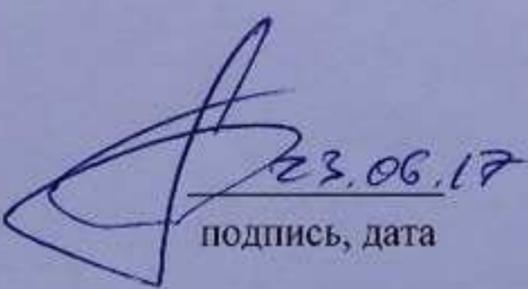
организация строит. производства

 21.06.17 С.Ю. Петрова  
подпись, дата инициалы, фамилия

экономика строительства

 19.06.17 В.В. Пухов  
подпись, дата инициалы, фамилия

Нормоконтролер

 23.06.17 А.В. Тарасов  
подпись, дата инициалы, фамилия