

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  
« \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20 г.

**БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА**

в виде \_\_\_\_\_ проекта \_\_\_\_\_  
проекта, работы

\_\_\_\_\_ 08.03.01 «Строительство» \_\_\_\_\_  
код, наименование направления

\_\_\_\_\_ Спортивный комплекс «Сибиряк» в г.Красноярск \_\_\_\_\_  
тема

Руководитель \_\_\_\_\_ к.т.н доц.каф. СКиУС Е.Г.Плясунов  
подпись, дата должность, ученая степень инициалы, фамилия

Выпускник \_\_\_\_\_ Д.В.Захаров  
подпись, дата инициалы, фамилия

Красноярск 2022 г.

## РЕФЕРАТ

Выпускная квалификационная работа по теме «Спортивный комплекс «Сибиряк» в г. Красноярске» содержит 125 страниц текстового документа, 2 приложения, 74 использованных источников, 6 листов графического материала.

ОБОСНОВАНИЕ ПРИНЯТЫХ РЕШЕНИЙ, ОПИСАНИЕ АРХИТЕКТУРНЫХ РЕШЕНИЙ, РАСЧЕТ, СБОР НАГРУЗОК, ПРОЕКТИРОВАНИЕ, ОБЪЕКТ, ПОДБОР СЕЧЕНИЯ, ПРОВЕРКА, КАЛЬКУЛЯЦИЯ, СМЕТА.

Проектируемое здание – Спортивный комплекс.

Цели работы:

- разработать объемно-пространственные и архитектурные решения;
- разработать и рассчитать конструкции здания;
- сделать вариантное проектирование фундамента и выбрать наиболее подходящий фундамент;
- разработать технологическую карту;
- сделать разработку строительного генерального плана;
- выполнить локальный сметный расчет на возведение каркаса.

В результате проведения работы были определены вопросы по проектированию физкультурно-спортивный комплекс в городе Красноярске.

В итоге были разработаны конструктивные, объемно-пространственные и архитектурные решения, выполнен расчет конструкций и фундаментов, разработаны технологическая карта и строительный генеральный план, выполнен локальный сметный расчет.

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	7
1 Архитектурно-строительный раздел.....	8
1.1 Исходные данные для проектирования .....	8
1.1.1 Характеристика объекта строительства .....	8
1.1.2 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства.....	8
1.1.3 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства, состав и характеристика производства, номенклатура выпускаемой продукции (работ, услуг).....	8
1.1.4 Техничко-экономические показатели проектируемых объектов капитального строительства. ....	8
1.2 Схема планировочной организации земельного участка.....	9
1.2.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства. ....	9
1.3 Архитектурные решения .....	10
1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации. ....	10
1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений. В том числе, в части соблюдения предельных параметров разрешенного объекта капитального строительства .....	10
1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства..	11
1.3.4 Обоснование принятых архитектурных решений в части обеспечения соответствия зданий, строений и сооружений установленным требованиям энергетической эффективности.....	11
1.3.5 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия.....	12
1.3.6 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей.....	12
1.3.7 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов (при необходимости) .....	12
1.3.8 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров .....	12
1.3.9 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения .....	13

					БР 08.03.01.01 – 2022 –ПЗ			
Изм.	Лист	№ докум.	Подпис	Дата	Спортивный комплекс «Сибиряк» в г. Красноярске	Лит.	Лист	Листов
Разраб.		Захаров Д.В.					3	99
Провер.		Плясунов Е.Г.				СМиТС		
Н. Контр.		Плясунов Е.Г.						
Зав. кафедрой		Деордиев С.В.						

1.4 Конструктивные решения .....	14
1.4.1 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций .....	14
1.4.2 Сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.....	14
1.4.3 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства .....	14
1.4.4 Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость зданий и сооружений объекта капитального строительства в целом, а также их отдельных конструктивных элементов, узлов, деталей в процессе изготовления, перевозки, строительства и эксплуатации объекта капитального строительства .....	15
1.4.5 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства .....	16
1.4.6 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих: соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций .....	16
1.5 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение требуемых характеристик конструкций.....	16
1.5.1 Обеспечение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций .....	16
1.5.2 Обеспечение снижения шума и вибраций.....	16
1.5.3 Обеспечение гидроизоляции и пароизоляции помещений.....	16
1.5.4 Обеспечение снижения загазованности помещений.....	17
1.5.5 Обеспечение удаления избытков тепла .....	17
1.5.6 Обеспечение соблюдения безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий.....	17
1.5.7 Обеспечение пожарной безопасности .....	17
1.6 Теплотехнические расчеты .....	18
1.6.1 Теплотехнический расчет стены .....	18
1.6.2 Теплотехнический расчет кровельного утеплителя .....	20
1.6.3 Определение вида заполнения оконных проемов .....	23
2 Расчетно-конструктивный раздел .....	24
2.1 Исходные данные .....	24
2.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчётов строительных конструкций.....	24
2.3 Проектирование плиты покрытия .....	24
2.4 Сбор нагрузок на плиту покрытия .....	25
2.4.1 Снеговая нагрузка .....	25

2.5	Расчет плиты покрытия .....	26
2.5.1	Проверки плиты на прочность.....	34
2.6	Конструирование металлодеревянной фермы с клееным верхним поясом	41
2.6.1	Сбор нагрузок.....	41
2.7	Подбор сечения верхнего пояса фермы.....	43
2.8	Подбор сечения стоек фермы .....	47
2.9	Подбор сечения раскосов фермы.....	48
2.10	Подбор сечения нижнего пояса фермы .....	49
2.11	Проектирование дощато-клееной колонны.....	51
2.11.1	Определение нагрузок на колонну.....	52
2.11.2	Ветровая нагрузка .....	53
2.11.3	Определение усилий в колонне .....	54
2.11.4	Расчет колонн на прочность по нормальным напряжениям и на устойчивость плоской формы деформирования.....	58
3	Проектирование фундаментов.....	60
3.1	Исходные данные для проектирования .....	60
3.1.1	Инженерно – геологические условия.....	60
3.1.2	Анализ грунтовых условий .....	60
3.1.3	Нагрузки на основание .....	61
3.2	Проектирование фундамента неглубокого заложения из монолитного железобетона.....	62
3.2.1	Выбор глубины заложения фундамента.....	62
3.2.2	Предварительные размеры фундамента .....	62
3.2.3	Расчетное сопротивление грунта .....	63
3.2.4	Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования.....	65
3.2.5	Проверка давления на кровлю слабого слоя.....	66
3.2.6	Конструирование фундамента .....	67
3.2.7	Расчет плитной части фундамента на продавливание колонной.....	67
3.2.8	Расчет плитной части фундамента на изгиб .....	69
3.3	Проектирование свайного фундамента из забивных свай.....	70
3.3.1	Назначение вида сваи и ее параметров.....	70
3.3.2	Определение несущей способности сваи .....	71
3.3.3	Определение числа свай в фундаменте. Конструирование ростверка .	72
3.3.4	Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания .....	73
3.3.5	Подбор сваебойного оборудования.....	74
3.3.6	Расчет плиты на продавливание колонной .....	74
3.3.7	Расчет плиты ростверка на продавливание угловой сваей.....	75
3.4	Технико-экономическое сравнение вариантов фундамента.....	76
4	Технология строительного производства.....	78
4.1	Область применения .....	78
4.2	Общие положения .....	78
4.3	Организация и технология выполнения работ.....	79
4.4	Требования к качеству работ .....	79
4.5	Потребность в материально-технических ресурсах .....	81

4.6	Подбор крана для выполнения работ.....	82
4.7	Калькуляция затрат труда и машинного времени .....	84
4.8	Техника безопасности и охрана труд.....	85
4.9	Технико-экономические показатели .....	87
5	Организация строительного производства.....	88
5.1	Объектный строительный генеральный план .....	88
5.1.1	Область применения строительного генерального плана .....	88
5.1.2	Выбор монтажного крана .....	88
5.1.3	Размещение крана на объекте.....	88
5.1.4	Определение величины опасных зон .....	88
5.2	Внутрипостроечные дороги .....	89
5.3	Проектирование складов.....	90
5.4	Расчет потребности в автотранспортных средствах .....	91
5.5	Расчет временных зданий на строительной площадке .....	92
5.6	Электроснабжение строительной площадки.....	93
5.7	Временное водоснабжение.....	95
5.8	Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности.....	97
5.9	Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов .....	99
5.10	Нормативная продолжительность строительства.....	100
6	Экономика строительства .....	101
6.1	Определение прогнозной стоимости строительства объекта по укрупненным нормативам цены строительства.....	101
6.2	Составление локального сметного расчета на отдельный вид общестроительных работ.....	105
6.3	Технико-экономические показатели проекта.....	107
	Заключение .....	111
	Приложение А-Б.....	117

## ВВЕДЕНИЕ

В данной выпускной квалификационной работе разработан проект на тему Спортивный комплекс «Сибиряк» в г. Красноярске.

Здание прямоугольное 54 на 42 метра. Здание поделено на секции. Первая секция имеет высоту 14,6 метров, вторая – 5 метров, третья – 6 метров.

Первая секция состоит из двух этажей. На первом этаже расположены спортивные залы и раздевалки, на втором этаже – кружковые и офисные помещения. Во второй и третьей секции также расположены спортивные залы и раздевалки.

Помещения разработаны в соответствии с заданием на проектирование с соблюдением требований, действующих санитарно-гигиенических и норм пожарной безопасности.

За относительную отметку 0.000 принята отметка чистого пола первого этажа.

Конструктивная схема здания - каркасная. Основными несущими элементами являются клеелесовые колонны сечением 660 на 240 и 320 на 240 миллиметров.

Толщина плит перекрытия, покрытия принята 220 мм.

Пространственная жесткость в первой секции обеспечена за счет колонн и фермы, во второй третьей – колонн и стропильной системы.

## **1 Архитектурно-строительный раздел**

### **1.1 Исходные данные для проектирования**

Спортивный комплекс «Сибиряк» в г. Красноярске запроектирован на основании задания на ВКР, в соответствии с действующими стандартами и нормами проектирования.

#### **1.1.1 Характеристика объекта строительства**

Спортивный комплекс предназначен для проведения учебно-тренировочных занятий всеми группами населения и проведения соревнования по настольному теннису, шахматам, шашкам, волейболу, вольной борьбе.

#### **1.1.2 Исходные данные и условия для подготовки проектной документации на объект капитального строительства**

Принятые архитектурно-планировочные решения здания спортивный комплекс «Сибиряк» в г. Красноярске обусловлены:

- особенностями расположения на генеральном плане;
- функциональным назначением;
- требованиями технических регламентов, в том числе устанавливающими требования по обеспечению безопасной эксплуатации зданий и сооружений;
- климатическими особенностями района строительства;
- утвержденного задания на проектирование;
- инженерно-геологических изысканий.

#### **1.1.3 Сведения о функциональном назначении объекта капитального строительства, состав и характеристика производства, номенклатура выпускаемой продукции (работ, услуг)**

Объект предназначен для проведения развлекательного, и спортивно-оздоровительного отдыха граждан. Спортивный комплекс является объектом районного значения, направленным на развитие спортивной и оздоровительной деятельности в г. Красноярске и Красноярском крае.

#### **1.1.4 Техничко-экономические показатели проектируемых объектов капитального строительства.**

Техничко-экономические показатели представлены в таблице 1.1.



Таблица 1.1 – Техничко-экономические показатели проекта строительства

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
Площадь застройки	м <sup>2</sup>	2112
Количество этажей	эт.	1-2
Высота этажа	м	4,2
Общая площадь здания	м <sup>2</sup>	2 232
Полезная площадь здания	м <sup>2</sup>	2 009
Строительный объем	м <sup>3</sup>	22 680
Планировочный коэффициент		0,9
Объемный коэффициент		11,29

## 1.2 Схема планировочной организации земельного участка

### 1.2.1 Характеристика земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства.

Территория изысканий свободна от застройки, на участке имеется древесная и травянистая растительность. Рельеф площадки ровный, с абсолютными отметками поверхности 197,79-200,20 м. Запроектировано благоустройство участка. Покрытие проездов и парковок – асфальтобетонное, тротуары асфальтобетонные и брусчатые. Территория озеленяется посевом трав. Расположение проектируемого здания не приведет к затенению и снижению естественной освещенности существующих построек на стадионе «Ветлужанка» (южнее проектируемого участка) в связи с их удаленностью и ориентацией по сторонам света.



Рисунок 1.1 – Площадка строительства на генеральном плане города

## **1.3 Архитектурные решения**

### **1.3.1 Описание и обоснование внешнего и внутреннего вида объекта капитального строительства, его пространственной, планировочной и функциональной организации.**

Архитектурно - художественное решение проектируемого здания принято с учетом его планировочной структуры и архитектурно-художественных решений уже существующих зданий.

Композиционным приемом при оформлении фасадов, является сочетание цветового решения плоскостей стен, цвета элементов заполнения проемов окон, витражей и наружных дверей.

Компактность объема позволила сократить внутренние функциональные связи, уменьшить стоимость строительно-монтажных работ, сократить сроки строительства, снизить расходы на отопление и содержание здания.

Объект представляет собой новое строительство двухэтажного здания спортивного комплекса для занятий спортом в г. Красноярске с необходимым набором вспомогательных помещений. Пространственная организация зданий основана на условиях соблюдения пожарной безопасности, оптимальных функциональной организации, комфортных условий пребывания людей.

Здание отапливаемое - расчетная температура внутреннего воздуха в зале +17°С, и +20°С в остальных помещениях.

### **1.3.2 Обоснование принятых объемно-пространственных и архитектурно-художественных решений. В том числе, в части соблюдения предельных параметров разрешенного объекта капитального строительства**

В основу принятого объемно-пространственного решения положена схема функциональных связей отдельных тематических групп помещений. Кроме того, выполнение требований санитарно-гигиенических норм в части проведения тренировочных занятий по схеме «раздевалка – спортивный зал» определило внутреннюю планировочную структуру спортивного блока.

Здание объёмно и функционально состоит из двух частей: спортивный зал и блок административно-бытовых помещений.

Здание двухэтажно. Общие габаритные размеры здания по осям составляют 54 х 42 м. Здание в плане имеет прямоугольную форму. Высота этажей 4,2 м.

За относительную отметку 0,000 принят уровень чистого пола первого этажа.

Габариты санузлов, тамбуров и дверных проёмов соответствуют нормативам значениям.

В здании предусмотрены главный выход, три запасных выхода, располагаемых в противоположных сторонах здания.

Главный вход в здание оборудован пандусами для колясок и защитным козырьком.

### **1.3.3 Описание и обоснование использованных композиционных приемов при оформлении фасадов и интерьеров объекта капитального строительства**

Наружная отделка выполнена окрашиванием клефанерных стеновых панелей. Общее цветовое решение представлено на листах графической части и согласовано с заказчиком.

Основной композиционный приём - применение разноцветной облицовки фасадов в сочетании с простой рациональной формой здания.

### **1.3.4 Обоснование принятых архитектурных решений в части обеспечения соответствия зданий, строений и сооружений установленным требованиям энергетической эффективности**

В соответствии с Федеральным законом от 23.11.2009 №261-ФЗ (ред. от 29.07.2017) и Постановлением Правительства № 18 установлены правила и требования по энергосбережению и повышению энергетической эффективности зданий, строений и сооружений.

К обязательным техническим требованиям, обеспечивающим достижение показателей, характеризующих выполнение требований энергетической эффективности, вводимым с момента установления требований энергетической эффективности, относятся:

- а) требования к архитектурным, функционально-технологическим, конструктивным и инженернотехническим решениям;
- б) требования к эксплуатационным свойствам отдельных элементов и конструкций зданий, строений, сооружений;
- в) требования к используемым в зданиях, строениях, сооружениях устройствам и технологиям, включая инженерные системы;
- г) требования к включаемым в проектную документацию и применяемым при строительстве, реконструкции, капитальном ремонте зданий, строений, сооружений технологиям и материалам.

Архитектурные решения в части обеспечения соответствия зданий, строений и сооружений установленным требованиям энергетической эффективности выполнены с учетом типов зданий, характеристик материалов, используемых в проектной документации для строительства здания.

В соответствии с технологическими решениями на площадке предусмотрено строительство отапливаемого здания организаций по обслуживанию населения

Используемые материалы для теплоизоляции ограждающих конструкций зданий и элементов заполнения проемов обладают высокими эффективными характеристиками.

### **1.3.5 Описание архитектурно-строительных мероприятий, обеспечивающих защиту помещений от шума, вибрации и другого воздействия**

Для защиты от шума предусмотрена звукоизоляция в ограждающих конструкциях.

Вентиляционное оборудование предусмотрено с виброизоляцией и в шумоизоляционном исполнении.

Дополнительных мероприятий по защите от шума не требуется.

### **1.3.6 Описание архитектурных решений, обеспечивающих естественное освещение помещений с постоянным пребыванием людей**

Естественное освещение помещений запроектировано на основании СП 31-112-2004 «Физкультурно-спортивные залы» и СП 52.13330.2016 «Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95\*».

Помещения с постоянным пребыванием людей имеют естественное и искусственное освещение. В рабочих комнатах и офисах обеспечивается нормируемый уровень КЕО 1,8 %. В спортивных залах обеспечивается нормируемый уровень КЕО 1,5 %.

### **1.3.7 Описание решений по светоограждению объекта, обеспечивающих безопасность полета воздушных судов (при необходимости)**

Высота проектируемого здания не превышает 45.0 м, поэтому решений по светоограждению верхней линии фасадов, обеспечивающих безопасность полётов воздушных судов, делать нет необходимости.

### **1.3.8 Описание решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров**

Отделочные материалы должны иметь санитарно-эпидемиологическое заключение.

Решения по отделке помещений содержатся в таблицах экспликации полов и ведомости отделки помещений в графической части раздела.

Отделка внутренних помещений решена с использованием высококачественных современных материалов. Для помещений основного назначения с постоянным пребыванием посетителей применяются материалы с высокими декоративными и эксплуатационными характеристиками.

1) тамбуры, холлы, залы:

- потолки - производиться оштукатуривание – 30 мм; потолки окрашиваются водоземлюльсионной краской;

- стены - утепляются теплоизоляционным материалом Пенополистерол ПСБ с35; на участках с кирпичными стенами производится оштукатуривание поверхности; производится оштукатуривание стен по стальной сетке 30 мм; производится окрашивание водоэмульсионной краской, для придание необходимого света добавляется колер;

2) помещения сан. узлов; комната уборочного инвентаря:

- потолки - производится оштукатуривание – 30 мм; потолки окрашиваются водоэмульсионной краской;

- стены - на участках с кирпичными стенами производится оштукатуривание поверхности; финишное покрытие - водоэмульсионная покраска верха стен с добавлением колера, наклейка глазурованной плитки на высоту 1.5 м;

В данных помещениях предусмотреть гидроизоляционный слой с заведением на стену 300 мм.

3) помещения офисные:

- потолки - производится оштукатуривание – 30 мм; потолки окрашиваются водоэмульсионной краской;

- стены - кирпичные участки - на участках с кирпичными стенами производится оштукатуривание поверхности, на бетонных – затирка; финишное покрытие - производится окрашивание водоэмульсионной краской, для придание необходимого света добавляется колер;

Конструкции полов разработаны на основании СП 29.13330.2011 «Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88». Экспликация полов приведена в таблице Б.1 приложения Б.

Решений по декоративно-художественной и цветовой отделке интерьеров:

- потолки в офисных помещениях, и зале – цвет белый, краска матовая;

- стены в коридорах, холле, тамбурах, окрашены в пастельные тона;

- стены в офисных помещениях, кабинетах – цвет светло-бежевый (RAL1014), краска матовая;

- Линолеум в офисных помещениях и кабинетах матовый, цвет темно синий (RAL5003).

### **1.3.9 Описание решений по отделке помещений основного, вспомогательного, обслуживающего и технического назначения**

Окраска стен и отделка настенной керамической плиткой выполняется в светлых теплых тонах. Цвет потолков – белый, полов - светло-серый. Коэффициенты отражения отделочных материалов: для полов и потолков - 0,7-0,8, для стен - 0,5-0,6.

Отопительные приборы в спортивном зале закрыты защитными панелями, цвет – «Клён».

По месту должны быть обозначены зоны возможной опасности и другие требования по СП 59.13330.2020.

## **1.4 Конструктивные решения**

### **1.4.1 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций**

Конструктивная система здания – связевый каркас. Пространственная жесткость и устойчивость каркаса обеспечивается за счет жесткого сопряжения колонн с фундаментами, шарнирных узлов рам каркаса, системы вертикальных связей между колоннами и системы связей покрытия

Конструктивные решения зданий и сооружений приняты в соответствии с технологическими, архитектурными и объемно-планировочными решениями с учетом инженерно-геологических условий площадки строительства.

Здания и сооружения запроектированы в соответствии с требованиями строительных, противопожарных и санитарно-гигиенических норм и правил.

### **1.4.2 Сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства**

С поверхности площадка перекрыта насыпным грунтом представленным суглинком с включением строительного мусора (битого кирпича, бетона, арматуры и т.д) несслежавшийся, мощностью до 0.30 м.

Литологический состав делювиально- пролювиальных (d-pQ) отложений представлен: глинами коричневыми твердыми с включением дресвы до 5%, с примесью органических веществ, мощностью до 4.50м и суглинками желтовато-серыми твердыми, вскрытой мощностью до 6.20м.

На период изысканий подземные воды до разведанной глубины 10,0 м не встречены.

На период изысканий подземные воды до разведанной глубины 10,0 м не встречены.

Грунты основания неагрессивны к бетону всех марок

Степень активности грунтов к стали – высокая, алюминиевой и свинцовой оболочке кабеля – высокая.

### **1.4.3 Сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства**

Климатическая зона, в которой располагается площадка изысканий, по районированию для строительства – IV.

Климатическая характеристика района изысканий составлена по данным наблюдений метеорологической станции Красноярского УГМС: Красноярск (опытное поле).

Континентальность климата выражена большой годовой (38 °С, по среднемесячным значениям) и суточной (12-14°С) амплитудой колебания температуры воздуха. Среднегодовая температура воздуха в Красноярске положительная и составляет 1,0-1,2 °С. Годовое количество осадков в пределах Красноярска 471 мм. Из них с октября по март выпадает 80-90 мм. Основное направление ветра – юго-западное.

Район строительства – г. Красноярск.

Климатический район строительства – IV.

По СП 131.13330.2020 «Строительная климатология» определяем температурный режим города.

Температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 – -37°С.

Средняя температура воздуха периода со средней суточной температурой воздуха  $\leq 8$ , °С – -6,6 °С.

Продолжительность, сут, периода со среднесуточной температурой воздуха  $\leq 8$ , °С – 234 сут.

Температура воздуха наиболее холодных суток обеспеченностью 0,92 – -39°С.

Зона влажности – сухая.

Количество осадков за ноябрь-март – 112 мм

Преобладающее направление ветра за декабрь - февраль – ЮЗ

Максимальная из средних скоростей ветра по румбам за январь – 4,1 м/с

Средняя скорость ветра за период со средней суточной температурой воздуха  $\leq 8$ , °С – 2,5 м/с

Среднее годовое парциальное давление водяного пара 5.1 гПа

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<sup>2</sup>), III ветровой район.

Сейсмичность района по СП 14.13330.2018 – 6 баллов.

**1.4.4 Описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость зданий и сооружений объекта капитального строительства в целом, а также их отдельных конструктивных элементов, узлов, деталей в процессе изготовления, перевозки, строительства и эксплуатации объекта капитального строительства**

Пространственная организация зданий основана на условиях соблюдения пожарной безопасности, оптимальных функциональной организации, комфортных условий пребывания людей.

#### **1.4.5 Описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства**

Столбчатый фундамент.

#### **1.4.6 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих: соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций**

Ограждающие конструкции здания выполнены с учетом требований тепловой защиты по результатам теплотехнических расчетов.

#### **1.5 Обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих соблюдение требуемых характеристик конструкций**

##### **1.5.1 Обеспечение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций**

Теплозащитные характеристики ограждающих конструкций и элементов здания предусмотрены согласно требованиям СП 50.13330.2012 «Свод правил. Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003».

##### **1.5.2 Обеспечение снижения шума и вибраций**

Для защиты от шума предусмотрена звукоизоляция в ограждающих конструкциях.

Вентиляционное оборудование предусмотрено с виброизоляцией и в шумоизоляционном исполнении.

Дополнительных мероприятий по защите от шума не требуется.

Для снижения уровня шума от работающего вентиляционного оборудования предусматриваются следующие мероприятия:

- размещение вентиляционного оборудования в вентканалах;
- установка шумоглушителей;
- подключение воздуховодов к вентиляторам с помощью гибких вставок;
- ограничение скорости движения воздуха.

##### **1.5.3 Обеспечение гидроизоляции и пароизоляции помещений**

Для защиты фундамента здания принята асфальтобетонная отмостка по бетонному основанию шириной 1.5 метра.

При устройстве откосов в дверных и оконных проемах предусмотрена пароизоляция.

В помещениях с мокрыми процессами в конструкции пола применяется гидроизолирующая мастика.



#### **1.5.4 Обеспечение снижения загазованности помещений**

Противорадоновая защита обеспечивается за счет нормативной вентиляции помещений.

Проектом предусматриваются следующие мероприятия, обеспечивающие снижение загазованности помещений:

1. Помещения нижних этажей обеспечены отдельными выходами непосредственно наружу.
2. В местах прохождения труб и других коммуникаций через перекрытия зазоры и отверстия следует тщательно заделывать и герметизировать

#### **1.5.5 Обеспечение удаления избытков тепла**

Конструктивное решение светопрозрачных ограждений (витражей, окон) обеспечивает возможность естественного проветривания помещений, периодической мойки стекол, защиты помещений от перегрева солнцем, снижение уровня шума внутри помещений.

#### **1.5.6 Обеспечение соблюдения безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий**

Строительные и отделочные материалы, а также материалы, используемые для изготовления встроенной мебели, должны быть разрешены к применению органами и учреждениями государственной санитарно-эпидемиологической службы. Концентрации вредных веществ в воздухе помещений не должны превышать предельно допустимые (ПДК) для атмосферного воздуха населенных мест.

#### **1.5.7 Обеспечение пожарной безопасности**

По функциональной пожарной опасности здание относится к классу:

Ф3.6 - физкультурно-оздоровительные комплексы и спортивно-тренировочные учреждения с помещениями без трибун для зрителей, бытовые помещения, бани.

Здание I степени огнестойкости.

Класс конструктивной пожарной опасности здания СО.

Уровень ответственности нормальный согласно п.9 ст.4 Федерального закона №384-ФЗ.

Категория здания по взрывопожарной и пожарной опасности – Д.

Защита людей на путях эвакуации обеспечивается комплексом объемно-планировочных, эргонометрических, конструктивных, инженерно-технических и организационных мероприятий.

В спортивном зале предусмотрено четыре рассредоточенных эвакуационных выхода шириной не менее 1.35 метров каждый. Расстояние от любой точки зала до ближайшего эвакуационного выхода не более 30 метров.

Расстояние от дверей наиболее удаленных помещений до эвакуационного выхода не превышает 30 метров.

Конструктивные решения приняты в соответствии со степенями огнестойкости всех элементов несущих и ограждающих конструкций и соответствуют пределам огнестойкости и распространения огня.

Пожароопасные и технические помещения (электрощитовая, инвентарная) отделяются друг от друга противопожарными перегородками. Двери инвентарной приняты с пределом огнестойкости EI 30 (перегородки 1 типа).

## 1.6 Теплотехнические расчеты

### 1.6.1 Теплотехнический расчет стены

Теплотехнический расчет проводим по СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий; СП 131.13330.2020 Строительная климатология; СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий

Исходные данные:

г. Красноярск

Расчетная температура внутреннего воздуха,  $t_v, ^\circ\text{C} = +20^\circ\text{C}$ ;

Зона влажности территории строительства - сухая;

Условие эксплуатации ограждающих конструкций - Б;

Продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ниже  $8^\circ\text{C}$ сут. - 234 сут.

Расчетная температура наружного воздуха,  $t_{ext}, ^\circ\text{C}$  - минус  $37^\circ\text{C}$ .

Средняя температура отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ниже  $8^\circ\text{C}$ сут. - минус  $6,6^\circ\text{C}$ .

Относительная влажность внутреннего воздуха,  $\varphi_{int}, \%$  - не более 78%.



Рисунок 1.2 – Конструктивная схема ограждения стены  
1 – фанера, 2 – утеплитель Rockwool «СЭНДВИЧ БАТТС ЭКСТРА», 3 – фанера

Таблица 1.2 – Теплотехнические данные стены

№ слоя	Наименование материала	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)	Толщина, мм
1	Фанера клееная марки ФСФ	600	0,12	0,012
2	Rockwool «СЭНДВИЧ БАТТС ЭКСТРА»	160	0,038	х
3	Фанера клееная марки ФСФ	600	0,12	0,0012

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП (°С·сут/год), определяем по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{вн}} - t_{\text{от.пер.}}) Z_{\text{от.пер.}}, \quad (1.1)$$

где  $t_{\text{вн}}$  – расчетная температура внутреннего воздуха, °С, принимаемая согласно ГОСТ 30494-2011 и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений;

$t_{\text{от.пер.}}$  – средняя температура, °С, продолжительность, сут, периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8 °С.

$Z_{\text{от.пер.}}$  – продолжительность, сут, периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8 °С.

Принимаем:  $t_{\text{вн}}=20$  С,  $t_{\text{от.пер.}}=-6,6$  С,  $Z_{\text{от.пер.}}=234$  сут.

$$\text{ГСОП} = (20 - (-6,6)) 234 = 6224,4 \text{ } ^\circ\text{С}\cdot\text{сут.}$$

Требуемое значение сопротивление  $R_0^{\text{ТР}}$ , (м·°С)/Вт, теплопередачи определяем по формуле

$$R_0^{\text{ТР}} = a \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (1.2)$$

где  $a$  – коэффициент, значение которого следует принимать по данным таблицы для общественных зданий [9. табл.3];

$b$  – коэффициент, значение которого следует принимать по данным таблицы для общественных зданий [9. табл.3];

ГСОП – то же, что и в формуле (1).

$$R_0^{\text{ТР}} = 0,0003 \cdot 6224,4 + 1,2 = 3,07 \text{ (м}\cdot\text{°С)/Вт.}$$

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

$$\delta_2 = \left( R_0^{\text{ТР}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right) \cdot \lambda_2, \quad (1.3)$$

где  $\alpha_{\text{в}}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждения, Вт/(м<sup>2</sup>·°С), для внутренних стен по табл.4 [9];

$\alpha_H$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждения, Вт/(м<sup>2</sup>·°С), для наружных стен по табл.6 [9].

$R_{тp_0}$  то же, что и в формуле (2);

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

Принимаем  $\alpha_B=8,7$  Вт/(м<sup>2</sup>·°С);  $\alpha_H= 23$  Вт/(м<sup>2</sup>·°С);  $\lambda, \delta$  – принимаем из таблицы 1.

$$\delta_2 = \left( 3,07 - \frac{1}{8,7} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{1}{23} \right) \cdot 0,038 = 0,109 \text{ м.}$$

Полученное значение толщины основного утепляющего слоя приводим к унифицированному размеру.

Фактическая толщина основного слоя наружной стены  $\delta_x^\phi=0,11$  м.

Фактическое сопротивление теплопередаче  $R_0^\phi$ , (м·°С)/Вт, определяется по формуле

$$R^\phi = R_B + R_1 + R_2 + R_3 + R_H = \left( \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} \right), \quad (1.4)$$

где  $\alpha_B$  – то же, что в формуле (4);

$\alpha_H$  – то же, что в формуле (4).

$$R_0^\phi = \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{0,11}{0,038} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{1}{23} \right) = 3,25 \text{ (м·°С)/Вт.}$$

Найденную толщину искомого слоя проверяем из условия

$$R_0^{тp} < R_0^\phi,$$

где  $R_0^\phi$  – то же, что и в формуле (4);

$R_0^{тp}$  – то же, что и в формуле (2).

$3,07 < 3,25$  – условие выполняется.

Принимаем толщину утеплителя марки Rockwool «СЭНДВИЧ БАТТС ЭКСТРА» равную 110 мм (2 плиты толщиной 50 мм и 60 мм).

## 1.6.2 Теплотехнический расчет кровельного утеплителя

Теплотехнический расчет проводим по СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий; СП 131.13330.2020 Строительная климатология; СП 23-101-2004 Проектирование тепловой защиты зданий

Исходные данные:

г. Красноярск

Расчетная температура внутреннего воздуха,  $t_{вн}$ , °С = +20°С;

Зона влажности территории строительства - сухая;

Условие эксплуатации ограждающих конструкций - Б;

Продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ниже 8°Ссут. -234 сут.

Расчетная температура наружного воздуха,  $t_{ext}$ , °С - минус 37°С.

Средняя температура отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ниже 8°Ссут. - минус 6,6°С.

Относительная влажность внутреннего воздуха,  $\varphi_{int}$ ,% - не более 78%.

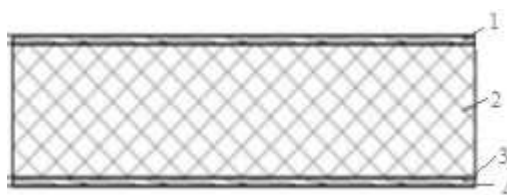


Рисунок 1.3 – Конструктивная схема кровельной панели  
1 – фанера, 2 – утеплитель Rockwool «РУФ БАТТС ОПТИМА», 3 – фанера

Таблица 1.3 – Теплотехнические данные перекрытия

№ слоя	Наименование материала	Плотность, кг/м <sup>3</sup>	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м×°С)	Толщина, мм
1	Фанера клееная марки ФСФ	600	0,12	0,012
2	Rockwool «РУФ БАТТС ОПТИМА»	160	0,038	x
3	Пароизоляция – полипропиленовая мембрана	-	-	0,003
4	Фанера клееная марки ФСФ	600	0,12	0,0012

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП (°С·сут/год), определяем по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_{вн} - t_{от.пер.}) Z_{от.пер.}, \quad (1.1)$$

где  $t_{вн}$  – расчетная температура внутреннего воздуха, °С, принимаемая согласно ГОСТ 30494-2011 и нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений;

$t_{от.пер.}$  – средняя температура, °С, продолжительность, сут, периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8 °С.

$Z_{от.пер.}$  – продолжительность, сут, периода со средней суточной температурой воздуха ниже или равной 8 °С.

Принимаем:  $t_{вн}=20$  С,  $t_{от.пер.}=-6,6$  С,  $Z_{от.пер.}=234$ сут.

$$\text{ГСОП} = (20 - (-6,6)) 234 = 6224,4 \text{ } ^\circ\text{С}\cdot\text{сут.}$$

Требуемое значение сопротивление  $R_0^{TP}$ , (м·°C)/Вт, теплопередачи определяем по формуле

$$R_0^{TP} = a \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (1.2)$$

где  $a$  – коэффициент, значение которого следует принимать по данным таблицы для общественных зданий [9. табл.3];

$b$  – коэффициент, значение которого следует принимать по данным таблицы для общественных зданий [9. табл.3];

ГСОП – то же, что и в формуле (1).

$$R_0^{TP} = 0,0004 \cdot 6224,4 + 1,6 = 4,08 \text{ (м·°C)/Вт.}$$

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

$$\delta_2 = \left( R_0^{TP} - \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_3, \quad (1.3)$$

где  $\alpha_B$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждения, Вт/(м<sup>2</sup>·°C), для чердачных перекрытий по табл.4 [9];

$\alpha_H$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждения, Вт/(м<sup>2</sup>·°C), для чердачных перекрытий по табл.6 [9].

$R_0^{TP}$ , то же, что и в формуле (2);

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

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 2.

$$\delta_2 = \left( 4,08 - \frac{1}{8,7} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{1}{23} \right) \cdot 0,038 = 0,146 \text{ м.}$$

Полученное значение толщины основного утепляющего слоя приводим к унифицированному размеру.

Фактическая толщина основного слоя  $\delta_x^\phi = 0,15$  м.

Фактическое сопротивление теплопередаче  $R_0^\phi$ , (м·°C)/Вт, определяется по формуле

$$R^\phi = R_B + R_1 + R_2 + R_3 + R_H = \left( \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} \right), \quad (1.4)$$

где  $\alpha_B$  – то же, что в формуле (4);

$\alpha_H$  – то же, что в формуле (4).

$$R_0^\phi = \left( \frac{1}{8,7} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{0,15}{0,038} + \frac{0,012}{0,12} + \frac{1}{23} \right) = 4,31 \text{ (м} \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Найденную толщину искомого слоя проверяем из условия

$$R_0^{\text{TP}} < R_0^\phi,$$

где  $R_0^\phi$  – то же, что и в формуле (4);  
 $R_0^{\text{TP}}$  – то же, что и в формуле (2).

4,08 < 4,31 – условие выполняется.

Принимаем толщину утеплителя марки Rockwool «РУФ БАТТС ОПТИМА» равную 150 мм (3 плиты толщиной 50 мм).

### 1.6.3 Определение вида заполнения оконных проемов

Выбор светопрозрачных конструкций осуществляется по значению приведенного сопротивления теплопередаче, полученному в результате сертификации испытаний. Если приведенное сопротивление теплопередаче выбранной светопрозрачной конструкции, больше или равно значения требуемого сопротивления теплопередаче, то эта конструкция удовлетворяет требованиям норм.

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП (°C·сут/год), определяем по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от}}) \cdot z_{\text{от}}, \quad (1.1)$$

где  $t_{\text{в}}$  – расчетная температура внутреннего воздуха здания, °C.

$t_{\text{от}}$ ,  $z_{\text{от}}$  – средняя температура наружного воздуха, °C, и продолжительность, сут/год, отопительного периода, принимаемые по своду правил для периода со среднесуточной температурой наружного воздуха не более 8[8].

Принимаем:  $t_{\text{вн}} = 20 \text{ C}$ ,  $t_{\text{от.пер}} = -6,6 \text{ C}$ ,  $z_{\text{от.пер}} = 234 \text{ сут}$ .

$$\text{ГСОП} = (20 - (-6,6)) \cdot 234 = 6224,4 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot \text{сут.}$$

По табл. 3 [9] путем линейной интерполяции определяются базовые значения требуемых сопротивлений теплопередаче  $R_{0\text{тр}}$ , м<sup>2</sup>°C/Вт, фрагментов ограждающей конструкции в зависимости от величины ГСОП района строительства для: заполнения окон -  $R_{0\text{тр} \cdot \text{ок}} = 0,72 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$ .

По ГОСТ 30674-99 выбираем оконный блок из ПВХ профилей - ОП, класс изделия по показателю приведенного сопротивления теплопередаче - В2, с конструкцией стеклопакета 4M<sub>1</sub>-12Ar-4M<sub>1</sub>-12Ar-И4,  $R = 0,72 \text{ м}^2\text{°C/Вт}$ .

## **2 Расчетно-конструктивный раздел**

### **2.1 Исходные данные**

Объект строительства – физкультурно-спортивный комплекс.

Привязка несущих колонн к координационным осям - центральная.

Место строительства – г. Красноярск, Красноярский край.

Снеговой район – III [карта 1, прил. Е, 5].

Вес снегового покрова (нормативное значение) – 1,5 кПа [табл. 10.1, 5].

Ветровой район – III [карта 2, прил. Е, 5].

Ветровое давление (нормативное значение) – 0,38 кПа [табл. 11.1, 5].

Климатический район строительства - 1В.

Зона влажности - сухая.

Сейсмичность района – 6 баллов.

Конструктивная система – смешанный каркас.

Уровень ответственности - нормальный (ГОСТ 27751-2014).

Степень огнестойкости - II (№123-ФЗ "Технический регламент о требованиях пожарной безопасности").

Класс функциональной пожарной опасности - Ф3.6.

Класс конструктивной пожарной опасности - С0.

### **2.2 Описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчётов строительных конструкций**

Конструктивная схема здания – рамно-связевая каркасная. Основными несущими элементами являются клеендеревянные колонны сечением 660 на 240 и 320 на 240 миллиметров.

Для обеспечения пространственной неизменяемости и жесткости конструкций в здании выполнена система связей в покрытии и связей между колоннами каркасов в торцах и середине здания в продольном направлении.

В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается защемлением стоек в фундаментах. Выбранная компоновка здания позволяет воспринимать и передавать на основание нагрузку всех направлений.

Конструктивная схема здания при заданном объёмно-планировочном решении обеспечивает необходимый расчётный уровень общей прочности и жёсткости здания, как при основных, так и при особых сочетаниях нагрузок в соответствии с требованиями действующих норм.

### **2.3 Проектирование плиты покрытия**

Плита покрытия – коробчатого сечения. Размер в плане 1480×5980 мм; обшивка из клееной фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ. Клей марки ФРФ-50. Кровля рубероидная трехслойная. Район строительства – г. Минусинск.



В соответствии с требованиями соотношения высоты к длине  $h_{от.п} > \frac{1}{35}$ .  
Относительную высоту плиты  $h_{от.п.}$  определяют по формуле

$$h_{от.п.} = \frac{h_g}{L_{п}} \quad (2.1)$$

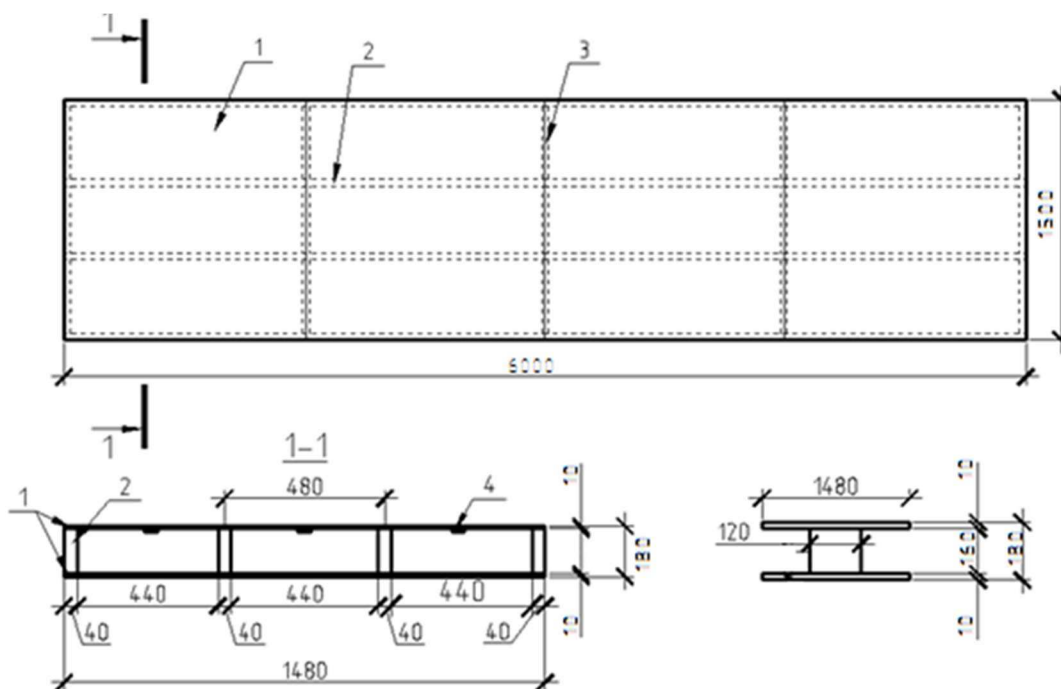
где  $h_{п}$  – высота плиты, мм;

$L_{п}$  – длина плиты, мм.

Расчет относительной высоты плиты выполняют, используя значения  $h_{п} = 189$  мм,  $L_{п} = 5980$  мм.

$$h_{от.п.} = \frac{189}{5980} = 0,032 = \frac{1}{31}.$$

Соотношения длины к высоте  $h_{от.п} = \frac{1}{31} > \frac{1}{35}$  выполняется.



1 – фанерная обшивка; 2 – продольные несущие ребра; 3 – поперечные ребра; 4 – вентиляционный продух в торцах

Рисунок 2.1– Клеефанерная ребристая плита покрытия

## 2.4 Сбор нагрузок на плиту покрытия

### 2.4.1 Снеговая нагрузка

Нормативная снеговая нагрузка  $S_0$ , кН/м<sup>2</sup>, вычисляется по формуле

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g, \quad (2.2)$$

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 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли, кН/м<sup>2</sup>.

Принимаем:  $c_e = 1$ ,  $c_t = 1$ ,  $\mu = 2$ ,  $S_g = 1,5$  кН/м<sup>2</sup> в соответствии с СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*».

Подставляя значения в формулу (2.2), получаем

$$S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ кН/м}^2.$$

Остальные нагрузки на плиту приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Подсчет нагрузки на 1 м<sup>2</sup> панели

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка
Рулонная кровля ТехноНИКОЛЬ Унифлекс ХПП	0,116	1,3	0,151
Вес фанерных обшивок ФСФ ( $\rho = 6$ кН\м <sup>3</sup> ; $\delta = 12$ мм)	0,059	1,1	0,065
Продольные ребра с учетом брусков $(0,165 \cdot 0,04 \cdot 5,98 \cdot 5 \cdot 4) / (1,49 \cdot 5,98)$	0,09	1,1	0,099
Поперечные ребра $(0,165 \cdot 0,04 \cdot 1,49 \cdot 5 \cdot 5) / (1,49 \cdot 5,98)$	0,03	1,1	0,033
Утеплитель Rockwool «РУФ БАТТС ОПТИМА»	0,11	1,2	0,132
Пароизоляция	0,001	1,3	0,001
Вес фанерных обшивок ФСФ ( $\rho = 6$ кН\м <sup>3</sup> ; $\delta = 9$ мм)	0,038	1,1	0,042
Постоянная	0,45		0,53
Снеговая нагрузка	1,2	1,4	1,68
Полная нагрузка	3,45		2,21
Постоянная нагрузка, действующая на верхнюю обшивку $q_1=(1+2)$ , где 1 и 2 номера строк таблицы	0,175		0,216
Постоянная нагрузка, действующая на нижнюю обшивку $q_2=(5+6+7)$ , где 5, 6, 7 номера строк таблицы	0,15		0,175

## 2.5 Расчет плиты покрытия

Расчетные характеристики материалов.

Для фанеры марки ФСФ сорта I/III из древесины березы по СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80»:

- расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон  $R_{ф.р} - 14$  МПа;
- расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон  $R_{ф.с} - 12$  МПа;
- расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон  $R_{ф.ск} - 0,8$  МПа.
- модуль упругости вдоль волокон  $E_{ф} - 9000$  МПа.
- модуль упругости поперек волокон  $E_{ф} - 6000$  МПа.
- расчетное сопротивление изгибу поперек волокон  $R_{ф.и} - 6,5$  МПа.

Для ребер согласно модуль упругости древесины вдоль волокон  $E_{д} - 11000$  МПа.

Верхняя обшивка работает на местный изгиб от постоянной расчётной нагрузки  $q_1$  в сочетании со снеговой  $S_0$  нагрузкой или весом монтажника.

Из таблицы 2.1 принимаем:  $q_1 = 0,216$  кН/м<sup>2</sup>.

Вес монтажника  $P$ , кН, вычисляется по формуле

$$P = P_m \cdot \gamma_f, \quad (2.5)$$

где  $P_m$  – вес монтажника, кгс;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке.

Принимаем:  $P_m = 100$  кгс,  $\gamma_f = 1,2$

Подставляя значения в формулу (2.5), получаем

$$P = 100 \cdot 1,2 = 120 \text{ кгс} = 1,2 \text{ кН.}$$

Нижняя обшивка работает на местный изгиб от постоянной нагрузки  $q_2$ , которая складывается из веса тепло-пароизоляции и собственного веса нижней обшивки.

Из таблицы 2.1 принимаем:  $q_2 = 0,198$  кН/м<sup>2</sup>.

Статическая расчетная схема обшивки при местном изгибе представляет собой балку (полосу) пролетом  $a$ , имеющую прямоугольное сечение шириной 100 мм и высотой  $\delta_1$  (или  $\delta_2$ ), которая закреплена на опорах (продольных ребрах).

Шаг продольных ребер  $a$  определяется из условий прочности и жесткости обшивок.

Условие прочности верхней обшивки при изгибе  $\sigma_{ф.и.}$ , определяется по формуле

$$\sigma_{ф.и.} = \frac{M_1}{W_1} = \frac{[100 \cdot (q_1 + S_0 + \omega)] \cdot \frac{a^2}{12}}{100 \cdot \frac{\delta_1^2}{6}} \leq R_{ф.и.90^\circ}, \quad (2.6)$$

где  $M_1$  – максимальный изгибающий момент;

$W_1$  – момент сопротивления поперечного сечения балки;

$\sigma_{ф.и.}$  – максимальное изгибающее напряжение в балке;

$R_{ф.и.90^\circ}$  – расчетное сопротивление фанеры обшивки изгибу поперек волокон наружных шпонов.

Из формулы (2.6) предельный пролет балки  $a$ , м, определяется по формуле

$$a \leq 1,41 \cdot \delta_1 \cdot \sqrt{\frac{R_{ф.и.90^\circ}}{q_1 + q_{сн} + q_B}}, \quad (2.7)$$

где  $\delta_1$  – толщина фанеры;

$R_{ф.и.90^\circ}$  – то же, что и в формуле (2.6);

$q_1$  – расчетная нагрузка от кровли и фанеры на  $1 \text{ м}^2$  плиты покрытия;

$q_{сн}$  – расчетная снеговая нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  плиты покрытия.

Принимаем:  $\delta_1 = 0,012 \text{ м}$ ;  $q_1 = 0,216 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{сн} = 4,2 \text{ кН/м}^2$ ;  $R_{ф.и.90^\circ} = 6,5 \text{ МПа}$ .

Подставляя значения в формулу (2.7), получаем

$$a \leq 1,41 \cdot 0,012 \cdot \sqrt{\frac{6,5 \cdot 10^3}{0,216 + 4,2}} = 0,65 \text{ м.}$$

Предельный относительный прогиб верхней обшивки  $\frac{f_1}{a}$ , определяется по формуле

$$\frac{f_1}{a} = \frac{1}{384} \cdot \frac{[100 \cdot (q_1^H + q_{сн}^H + q_B^H)] \cdot a^3}{E_{ф.и.90^\circ} \cdot I_1} = \frac{1}{384} \cdot \frac{[100 \cdot (q_1^H + q_{сн}^H + q_B^H)] \cdot a^3}{E_{ф.и.90^\circ} \cdot \frac{\delta_1^3}{12}} \leq \frac{1}{150}, \quad (2.8)$$

где  $E_{ф.и.90^\circ}$  – модуль упругости фанеры обшивки поперек волокон наружных швов, МПа;

$I_1$  – момент инерции поперечного сечения балки;

$a$  – предельный пролет балки;

$\frac{1}{150}$  – предельное значение относительного прогиба для обшивок плит покрытия.

Из формулы (2.8) расстояние между продольными ребрами  $a$ , м, определяется по формуле

$$a \leq 1,41 \cdot \delta_1 \cdot \sqrt{\frac{R_{ф.и.90^\circ}}{q_1^H + q_{сн}^H + q_B^H}}, \quad (2.9)$$

где  $R_{ф.и.90^\circ}$  – то же, что и в формуле (2.7);

$q_1^H$  – нормативная нагрузка от кровли и фанеры на  $1 \text{ м}^2$  плиты покрытия;

$q_{сн}^H$  – нормативная снеговая нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  плиты покрытия.

Принимаем:  $\delta_1 = 0,012 \text{ м}$ ;  $q_1^H = 0,175 \text{ кН/м}^2$ ;  $q_{сн}^H = 3 \text{ кН/м}^2$ ;  $E_{ф.и.90^\circ} = 6000 \text{ МПа}$ .

Подставляя значения в формулу (2.9), получаем

$$a = 0,6 \cdot 0,012 \cdot \sqrt{\frac{6000 \cdot 10^3}{0,175+3}} = 0,89 \text{ м.}$$

Из формулы (2.8) расстояние между продольными ребрами  $a$ , м, определяется по формуле

$$a = \frac{-3P \pm \sqrt{9P^2 + 320000 + q_1 \cdot \delta_1^2 \cdot R_{\phi.u.90^\circ} \cdot m_n}}{400 \cdot q_1}, \quad (2.11)$$

где  $R_{\phi.u.90^\circ}$  - то же, что и в формуле (2.6);

$\delta_1$  - то же, что в формуле (2.6);

$q_1$  - то же, что в формуле (2.6);

$P$  - то же, что и в формуле (2.9);

$m_n$  - то же, что и в формуле (2.9).

Принимаем:  $P = 1,2$  кН;  $q_1 = 0,216$  кН;  $\delta_1 = 0,012$  м;  $R_{\phi.u.90^\circ} = 6,5$  МПа;  $m_n = 1,2$ .

Подставляя значения в формулу (2.11), получаем

$$a = \frac{-3 \cdot 1,2 \pm \sqrt{9 \cdot 1,2^2 + 320000 + 0,216 \cdot 0,012^2 \cdot 6500 \cdot 1,2}}{400 \cdot 0,216} = 3,18 \text{ м}$$

Предельный шаг продольных ребер из условия прочности нижней обшивки при местном изгибе  $a$ , м, определяется по формуле

$$a = 1,41 \cdot \delta_2 \cdot \sqrt{\frac{R_{\phi.u.90^\circ}}{q_2}}, \quad (2.12)$$

где  $R_{\phi.u.90^\circ}$  - то же, что и в формуле (2.6);

$\delta_2$  - толщина нижней фанеры;

$q_2$  - расчетная постоянная нагрузка.

Принимаем:  $\delta_2 = 0,009$  м;  $R_{\phi.u.90^\circ} = 6,5$  МПа;  $q_2 = 0,175$  кН/м<sup>2</sup>.

Подставляя значения в формулу (2.12), получаем

$$a = 1,41 \cdot 0,009 \cdot \sqrt{\frac{6,5 \cdot 10^3}{0,175}} = 2,45 \text{ м.}$$

Из условия обеспечения требуемой жесткости  $a$ , м, определяется по формуле

$$a = 0,6 \cdot \delta_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\phi.u.90^\circ}}{q_2^H}}, \quad (2.13)$$

где  $R_{ф.и, 90^\circ}$  – то же, что и в формуле (2.6);  
 $\delta_2$  – то же, что и в формуле (2.12);  
 $q_2^H$  – нормативная постоянная нагрузка.  
 Принимаем:  $\delta_2 = 0,009$  м;  $q_2^H = 0,15$  кН/м<sup>2</sup>;  $E_{ф.и.90^\circ} = 6000$  МПа.  
 Подставляя значения в формулу (2.13), получаем

$$a = 0,6 \cdot 0,009 \cdot \sqrt[3]{\frac{6000 \cdot 10^3}{0,15}} = 1,85 \text{ м.}$$

Окончательно принимаем шаг не более минимального из найденных

$$a \leq a_{min} = 0,65 \text{ м.}$$

Принимаем: шаг продольных ребер,  $a = 480$  мм.

Расчетная ширина верхней и нижней обшивок  $B_{1расч}$  и  $B_{2расч}$ , мм, определяется по формуле

$$B_{расч} = B_{1,2} \cdot K, \tag{2.14}$$

где  $K$  – коэффициент;

$B_{1,2}$  – ширина фанерной обшивки.

Принимаем:  $B_1 = 1480$  мм;  $B_2 = 1480$  мм;  $K = 0,9$  т.к.  $\frac{l_c}{a} = \frac{5980}{480} = 12,5 > 6$ .

Подставляя значения в формулу (2.14), получаем

$$B_{1расч} = B_1 \cdot K = 1480 \cdot 0,9 = 1332 \text{ мм,}$$

$$B_{2расч} = B_2 \cdot K = 1480 \cdot 0,9 = 1332 \text{ мм.}$$

Площади поперечных сечений верхней и нижней обшивок  $F$ , м<sup>2</sup>, определяются по формуле

$$F = \delta \cdot B_{расч}, \tag{2.15}$$

где  $B_{расч}$  – приведенная расчетная ширина фанерной обшивки;

$\delta$  – то же, что и в формуле (2.12).

Принимаем:  $B_{1расч} = 1332$  мм;  $B_{2расч} = 1332$  мм;  $\delta_1 = 0,012$  м;  $\delta_2 = 0,012$  м.

Подставляя значения в формулу (2.15), получаем

$$F_1 = 0,012 \cdot 1,332 = 0,0159 \text{ м}^2,$$

$$F_2 = 0,009 \cdot 1,332 = 0,012 \text{ м}^2.$$

Площадь поперечных сечений продольных ребер  $F_p$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$F_p = n \cdot b_p \cdot h_p, \quad (2.16)$$

где  $n$  – количество продольных ребер;

$b_p$  – ширина продольных ребер, м;

$h_p$  – высота продольных ребер, м.

Принимаем:  $n = 4$ ;  $b_p = 0,04$  м;  $h_p = 0,165$  м.

Подставляя значения в формулу (2.16), получаем

$$F_p = 4 \cdot 0,04 \cdot 0,165 = 0,026 \text{ м}^2.$$

Полная приведенная к материалу обшивки площадь поперечного сечения плиты  $F_{\text{прив}}$ , рассчитывается по формуле

$$F_{\text{прив}} = F_1 + \nu_\phi \cdot F_p + F_2, \quad (2.17)$$

где  $F_1$  – то же, что и в формуле (2.15);

$F_p$  – то же, что и в формуле (2.16);

$F_2$  – то же, что и в формуле (2.15);

$\nu_\phi$  – то же, что и в формуле (2.1).

Принимаем:  $F_1 = 0,0159 \text{ м}^2$ ;  $\nu_\phi = 1,25$ ;  $F_p = 0,026 \text{ м}^2$ ;  $F_2 = 0,012 \text{ м}^2$ .

Подставляя значения в формулу (2.17), получаем

$$F_{\text{прив}} = 0,0159 + 1,25 \cdot 0,026 + 0,012 = 0,0603 \text{ м}^2.$$

На рисунке 2.2 изображено приведенное поперечное сечение клефанерной плиты.

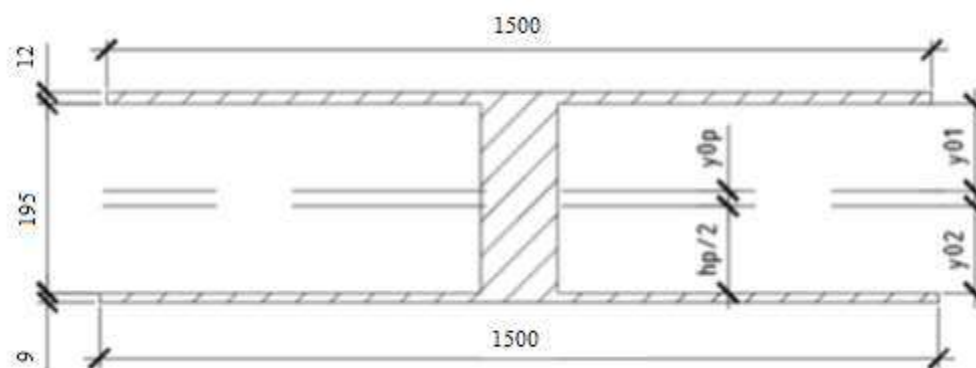


Рисунок 2.2 – Приведенное (расчётное) поперечное сечение клефанерной плиты

Статический момент приведенного сечения относительно оси, проходящей по нижней грани плиты  $S_{\text{прив}}$ ,  $\text{м}^3$ , определяется по формуле

$$S_{\text{прив}} = F_1 \cdot (h - 0,5 \cdot \delta_1) + V_{\phi} \cdot F_p \cdot (0,5 \cdot h_p + \delta_2) + F_2 \cdot 0,5 \cdot \delta_2, \quad (2.18)$$

где  $F_1$  – то же, что и в формуле (2.15);

$h$  – высота приведенного поперечного сечения, м;

$F_p$  – то же, что и в формуле (2.16);

$F_2$  – то же, что и в формуле (2.15);

$v_{\phi}$  – то же, что и в формуле (2.1);

$\delta$  – то же, что и в формуле (2.6).

Принимаем:  $F_1 = 0,0159 \text{ м}^2$ ;  $h = 0,189 \text{ м}$ ;  $\delta_1 = 0,012 \text{ м}$ ;  $\delta_2 = 0,009 \text{ м}$ ;  $v_{\phi} = 1,25$ ;  $F_p = 0,026 \text{ м}^2$ ;  $h_p = 0,165 \text{ м}$ ;  $F_2 = 0,012 \text{ м}^2$ .

Подставляя значения в формулу (2.18), получаем

$$S_{\text{прив}} = 0,0159 \cdot (0,189 - 0,5 \cdot 0,012) + 1,25 \cdot 0,026 \cdot (0,5 \cdot 0,165 + 0,009) + 0,012 \cdot 0,5 \cdot 0,009 = 0,006 \text{ м}^3.$$

Расстояние от нижней грани плиты до нейтральной оси приведенного сечения  $y_{02}$ , м, определяется по формуле

$$y_{02} = \frac{S_{\text{прив}}}{F_{\text{прив}}}, \quad (2.19)$$

где  $S_{\text{прив}}$  – то же, что и в формуле (2.18);

$F_{\text{прив}}$  – то же, что и в формуле (2.17).

Принимаем:  $S_{\text{прив}} = 0,006 \text{ м}^3$ ;  $F_{\text{прив}} = 0,0603 \text{ м}^2$ .

Подставляя значения в формулу (2.19), получаем

$$y_{02} = \frac{0,006}{0,0603} = 0,099 \text{ м}.$$

Расстояние от верхней грани плиты до нейтральной оси приведенного сечения  $y_{01}$ , м, определяется по формуле

$$y_{01} = h - y_{02}, \quad (2.20)$$

где  $h$  – то же, что и в формуле (2.18);

$y_{02}$  – то же, что и в формуле (2.18).

Принимаем:  $h = 0,189 \text{ м}$ ;  $y_{02} = 0,099 \text{ м}$ .

Подставляя значения в формулу (2.20), получаем

$$y_{01} = 0,189 - 0,099 = 0,09 \text{ м}.$$

Расстояние от центра тяжести поперечного сечения ребер до нейтральной оси приведенного сечения  $y_{0p}$ , м, определяется по формуле



$$y_{0p} = y_{02} - \delta_2 - \frac{h_p}{2}, \quad (2.21)$$

где  $h_p$  – то же, что и в формуле (2.17);  
 $y_{02}$  – то же, что и в формуле (2.19);  
 $\delta_2$  – то же, что и в формуле (2.12).  
 Принимаем:  $y_{02} = 0,09$  м;  $\delta_2 = 0,009$  м;  $h_p = 0,165$  м.  
 Подставляя значения в формулу (2.21), получаем

$$y_{0p} = 0,099 - 0,009 = 0,008 \text{ м.}$$

Момент инерции поперечного сечения верхней обшивки относительно нейтральной оси  $I_1$ , м<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$I_1 = F_1 \cdot (y_{01} - 0,5 \cdot \delta_1)^2, \quad (2.22)$$

где  $\delta_1$  – то же, что и в формуле (2.7);  
 $F_1$  – то же, что и в формуле (2.15);  
 $y_{01}$  – то же, что и в формуле (2.20).  
 Принимаем:  $F_1 = 0,0159$  м<sup>2</sup>;  $y_{01} = 0,09$  м;  $\delta_1 = 0,012$  м.  
 Подставляя значения в формулу (2.22), получаем

$$I_1 = 0,0159 \cdot (0,09 - 0,5 \cdot 0,012)^2 = 13,8 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Момент инерции поперечного сечения нижней обшивки относительно нейтральной оси  $I_2$ , м<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$I_2 = F_2 \cdot (y_{02} - 0,5 \cdot \delta_2)^2, \quad (2.23)$$

где  $\delta_2$  – то же, что и в формуле (2.12);  
 $F_2$  – то же, что и в формуле (2.15);  
 $y_{02}$  – то же, что и в формуле (2.19).  
 Принимаем:  $F_2 = 0,012$  м<sup>2</sup>;  $y_{02} = 0,099$  м;  $\delta_2 = 0,009$  м.  
 Подставляя значения в формулу (2.23), получаем

$$I_2 = 0,012 \cdot (0,099 - 0,5 \cdot 0,009)^2 = 10,7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Момент инерции поперечного сечения продольных ребер относительно нейтральной оси  $I_p$ , м<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$I_p = n \cdot b_p \cdot \frac{h_p^3}{12} + F_p \cdot y_{0p}^2, \quad (2.24)$$

где  $y_{0p}$  – расстояние от центра тяжести поперечного сечения ребер до нейтральной оси приведенного сечения;

$n$  – то же, что и в формуле (2.18);

$b_p$  – то же, что и в формуле (2.18);

$h_p$  – то же, что и в формуле (2.18);

$F_p$  – то же, что и в формуле (2.18).

Принимаем:  $n = 4$ ;  $b_p = 0,04$  м;  $h_p = 0,165$  м;  $F_p = 0,026$  м<sup>2</sup>;  $y_{0p} = 0,099$  м.

Подставляя значения в формулу (2.24), получаем

$$I_p = 4 \cdot 0,04 \cdot \frac{0,165^3}{12} + 0,026 \cdot 0,099^2 = 31,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4 .$$

Полный приведенный момент инерции поперечного сечения плиты,  $I_{\text{прив}}$ , м<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$I_{\text{прив}} = I_1 + I_p \cdot V_{\phi} + I_2, \quad (2.25)$$

где  $I_p$  – то же, что и в формуле (2.24);

$I_1$  – то же, что и в формуле (2.22);

$I_2$  – то же, что и в формуле (2.23);

$v_{\phi}$  – то же, что и в формуле (2.1).

Принимаем:  $I_p = 31,5 \cdot 10^{-5}$  м<sup>4</sup>;  $I_1 = 13,8 \cdot 10^{-5}$  м<sup>4</sup>;  $I_2 = 10,7 \cdot 10^{-5}$  м<sup>4</sup>;  $v_{\phi} = 1,25$ .

Подставляя значения в формулу (2.25), получаем

$$I_{\text{прив}} = (13,8 + 31,5 \cdot 1,25 + 10,7) \cdot 10^{-5} = 68,9 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4 .$$

Приведенные моменты сопротивления поперечного сечения плиты в верхней и нижней обшивках от общего изгиба  $W_i$ , м<sup>3</sup>, определяется по формуле

$$W_i = \frac{I_{\text{прив}}}{y_{0i}}, \quad (2.26)$$

где  $I_{\text{прив}}$  – то же, что и в формуле (2.25);

$y_{0i}$  – то же, что и в формуле (2.19).

Принимаем:  $I_{\text{прив}} = 68,9 \cdot 10^{-5}$  м<sup>4</sup>;  $y_{01} = 0,09$  м;  $y_{02} = 0,099$  м.

Подставляя значения в формулу (2.26), получаем

$$W_1 = \frac{68,9 \cdot 10^{-5}}{0,09} = 0,0076 \text{ м}^3 ,$$

$$W_2 = \frac{68,9 \cdot 10^{-5}}{0,099} = 0,0069 \text{ м}^3 .$$

### 2.5.1 Проверки плиты на прочность

Проверка прочности растянутой (нижней) обшивки  $\sigma_{ф.р.}$ , МПа, определяется по формуле

$$\sigma_{ф.р.} = \frac{M}{W_{2прив}} \leq R_{ф.р.} \cdot m_{ф}, \quad (2.27)$$

где  $\sigma_{ф.р.}$  – максимальное растягивающее напряжение в обшивке;

$M$  – максимальный изгибающий момент в плите;

$m_{ф}$  – коэффициент условий работы, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры растяжению в стыках, Принимаемый равным при соединении на ус или с накладками, Принимаемый  $m_{ф} = 0,6$  для фанеры обычной;

$R_{ф.р.}$  – расчетное сопротивление фанеры растяжению вдоль волокон наружных шпонов;

$W_{2прив}$  – то же, что и в формуле (2.26).

Принимаем:  $m_{ф} = 0,6$ ;  $M = 31,07$  кН;  $R_{ф.р.} = 14$  МПа;  $W_{2прив} = 0,0069$  м<sup>3</sup>.

Подставляя значения в формулу (2.27), получаем

$$\sigma_{ф.р.} = \frac{31,07}{0,0069} = 4502,9 \text{ кНм}^2 = 4,5 \text{ МПа} \leq 14 \cdot 0,6 = 8,4 \text{ МПа.}$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета  $M_{max}$ , кНм, определяется по формуле

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_p^2}{8}, \quad (2.28)$$

где  $q$  – расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка на плиту;

$l_0$  – расчетный пролет плиты, м, определяется по формуле

$$l_0 = l_c - t, \quad (2.29)$$

где  $t \geq 5,5$  см – длина площадки опирания плиты на несущую конструкцию покрытия.

Принимаем:  $l_c = 5,98$  м;  $t = 0,055$  м.

Подставляя значения в формулу (2.28) и (2.29), получаем

$$l_0 = 5,98 - 0,055 = 5,925 \text{ м;}$$

Расчетная погонная равномерно распределенная нагрузка на плиту  $q$ , кН/м<sup>2</sup> определяется по формуле

$$q = (q_1 + q_2 + q_k + q_{сн}) \cdot V_{п}, \quad (2.30)$$

где  $q_k$  – нагрузка от собственного веса каркаса, кН/м<sup>2</sup>;

$q_{сн}$  – снеговая нагрузка, кН/м<sup>2</sup>;

$q_1$  – то же, что и в формуле (2.7);

$q_2$  – то же, что и в формуле (2.7);

$B_n$  – ширина панели, м.

Принимаем:  $q_1 = 0,216$  кН/м<sup>2</sup>;  $q_2 = 0,175$  кН/м<sup>2</sup>;  $q_k = 0,132$  кН/м<sup>2</sup>;  $q_{сн} = 4,2$  кН/м<sup>2</sup>;  $B_n = 1,5$  м.

Подставляем значения в формулу (2.30), получаем:

$$q = (0,216 + 0,175 + 0,132 + 4,2) \cdot 1,5 = 7,08 \text{ кН/м}^2.$$

Принимаем:  $q = 7,08$  кН/м<sup>2</sup>;  $l_0 = 5,925$  м.

$$M_{max} = \frac{7,08 \cdot 5,925^2}{8} = 31,07 \text{ кНм.}$$

Проверка прочности сжатой (верхней) обшивки  $\sigma_{ф.с.}$ , МПа, определяется по формуле

$$\sigma_{ф.с.} = \frac{M}{\varphi_{ф} \cdot W_{1прив}} \leq R_{ф.с.}, \quad (2.31)$$

где  $R_{ф.с.}$  – расчетное сопротивление фанеры сжатию вдоль волокон наружных шпонов;

$M$  – то же, что и в формуле (2.28);

$W_{1прив}$  – то же, что и в формуле (2.26).

$\varphi_{ф}$  – коэффициент.

Коэффициент  $\varphi_{ф}$ , определяется по формуле

$$\varphi_{ф} = \frac{1250}{\left(\frac{a_0}{\delta_1}\right)^2}, \quad (2.32)$$

где  $a_0$  – шаг продольных ребер;

$\delta_1$  – то же, что и в формуле (2.7);

Принимаем:  $M = 31,07$  кНм;  $a_0 = 480$  мм,  $\delta_1 = 0,012$  м;  $W_{1прив} = 0,0073$  м<sup>3</sup>.

Подставляя значения в формулу (2.31) и (2.32), получаем

$$\varphi_{ф} = \frac{1250}{\left(\frac{480}{12}\right)^2} = 0,78,$$

$$\sigma_{ф.с.} = \frac{31,07 \cdot 10^{-3}}{0,78 \cdot 0,0076} = 5,24 < 12 \text{ МПа.}$$

Устойчивость обшивки обеспечена.

Проверка на местный изгиб сжатой (верхней) обшивки от сосредоточенной силы, определяется по формуле

$$\sigma_{ф.с.} = \frac{M_{max}}{W} \leq R_{ф.и.} \cdot m_{ф}, \quad (2.33)$$

где  $m_{ф}$  – коэффициент условий работы;

$M_{max}$  – расчетное сопротивление фанеры сжатию вдоль волокон наружных шпонов.

$$M_{max} = \frac{1,2 \cdot 0,480}{8} = 0,07 \text{ кНм.}$$

$W$  – приведенный момент сопротивления поперечного сечения плиты для определения максимального напряжения в фанерной обшивке от общего изгиба, определяется

$$W = \frac{1 \cdot 0,012^2}{6} = 2,4 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Принимаем:  $R_{ф.и.} = 6,5 \text{ МПа.}$

Проверка на прочность плиты покрытия от веса монтажника

Для расчёта плиты покрытия на местный изгиб от веса монтажника приведена расчетная схема на рисунке 2.3

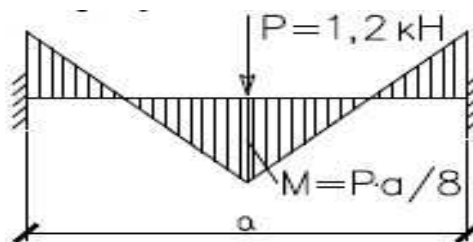


Рисунок 2.3 – Расчетная схема обшивки панели

Подставляя значения в формулу (2.33), получаем

$$\sigma_{ф.с.} = \frac{0,07 \cdot 10^{-3}}{2,4 \cdot 10^{-5}} = 2,92 \text{ МПа} \leq 6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа.}$$

Устойчивость обшивки обеспечена.

Проверка касательных напряжений в местах приклеивания фанеры к ребрам  $\tau_{ф.ск.}$ , определяется по формуле

$$\tau_{ф.ск.} = \frac{Q \cdot S_{пр1}}{I_{пр1п} \cdot n_1 \cdot b_p} \leq R_{ф.ск.}, \quad (2.34)$$

где  $(n \cdot b_p)$  – суммарная ширина поперечного сечения ребер;

$R_{ф.ск.}$ , – расчетное сопротивление фанеры скалыванию в плоскости листа;

$S_{пр.1}$  – статический момент верхней обшивки относительно нейтральной оси приведенного сечения, определяется по формуле

$$S_{\text{пр.1}} = F_1 \cdot \left( y_{01} - \frac{\delta_1}{2} \right), \quad (2.35)$$

где  $F_1$  – то же, что и в формуле (2.15);  
 $\delta_1$  – то же, что и в формуле (2.7);  
 $y_{01}$  – то же, что и в формуле (2.19).  
 Принимаем:  $F_1 = 0,0157 \text{ м}^2$ ;  $y_{01} = 0,09$ ;  $\delta_1 = 0,012 \text{ м}$ .  
 Подставляя значения в формулу (2.35), получаем

$$S_{\text{пр.1}} = 0,0157 \cdot \left( 0,09 - \frac{0,012}{2} \right) = 13,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

$Q$  – максимальное поперечное усилие в плите, определяется по формуле

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2}, \quad (2.36)$$

где  $l_0$  – то же, что и в формуле (2.29);  
 $q$  – полная расчетная нагрузка, кН/м.  
 Принимаем:  $q = 4,73 \text{ кН/м}$ ;  $l_0 = 5,925 \text{ м}$ .  
 Подставляя значения в формулу (2.29) и (2.32), получаем

$$Q = \frac{4,73 \cdot 5,925}{2} = 14,01 \text{ кН},$$

$$\tau_{\text{ф.ск.}} = \frac{14,01 \cdot 10^{-3} \cdot 13,2 \cdot 10^{-4}}{68,9 \cdot 10^{-4} \cdot 4 \cdot 0,04} = 0,167 \text{ МПа} \leq R_{\text{ф.ск.}} = 0,8 \text{ МПа}.$$

Проверка скалывающих напряжений в продольных ребрах  $\tau_{\text{ск.}}$ , МПа, определяется формуле

$$\tau_{\text{ск.}} = \frac{Q \cdot S_{\text{д}} \cdot V_{\text{ф}}}{I_{\text{прив.ф.}} \cdot n \cdot b_p} \leq R_{\text{ск.}}, \quad (2.37)$$

где  $Q$  – то же, что и в формуле (2.36);  
 $(n \cdot b_p)$  – то же, что и в формуле (2.34);  
 $I_{\text{прив.ф.}}$  – то же, что и в формуле (2.26);  
 $V_{\text{ф}}$  – то же, что и в формуле (2.6);  
 $q$  – полная расчетная нагрузка, кН/м;  
 $S_{\text{д}}$  – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси, м<sup>3</sup>, определяется по формуле

$$S_{\text{д}} = F_1 \cdot \frac{y_{01} - 0,5 \cdot \delta_1}{V_{\text{ф}}} + n \cdot b_p \cdot h_p \cdot \frac{(y_{01} - \delta_1)^2}{2}, \quad (2.38)$$

где  $F_1$  – то же, что и в формуле (2.20);

$\delta_1$  – то же, что и в формуле (2.12);  
 $y_{01}$  – то же, что и в формуле (2.24);  
 $(n \cdot b_p)$  – то же, что и в формуле (2.39);  
 $h_p$  – то же, что и в формуле (2.21).

Принимаем:  $F_l = 0,0157 \text{ м}^2$ ;  $y_{01} = 0,09 \text{ м}$ ;  $\delta_1 = 0,012 \text{ м}$ ;  $\nu_\phi = 1,25$ ;  $n = 4$ ;  $b_p = 0,04 \text{ м}$ ;  $h_p = 0,165 \text{ м}$ .

Подставляя значения в формулу (2.38), получаем

$$S_D = 0,0157 \cdot \frac{0,09 - 0,5 \cdot 0,012}{1,25} + 4 \cdot 0,04 \cdot 0,165 \cdot \frac{(0,09 - 0,012)^2}{2} \\ = 11,35 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Принимаем:  $Q = 14,01 \text{ кН}$ ;  $S_D = 11,35 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$ ;  $\nu_\phi = 1,25$ ;  $I_{\text{прив}} = 68,9 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$ ;  $n = 4$ ;  $b_p = 0,04 \text{ м}$ .

Подставляя значения в формулу (2.37), получаем

$$\tau_{\text{ск.}} = \frac{14,01 \cdot 10^{-3} \cdot 11,35 \cdot 10^{-4} \cdot 1,25}{68,9 \cdot 10^{-5} \cdot 4 \cdot 0,04} = 0,18 \text{ МПа} \leq R_{\text{ск.}} = 1,6 \text{ МПа}.$$

Относительный прогиб плиты  $f / l_0$ , определяется по формуле

$$\frac{f}{l_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \cdot l_0^3 \cdot \nu_\phi}{0,7 \cdot E_D \cdot I_{\text{прив.ф.}}} \leq \frac{1}{250}, \quad (2.39)$$

где  $\frac{1}{250}$  – предельный прогиб в плитах покрытия;

0,7 – коэффициент, учитывающий увеличение прогиба плиты с деревянным каркасом при воздействии длительных нагрузок;

$I_{\text{прив.ф.}}$  – то же, что и в формуле (2.36);

$\nu_\phi$  – то же, что и в формуле (2.4);

$q_n$  – нормативная нагрузка, кН/м;

$l_0$  – то же, что и в формуле (2.29);

$E_D$  – модуль упругости древесины вдоль волокон.

Принимаем:  $q_n = 5,17 \text{ кН/м}$ ;  $l_0 = 5,925 \text{ м}$ ;  $\nu_\phi = 1,25$ ;  $E_D = 11000 \text{ МПа}$ ;  $I_{\text{прив}} = 68,9 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$ .

Подставляя значения в формулу (2.39), получаем

$$\frac{f}{l_0} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5,17 \cdot 5,925^3 \cdot 1,25}{0,7 \cdot 11000 \cdot 10^3 \cdot 68,9 \cdot 10^{-5}} = 0,0033 \leq 0,004.$$

Прочность продольного ребра  $\sigma_{\text{и}}$ , МПа, для верхней обшивки, определяется по формуле

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M \cdot \nu_\phi}{I_{\text{прив.ф.}}} \cdot y_{02} \leq R_{\text{и}}, \quad (2.40)$$

где  $I_{\text{прив.ф.}}$  – то же, что и в формуле (2.25);

$\nu_{\phi}$  – то же, что и в формуле (2.4);

$M$  – то же, что и в формуле (2.28);

$y_{02}$  – то же, что и в формуле (2.18).

Принимаем:  $M = 31,07 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $\nu_{\phi} = 1,25$ ;  $I_{\text{прив}} = 68,9 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$ ;  $y_{02} = 0,099 \text{ м}$ ;  
 $R_{II} = 13 \text{ МПа}$ .

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{31,07 \cdot 1,25}{68,9 \cdot 10^{-5}} \cdot 0,099 \cdot 10^{-3} = 5,58 \text{ МПа} \leq R_{\text{и}} = 13 \text{ МПа}.$$

Прочность продольного ребра  $\sigma_{\text{и}}$ , МПа, для нижней обшивки, определяется по формуле

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{M \cdot \nu_{\phi}}{I_{\text{прив.ф.}}} \cdot y_{01} \leq R_{\text{и}}, \quad (2.41)$$

где  $I_{\text{прив.ф.}}$  – то же, что и в формуле (2.25);

$\nu_{\phi}$  – то же, что и в формуле (2.4);

$M$  – то же, что и в формуле (2.28);

$y_{01}$  – то же, что и в формуле (2.17).

Принимаем:  $M = 31,07 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $\nu_{\phi} = 1,25$ ;  $I_{\text{прив}} = 68,9 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$ ;  $y_{01} = 0,09 \text{ м}$ ;  
 $R_{II} = 13 \text{ МПа}$ .

Подставляя значения в формулу (2.41), получаем

$$\sigma_{\text{и}} = \frac{31,07 \cdot 1,25}{68,9 \cdot 10^{-5}} \cdot 0,09 \cdot 10^{-3} = 5,07 \text{ МПа} \leq R_{\text{и}} = 13 \text{ МПа}.$$

Проверки плиты на прочность выполняются.

Таблица 2.2 – Сводная таблица проверок плиты покрытия

Критерий	Нормативное значение	В натуральных числах	В процентном соотношении, %
1	2	3	4
Прочность нижней обшивки	8,4	4,5	46,6
Устойчивость верхней обшивки	12	5,24	50
Прочность на скалывание продольных ребер	1,6	0,18	43,7
Прочность на скалывание обшивки по шву	0,8	0,167	79
Относительный прогиб плиты	0,004	0,0033	17,5

По таблице 2.2 можно сделать вывод, что определяющим является показатель предельного прогиба, запас прочности по которому составляет 7,5 %. Все остальные показатели имеют запасы прочности, значительно превышающие данный показатель.

Окончательно принимаем: размер плиты 5980x1490x186 мм.



## 2.6 Конструирование металлодеревянной фермы с клееным верхним поясом

Пролет здания – 30 м. Ферма – металлодеревянная ферма с клееным верхним поясом, материал – сосновые доски второго сорта толщиной 33 мм (после острожки), клей – марки РФ-12, сталь С245. Плиты покрытия – клефанерные коробчатого сечения. Кровля из листов ондулина. Шаг ферм – 6 м. Ферма изготавливается из сосновых досок.

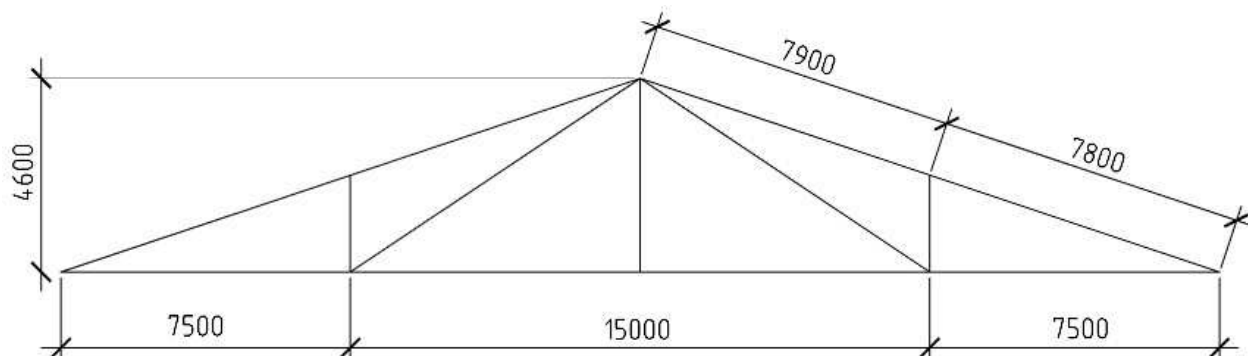


Рисунок 2.4 – Металлодеревянная ферма с клееным верхним поясом

Определяем геометрические размеры фермы:

Высоту по коньку принимаем

$$h_{\text{ср}} = \frac{30}{6,5} = 4,6 \text{ м.}$$

Уклон кровли 18,4%.

Коэффициенты  $K_M = 4$ ,  $K_m = 30\%$ .

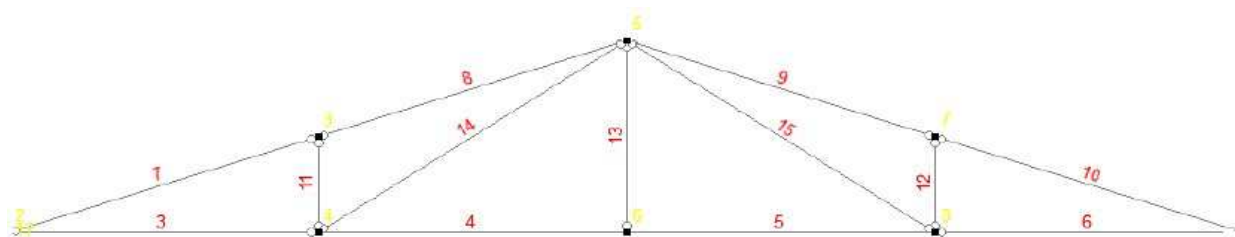


Рисунок 2.5 – Расчетная схема фермы с клееным верхним поясом

### 2.6.1 Сбор нагрузок

Размеры плиты покрытия 5980 на 1490 мм. Направление волокон наружных слоев фанеры верхней и нижней обшивок принимаем продольным. Деревянный каркас плиты образуем четырьмя продольными ребрами из досок, жестко склеенных с фанерными обшивками. Обшивки толщиной по 10 мм

предварительно состыкованы по длине. Под стыками обшивок и в торцах плиты предусматриваем поперечные ребра.

Таблица 2.3 – Подсчет нагрузки на 1 м<sup>2</sup> плана здания

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка
Рулонная кровля ТехноНИКОЛЬ Унифлекс ХПП	0,116	1,3	0,151
Плита покрытия	0,33	1,1	0,363
Собственный вес фермы	0,45	1,1	0,5
Итого	0,92		1,01
Снеговая нагрузка	1,2	1,4	1,68
Полная	2,12		3,7

Собственный вес фермы  $q_{св}^H$ , кН/м<sup>2</sup>, при  $k_M = 4$ , определяем по формуле

$$q_{св}^H = \frac{S_g^H + q_{пл}^H}{\frac{1000}{k_M \cdot l} - 1}, \quad (2.42)$$

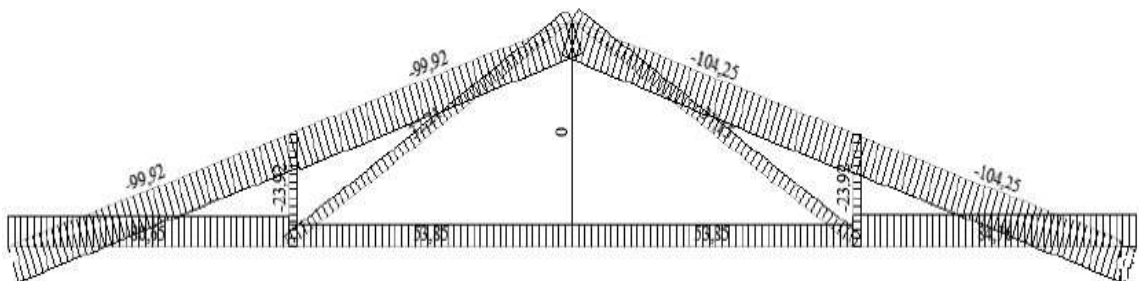
где  $q_{пл}$  – вес плит покрытия и кровли, кН/м<sup>2</sup>;

$S_g^H$  – нормативная снеговая нагрузка, кН/м<sup>2</sup>.

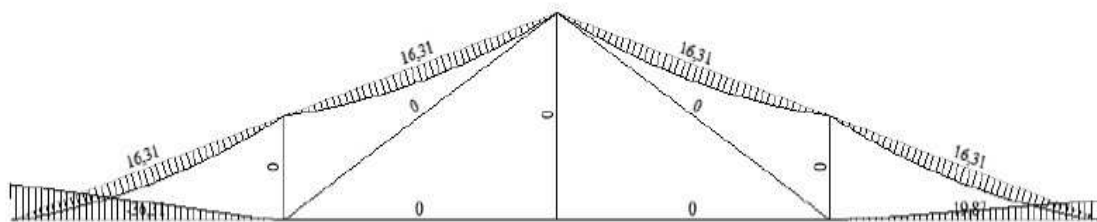
Принимаем  $S_g^H = 3$  кН/м<sup>2</sup>;  $q_{пл} = 0,33$  кН/м<sup>2</sup>. Подставляем значения в формулу (2.42), получаем

$$q_{св}^H = \frac{3 + 0,33}{\frac{1000}{4 \cdot 30} - 1} = 0,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

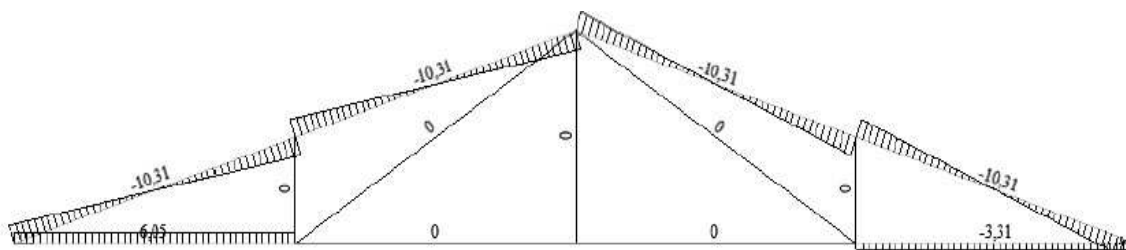
а)



б)



в)



а) эпюра N; б) эпюра M; в) эпюра Q.

Рисунок 2.6 – Эпюры внутренних усилий:

Таблица 2.4 – Усилия и напряжения в элементах металлодеревянной фермы

№	Сечение	N	M <sub>y</sub>	Q <sub>z</sub>	Г <sub>z</sub>
		кН	кН*м	кН	кН/м
3	1	80,65	-36,31	6,05	0
4	1	53,85	0	6,11e-013	0
5	1	53,85	0	-6,4e-013	0
6	1	84,76	0	-3,31	0
7	1	-99,92	0	10,31	0
8	1	-99,92	0	10,31	0
9	1	-97,38	0	10,31	0
10	1	-97,38	0	10,31	0
11	1	-23,92	0	0	0
12	1	-23,92	0	0	0
13	1	-1,16e-013	0	0	0
14	1	32,21	0	0	0
15	1	37,15	0	0	0

## 2.7 Подбор сечения верхнего пояса фермы

Расчет сжато-изгибаемых элементов в плоскости относительно расчетного сопротивления сжатию  $R_c$ , Мпа, производится по формуле

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_d}{W_{расч}} \leq R_c, \quad (2.43)$$

где  $N$  – усилие в элементе, кН;  
 $F_{расч}$  – площадь сечения, м<sup>2</sup>;  
 $M_d$  – момент в элементе, кН/м;  
 $W_{расч}$  – момент сопротивления, м<sup>3</sup>.

Высоту сечения  $h_{\text{сеч}}$ , м, определим из условий получения максимально допустимых скалывающих напряжений у опор фермы вычисляем по формуле

$$h_{\text{сеч}} = \frac{1,5Q \cdot k_{\text{ск}}}{b_{\text{расч}} \cdot R_{\text{ск}}}, \quad (2.44)$$

где  $Q$  – поперечная сила, кН;  
 $K_{\text{ск}}$  – коэффициент скалывания;  
 $b_{\text{расч}}$  – ширина сечения, м;  
 $R_{\text{ск}}$  – расчетное сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон.  
 Принимаем:  $Q = 10,31$  кН;  $K_{\text{ск}} = 1,9$ ;  $b_{\text{расч}} = 0,14$  м;  $R_{\text{ск}} = 1,5$  Мпа.  
 Подставляя значения в формулу (3.5), получаем

$$h_{\text{сеч}} = \frac{1,5 \cdot 10,31 \cdot 1,9}{0,14 \cdot 1,5 \cdot 10^3} = 0,395 \text{ м.}$$

Принимаем высоту сечения, равной 396 мм.  
 Площадь поперечного сечения  $F$ , м<sup>2</sup>, вычисляется по формуле

$$F = b_{\text{сеч}} \cdot h_{\text{сеч}}, \quad (2.45)$$

где  $b_{\text{сеч}}$  – ширина сечения, м;  
 $h_{\text{сеч}}$  – высота сечения, м.  
 Принимаем:  $h_{\text{сеч}} = 0,396$  м;  $b_{\text{сеч}} = 0,14$  м.  
 Подставляя значения в формулу (3.6), получаем

$$F = 0,14 \cdot 0,396 = 0,055 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления  $W$ , м<sup>3</sup>, вычисляется по формуле

$$W = b_{\text{сеч}} \cdot \frac{h_{\text{сеч}}^2}{6}, \quad (2.46)$$

где  $b_{\text{сеч}}$  – то же, что в формуле (2.45);  
 $h_{\text{сеч}}$  – то же, что в формуле (2.45).  
 Принимаем:  $h_{\text{сеч}} = 0,396$  м;  $b_{\text{сеч}} = 0,14$  м.  
 Подставляя значения в формулу (2.46), получаем

$$W = 0,14 \cdot \frac{0,396^2}{6} = 0,003 \text{ м}^3.$$

Расчетная длина элемента верхнего пояса  $l_p$ , м, вычисляется по формуле

$$l_p = \frac{l_p}{2 \cos}, \quad (2.47)$$

где  $l_p$  – расчетная длина элемента, м;

$\alpha$  – уклон кровли.

Принимаем:  $l_p = 30$  м;  $\alpha = 18,4^\circ$ .

Подставляя значения в формулу (2.47), получаем

$$l_p = \frac{30}{2\cos(18,4)} = 12,54 \text{ м.}$$

Гибкость  $\lambda$ , вычисляется по формуле

$$\lambda = \frac{l_p \cdot \mu}{0,289 \cdot h_{\text{сеч}}} \leq 120, \quad (2.48)$$

где  $l_p$  – тоже, что в формуле (2.47);

$h_{\text{сеч}}$  – то же, что в формуле (2.45);

$\mu$  – коэффициент приведения гибкости.

Принимаем:  $l_p = 12,54$  м;  $h_{\text{сеч}} = 0,396$ ;  $\mu = 1$ .

Подставляя значения в формулу (2.48), получаем

$$\lambda = \frac{12,54 \cdot 1}{0,289 \cdot 0,396} = 109,61 \leq 120.$$

Найдем момент  $M_d$ , кНм, по формуле

$$M_d = \frac{M}{\zeta}, \quad (2.49)$$

где  $M$  – момент в элементе, кНм;

$\zeta$  – коэффициент учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле

$$\zeta = 1 - \frac{\lambda^2 \cdot N}{3000 \cdot R_c \cdot F}, \quad (2.50)$$

где  $N$  – то же, что в формуле (2.43);

$\lambda$  – то же, что в формуле (2.48);

$F$  – то же, что в формуле (2.43);

$R_c$  – расчетное сопротивление сжатию.

Принимаем:  $N = 99,92$  кН;  $\lambda = 109,61$ ;  $F = 0,055$  м<sup>2</sup>;  $R_c = 13$  Мпа.

Подставляя значения в формулу (3.11), получаем

$$\zeta = 1 - \frac{109,61^2 \cdot 99,92}{3000 \cdot 13 \cdot 10^6 \cdot 0,055} = 0,99.$$

Принимаем:  $M = 16,31$  кНм;  $\zeta = 0,99$ .

Подставляя значения в формулу (2.49), получаем

$$M_d = \frac{16,31}{0,99} = 16,47 \text{ кНм.}$$

Проверим условие прочности

Принимаем:  $N = 99,92 \text{ кН}$ ;  $F = 0,055 \text{ м}^2$ ;  $M_d = 16,47 \text{ кНм}$ ;  $W = 0,003 \text{ м}^3$ ;  $R_c = 13 \text{ МПа}$ .

Подставляем полученные значения в формулу (2.43)

$$\frac{99,92}{0,055} + \frac{16,47}{0,003} = 7,4 \text{ МПа} \leq R_c = 13 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

Проверим устойчивость сечения из плоскости.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi \cdot F \cdot R_c} + \frac{M_d}{\varphi_M \cdot W_{расч} \cdot R_u} \leq 1, \quad (2.51)$$

где  $N$  – то же, что в формуле (2.43);

$F_{расч}$  – то же, что в формуле (2.43);

$M_d$  – то же, что в формуле (2.43);

$W_{расч}$  – то же, что в формуле (2.43);

$R_c$  – то же, что в формуле (2.43);

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба;

$\varphi_M$  - коэффициент продольного изгиба, изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях.

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \quad (2.52)$$

где  $A$  – коэффициент для древесины;

$\lambda$  - то же, что в формуле 3.7.

Принимаем:  $A = 3000$ ;  $\lambda = 109,61$ .

Подставляя значения в формулу (4.52), получаем

$$\varphi = \frac{3000}{109,61^2} = 0,24.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi_M$ , изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, определяется по формуле

$$\varphi_M = \frac{140 \cdot b^2 \cdot k_\varphi}{l_p \cdot h}, \quad (2.53)$$

где  $b$  – то же, что в формуле (2.43);

$h$  – то же, что в формуле (2.43);

$l_p$  – тоже, что в формуле (2.45);

$k_\varphi$  -коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке  $l_p$ .

Принимаем:  $b = 0,14$  м;  $h = 0,396$  м;  $l_p = 30$  м;  $k_\varphi = 1,13$ .

Подставляя значения в формулу (2.53), получаем

$$\varphi_M = \frac{140 \cdot 0,142^2 \cdot 1,13}{23,8 \cdot 0,396} = 0,32.$$

Принимаем:  $N = 99,92$  кН;  $F = 0,055$  м<sup>2</sup>;  $M_d = 16,47$ кНм;  $W = 0,003$  м<sup>3</sup>;  $R_c = 13$  МПа;  $\varphi = 0,24$ ;  $\varphi_M = 0,32$ .

Подставляя значения в формулу (2.51), получаем

$$\frac{99,92}{0,24 \cdot 0,055 \cdot 13 \cdot 10^6} + \frac{16,47}{0,32 \cdot 0,003 \cdot 13 \cdot 10^6} = 0,0018 \leq 1.$$

Условие выполняется.

## 2.8 Подбор сечения стоек фермы

Расчет ведется по формуле центрально растянутого элемента, относительно расчетного сопротивления растяжению вдоль волокон, МПа

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} \leq R_p, \quad (2.54)$$

где  $N$  – то же, что в формуле (2.43);

$F_{\text{расч}}$  – то же, что в формуле (2.43);

Стойки фермы изготавливается из сосновых досок сечением после фрезерования 140 x 33 мм.

Найдем площадь поперечного сечения  $F$ , м<sup>2</sup>, по формуле (2.45).

Принимаем:  $h_{\text{сеч}} = 0,066$  м;  $b_{\text{сеч}} = 0,14$  м.

Подставляя значения в формулу (2.45), получаем

$$F = 0,066 \cdot 0,14 = 0,009 \text{ м}^2.$$

Принимаем:  $N = 23,92$  кН;  $F = 0,009$  м<sup>2</sup>;  $R_p = 9$  МПа.

Подставляя значения в формулу (2.52), получаем

$$\frac{23,92}{0,009} = 2,6 \text{ МПа} \leq 9 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

## 2.9 Подбор сечения раскосов фермы

Стойки фермы изготавливается из сосновых досок сечением после фрезерования 140 на 99 мм.

Расчет центрально-сжатых элементов на прочность производится по формуле, относительно расчетного сопротивления сжатию вдоль волокон, МПа

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} \leq R_p, \quad (2.55)$$

где  $N$  – то же, что в формуле (2.43);  
 $F_{\text{расч}}$  – то же, что в формуле (2.43);  
Принимаем:  $N = 37,15$  кН;  $F = 0,013$  м<sup>2</sup>;  $R_c = 13$  МПа.  
Подставляя значения в формулу (2.53), получаем

$$\frac{37,15}{0,013} = 2,85 \text{ МПа} \leq 13 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

Расчет центрально-сжатых элементов на устойчивость производится по формуле, относительно расчетного сопротивления сжатию, МПа

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.56)$$

где  $N$  – то же, что в формуле (2.43);  
 $F_{\text{расч}}$  – то же, что в формуле (2.43);  
 $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба.  
Принимаем:  $l_p = 3,58$  м;  $F = 0,099$ ;  $\mu = 1$ .  
Подставляя значения в формулу (2.48), получаем

$$\lambda = \frac{3,54 \cdot 1}{0,289 \cdot 0,099} = 12,51 \leq 120.$$

Коэффициент продольного изгиба  $\varphi$ , вычисляется по формуле

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \quad (2.57)$$

где  $\lambda$  - то же, что в формуле (2.48);  
 $a$  – коэффициент для древесины.  
Принимаем:  $\lambda = 12,51$ ;  $a = 0,8$ .



Подставляя значения в формулу (2.57), получаем

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{12,51}{100}\right)^2 = 0,99,$$

Принимаем:  $N = 37,15$  кН;  $F = 0,013$  м<sup>2</sup>;  $R_c = 13$  МПа;  $\varphi = 0,99$ . Подставляя значения в формулу (2.55), получаем

$$\frac{37,15}{0,99} = 2,9 \text{ МПа} \leq 13 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

## 2.10 Подбор сечения нижнего пояса фермы

Максимальная продольная сжимающая сила  $N = - 84,76$  кН. Расчетное сопротивление стали  $R = 230$  МПа. Требуемая площадь сечения  $A_{тр}$ , см<sup>2</sup>, нижнего пояса определяется по формуле

$$A_{тр} = \frac{N}{R}, \quad (2.58)$$

где  $N$  – максимальная продольная сжимающая сила;

$R$  – расчетное сопротивление стали.

Принимаем:  $N = 84,76$  кН;  $R = 230$  МПа.

Подставляем в формулу (2.58), получаем

$$A_{тр} = \frac{0,08476}{230} = 0,0003 \text{ м}^2 = 0,9 \text{ см}^2.$$

Гибкость нижнего пояса  $\lambda$ , определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_H}{i_x} < 400, \quad (2.59)$$

где  $\lambda$  – предельная гибкость металлического нижнего пояса;

$l_H$  – длина элемента нижнего пояса;

$i_x$  – радиус инерции.

Принимаем:  $l_H = 6$  м;  $i_x = 1,55$  см;  $\lambda = 400$ .

Подставляем значения в формулу (3.20), получаем

$$\lambda = \frac{600}{1,55} = 387,1 < 400.$$

Принимаем сечение из двух стальных уголков – 2L50 на 3. Площадь сечения пояса

$$A = 2 \cdot 2,96 = 5,92 \text{ см}^2 > A_{\text{тр}} = 0,9 \text{ см}^2.$$

Нагрузка от собственного веса двух уголков  $q$ , кН/м, определяется по формуле

$$q = 2 \cdot m_{\text{уг}}, \quad (2.60)$$

где  $m_{\text{уг}}$  - собственная масса уголка.

Принимаем:  $m_{\text{уг}} = 0,0232$  кН.

Подставляем значения в формулу (2.60), получаем

$$q = 2 \cdot 0,0232 = 0,0464 \text{ кН/м.}$$

Момент инерции двух уголков  $I_x$ , см<sup>4</sup>, определяется по формуле

$$I_x = 2 \cdot I_x, \quad (2.61)$$

где  $I_x$  – момент инерции.

Принимаем:  $I_x = 7,11$  см<sup>4</sup>.

Подставляем значения в формулу (2.61), получаем

$$I_x = 2 \cdot 7,11 = 14,22 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления  $W$ , м<sup>3</sup>, определяется по формуле

$$W = \frac{I_x}{x_0}, \quad (2.62)$$

где  $I_x$  - то же, что и в (2.60);

$x_0$  – расстояние от центра тяжести до наружной грани полки.

Принимаем:  $I_x = 14,22$  см<sup>4</sup>;  $x_0 = 1,33$  см.

Подставляем значения в формулу (2.62), получаем

$$W = \frac{14,22}{1,33} = 10,69 \text{ см}^3.$$

Расчёт на прочность сжато-изгибаемых элементов  $\sigma_{с.и.}$ , МПа, производят по формуле

$$\sigma_{с.и.} = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W} \leq R_y, \quad (2.63)$$

где  $M_d$  – расчетный изгибающий момент, кН·м;

$N_d$  – продольное усилие, возникающее в верхнем поясе фермы, кН;

$A$  – площадь поперечного сечения верхнего пояса фермы, м<sup>2</sup>;

$W$  - момент сопротивления сечения, м<sup>3</sup>;

$R_y$  – расчетное сопротивление стали.

Максимальный момент от собственного веса уголков  $M_{max}$ , кН·м, определяют по формуле

$$M_{max} = \frac{q \cdot l_n^2}{8}, \quad (2.64)$$

где  $q$  – то же, что и в формуле (2.60);

$l_n$  – длина элемента нижнего пояса (2.59).

Принимаем:  $q = 0,0464$  кН/м;  $l_n = 6$  м.

Подставляем значения в формулу (2.64), получаем

$$M_{max} = \frac{0,0464 \cdot 6^2}{8} = 0,21 \text{ кНм.}$$

Принимаем:  $N_d = 84,76$  кН;  $M_{max} = 0,21$  кН·м;  $A = 5,92$  м<sup>2</sup>;  $W = 10,69$  см<sup>3</sup>.

Подставляем значения в формулу (2.63), получаем

$$\sigma_{с.ш.} = \frac{84,76 \cdot 10}{5,92} + \frac{0,21 \cdot 10^3}{10,69} = 162,81 \text{ МПа} \leq 230 \cdot 0,95 = 218,5 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется.

Принимаем сечение из двух стальных уголков – 2L50x3.

## 2.11 Проектирование дощато-клееной колонны

Высота здания до НКП – 10 м. Колонна – клеедощатая, материал – сосновые доски второго сорта толщиной 33 мм (после острожки), клей – марки РФ-12. Стеновые панели – клефанерные коробчатого сечения аналогичные кровельным. Шаг колонн – 6 м. Длина колонны (Н) – 9,44 м.

Предварительная высота сечения  $h_k$ , см, определяется по формуле

$$h_k = \frac{2,2 \cdot H}{0,289 \cdot \lambda}, \quad (2.65)$$

где  $H$  – длина колонны, см;

$\lambda$  – гибкость.

Принимаем:  $H = 944$  см;  $\lambda = 100$ .

Подставляя значения в формулу (3.26), получаем

$$h_k = \frac{2,2 \cdot 944}{0,289 \cdot 100} = 65,98 \text{ см.}$$

Принимаем, что колонна изготавливается из сосновых досок сечением 250 на 40 мм, после фрезерования 240 на 33 мм. После фрезерования высота сечения колонны  $h_k^p$ , см, определяется по формуле

$$h_k^p = n \cdot 3,3, \quad (2.66)$$

где  $n$  – число целых досок, определяемое по формуле

$$n = \frac{h_k}{3,3}, \quad (2.67)$$

где  $h_k$  – предварительная высота сечения колонны.

Принимаем  $h_k = 65,98$  см.

Подставляя значения в формулу (2.67), получаем

$$n = \frac{65,98}{3,3} = 19,99 \text{ шт.}$$

Принимаем:  $n = 20$  шт.

Подставляя значения в формулу (3.66), получаем

$$h_k^p = 20 \cdot 3,3 = 66 \text{ см.}$$

Окончательно принимаем сечение колонны равное 660 на 240 мм.

### 2.11.1 Определение нагрузок на колонну

Определим действующие на колонну расчетные вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Нагрузка на колонну от ограждающих конструкций покрытия расчетный пролет  $l$ , м, определяется по формуле

$$l = l_{\text{св}} - h_k = 30 - 0,660 = 29,34 \text{ м,}$$

где  $h_k$  – предварительная высота сечения колонны, м.

$l_{\text{св}}$  – пролет здания в свету, м.

Полная ширина покрытия здания  $L$ , м, определяется по формуле

$$L = l_{\text{св}} + 2 \cdot \delta_{\text{ст}} + 2 \cdot a_k, \quad (2.68)$$

где  $l_{\text{св}}$  – пролет здания в свету, м,

$\delta_{\text{ст}}$  – толщина стены, м,

$a_k$  – вылет карниза, м.

Подставляем значения в формулу

$$L = 30 + 2 \cdot 0,21 + 2 \cdot 0,25 = 30,92 \text{ м.}$$

Нагрузка на колонну от веса ригеля (клеещощатая балка)  $G$ , кН, определяется по формуле

$$G_{\text{риг}} = \frac{g_{\text{риг}} \cdot l_{\text{св}} \cdot S}{2}, \quad (2.69)$$

где  $l_{\text{св}}$  – пролет здания в свету, м,  
 $g_{\text{риг}}$  – нагрузка от веса ригеля, кН,  
 $S$  – шаг ригеля, мм.

Подставляем значения в формулу

$$G_{\text{риг}} = \frac{0,103 \cdot 30 \cdot 6}{2} = 9,27 \text{ кН.}$$

Нагрузка на колонну от снега  $P_{\text{сн}}$ , кН, определяется по формуле

$$P_{\text{сн}} = \frac{p_{\text{сн}} \cdot l \cdot S}{2}, \quad (2.70)$$

где  $l$  – полная ширина покрытия здания, м,  
 $p_{\text{сн}}$  – нагрузка от снега, кН.

Подставляем значения в формулу

$$P_{\text{сн}} = \frac{1,05 \cdot 30,92 \cdot 6}{2} = 97,4 \text{ кН.}$$

Нагрузка на колонну от стен  $G_{\text{ст}}$ , кН, определяется по формуле

$$G_{\text{ст}} = g_{\text{ст}} \cdot (H + h_{\text{оп}}) \cdot S, \quad (2.71)$$

где  $H$  – высота колонн, м,  
 $g_{\text{ст}}$  – нагрузка от стен, кН.

Подставляем значения в формулу

$$G_{\text{ст}} = 0,346 \cdot (9,44 + 0,518) \cdot 6 = 20,67 \text{ кН.}$$

### 2.11.2 Ветровая нагрузка

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки  $W_m$ , кН/м<sup>2</sup>, в зависимости от эквивалентной высоты  $z_e$  над поверхностью земли следует определять по формуле

$$W_m = W_o \cdot k(z_e) \cdot c, \quad (2.72)$$

где  $W_o$  – нормативное значение ветрового давления;  
 $k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ ;  
 $c$  – аэродинамический коэффициент.

Нормативное значение ветрового давления  $W_o$  принимаю в зависимости от ветрового района. Ветровой район устанавливается по карте «Районирование

территории Российской Федерации по давлению ветра». Для г. Минусинска (III район)  $W_0 = 0,38 \text{ кН/м}^2$ .

Принимаю тип местности В (городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м).

Определяю эквивалентную высоту здания до расчетной оси низа покрытия  $h = 10 \text{ м} < d = 30$ ;  $z_e = h = 10 \text{ м}$ , из этого условия следует, что  $k(z_e) = 0,65$ .

Коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления:

- для высоты отметки верха конька кровли  $z_e = 14,6 \text{ м}$ ,  $k(z_e) = 0,74$  определен интерполяцией из СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*» между значениями  $h = 10 \text{ м}$   $k(z_e) = 0,65$  и  $h = 20 \text{ м}$   $k(z_e) = 0,85$ .

Аэродинамический коэффициент  $c_e$  принимается для вертикальных стен прямоугольных в плане зданий с наветренной стороны  $c_e = 0,8$ , с подветренной  $c_e = -0,5$ .

Ветровая нагрузка определяется по формулам

$$W_{m1} = 0,38 \cdot 0,74 \cdot 0,8 \cdot 6 = 1,35 \text{ кН/м}^2,$$

$$W_{m2} = 0,38 \cdot 0,74 \cdot 0,5 \cdot 6 = 0,84 \text{ кН/м}^2.$$

Равномерно распределенная нагрузка на колонну с наветренной стороны  $P$ , кН/м, определяется по формуле

$$P = W_m \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \quad (2.73)$$

где  $W_m$  – нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки с наветренной стороны.

Подставляем значения в формулу (2.73), получаем

$$P = 1,35 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1,8 \text{ кН/м.}$$

Равномерно распределенная нагрузка на колонну с подветренной стороны. Подставляем значения в формулу (2.73), получаем

$$P = 0,84 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1,1 \text{ кН/м.}$$

### 2.11.3 Определение усилий в колонне

Поперечную раму однопролетного здания, состоящую из двух колонн, жестко заземленных в фундаментах и шарнирно соединенных с ригелем в виде фермы, рассчитываем на вертикальные и горизонтальные нагрузки. Она является однажды статически неопределимой системой. При бесконечно большой жесткости ригеля (условное допущение) за лишнее неизвестное удобно принять продольное усилие в ригеле.

Изгибающий момент от ветровой нагрузки (без учета коэффициента сочетаний).

От ветровой нагрузки усилие в ригеле  $X_B$ , кН, определяется по формуле

$$X_B = X_w + X_q = 0,5 \cdot (w_{\text{акт}} - w_{\text{от}}) + \frac{3 \cdot H \cdot (g_{\text{акт}} - g_{\text{от}})}{16}, \quad (2.74)$$

где  $w_{\text{акт}}$  и  $w_{\text{от}}$  – ветровая нагрузка, кН/м<sup>2</sup>,

$g_{\text{акт}}$  и  $g_{\text{от}}$  – равномерно распределенная нагрузка на колонну, кН/м.

Подставляем значения в формулу

$$X_B = 0,5 \cdot (1,35 - 0,84) + \frac{3 \cdot 9,44 \cdot (1,8 - 1,1)}{16} = 1,04 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент в уровне верха фундамента  $M_{\text{лев.в.}}$ , кН/м, определяется по формуле

$$M_{\text{лев.в.}} = w \cdot H + \frac{q \cdot H^2}{2} - X_B \cdot H, \quad (2.75)$$

где  $w$  – ветровая нагрузка, кН/м<sup>2</sup>,

$q$  – равномерно распределенная нагрузка на колонну, кН/м.

Подставляем значения в формулу

$$M_{\text{лев.в.}} = 1,35 \cdot 9,44 + \frac{1,8 \cdot 9,44^2}{2} - 1,04 \cdot 9,44 = 83,12 \text{ кН/м,}$$

$$M_{\text{пр.в.}} = 0,84 \cdot 9,44 + \frac{1,1 \cdot 9,44^2}{2} - 1,04 \cdot 9,44 = 47,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

От внецентренного приложения нагрузки от стен эксцентриситет приложения нагрузки от стен  $e_{\text{ст}}$ , м, определяется по формуле

$$e_{\text{ст}} = \frac{h_k}{2} + \frac{\delta_{\text{ст}}}{2}, \quad (2.76)$$

где  $h_k$  – предварительная высота сечения колонны, мм,

$\delta_{\text{ст}}$  – толщина стены, мм.

Подставляем значения в формулу

$$e_{\text{ст}} = \frac{0,66}{2} + \frac{0,21}{2} = 0,43 \text{ м.}$$

Изгибающий момент, действующий на стойку рамы  $M_{\text{ст}}$ , кНм, определяется по формуле

$$M_{\text{ст}} = G_{\text{ст}} \cdot e_{\text{ст}}, \quad (2.77)$$

где  $G_{ст}$  - нагрузка на колонну от стен, кН,  
 $e_{ст}$  - эксцентриситет приложения нагрузки от стен, м.  
Нагрузка на колонну от стен

$$M_{ст} = 11,04 \cdot 0,43 = 4,7 \text{ кНм.}$$

Усилие в ригеле (усилие растяжения)  $X_{ст}$ , кН, определяется по формуле

$$X_{ст} = \frac{9 \cdot M_{ст}}{8 \cdot H}, \quad (2.78)$$

где  $M_{ст}$  - изгибающий момент, действующий на стойку рамы, кНм,  
 $H$  - высота колонн, м.  
Подставляем значения в формулу

$$X_{ст} = \frac{9 \cdot 4,7}{8 \cdot 9,44} = 0,57 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в уровне верха фундамента  $M_{ст}$ , кНм, определяется по формуле

$$M_{ст} = -M_{ст} + X_{ст} \cdot H, \quad (2.79)$$

где  $M_{ст}$  - изгибающий момент, действующий на стойку рамы, кНм,  
 $H$  - высота колонн, м,  
 $X_{ст}$  - усилие в ригеле, кН.  
Подставляем значения в формулу

$$M_{лев.ст} = -4,7 + 0,56 \cdot 9,44 = 0,58 \text{ кНм,}$$

$$M_{пр.ст} = 4,7 - 0,56 \cdot 9,44 = -0,58 \text{ кНм.}$$

Определение поперечных сил (без учета коэффициента сочетаний) от ветровой нагрузки  $Q_{лев.в.}$ , кНм, определяется по формуле

$$Q_{лев.в} = q_{акт} \cdot H + w_{акт} - X_B, \quad (2.80)$$

где  $w_{акт}$  - ветровая нагрузка, кН/м<sup>2</sup>,  
 $q_{акт}$  - равномерно распределенная нагрузка на колонну, кН/м,  
 $H$  - высота колонн, м,  
 $X_B$  - изгибающий момент от ветровой нагрузки усилие в ригеле, кН.  
Подставляем значения в формулу

$$Q_{лев.в} = 1,224 \cdot 9,44 + 1,35 - 1,04 = 11,86 \text{ кН.}$$



Определение усилий в колоннах с учетом в необходимых случаях коэффициентов сочетаний.

Первое сочетание нагрузок  $N$ , кН, определяется по формуле

$$N = G_{\text{окп}} + G_{\text{риг}} + G_{\text{ст}} + G_{\text{кол}} + P_{\text{сн}} \cdot \psi_1, \quad (2.81)$$

где  $G_{\text{окп}}$  - нагрузка на колонну от веса покрытия, кН,

$G_{\text{риг}}$  - нагрузка на колонну от веса ригеля, кН,

$G_{\text{ст}}$  - нагрузка от стены, кН,

$G_{\text{кол}}$  - нагрузка от колонн, кН,

$P_{\text{сн}}$  - нагрузка на колонну от веса снега, кН.

Подставляем значения в формулу

$$N = 50 + 9,27 + 20,67 + 12,13 + 97,4 \cdot 0,95 = 184,6 \text{ кН.}$$

Моменты на уровне верха фундаментов

$$M_{\text{лев}} = 0,58 + 83,12 \cdot 0,95 = 79,54 \text{ кНм;}$$

$$M_{\text{пр}} = -0,58 + 47,12 \cdot 0,95 = 44,18 \text{ кНм;}$$

$$Q_{\text{лев}} = 0,56 + 11,86 \cdot 0,95 = 11,83 \text{ кНм.}$$

Для расчета колонн на прочность и устойчивость плоской формы деформирования принимаем значения:  $M = M_{\text{лев}} = 79,54$  кНм;  $N = 184,6$  кН.

Второе сочетание нагрузок (при временной нагрузке коэффициент  $\psi_1$  не учитывается)

$$N = 50 + 9,27 + 20,67 + 12,13 + 97,4 = 189,47 \text{ кН.}$$

Третье сочетание нагрузок (коэффициент  $\psi_1$  не учитывается, так как одна временная нагрузка). Изгибающие моменты в уровне фундамента

$$M_{\text{лев}} = 0,58 + 83,12 = 83,7 \text{ кНм;}$$

$$M_{\text{пр}} = -0,58 + 47,12 = 47,7 \text{ кНм.}$$

Поперечная сила

$$Q_{\text{лев}} = 0,56 + 11,86 = 12,42 \text{ кНм.}$$

Нормальную силу (продольную силу) определяют при  $\gamma_f = 0,9$

$$N = 50 \cdot 0,9 + 9,27 \cdot 0,9 + 20,67 + 12,13 \cdot 0,9 = 75,37 \text{ кН.}$$

### 2.11.4 Расчет колонн на прочность по нормальным напряжениям и на устойчивость плоской формы деформирования

Расчет проводится на действие  $N$  и  $M$  при первом сочетании нагрузок.  $M = 79,54$  кН·м;  $N = 189,47$  кН.

Расчетная длина (в плоскости рамы)  $l_0$ , м, определяется по формуле

$$l_0 = 2,2 \cdot H = 2,2 \cdot 9,44 = 20,77 \text{ м}, \quad (2.82)$$

где  $H$  – высота колонн, м,

Площадь сечения колонны  $F_{HT}$ , м<sup>2</sup>, определяется по формуле

$$F_{HT} \cong F_{бр} = h_k \cdot b_k = 0,66 \cdot 0,24 = 0,158 \text{ м}^2, \quad (2.83)$$

где  $h_k$  – ширина колонн, м,

$b_k$  – толщина колонн, м.

Момент сопротивления

$$W_{HT} \cong W_{бр} = \frac{b_k \cdot h_k^2}{6} = \frac{0,24 \cdot 0,66^2}{6} = 0,017 \text{ м}^3, \quad (2.84)$$

Гибкость  $\lambda$  определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{20,77}{0,289 \cdot h_k} = \frac{20,77}{0,289 \cdot 0,66} = 108,89, \quad (2.85)$$

где  $r$  – радиус инерции сечения элемента с максимальными размерами брутто соответственно относительно осей  $X$  или  $Y$ ;

При древесине второго сорта и принятых размерах сечения  $R_c = 15$  МПа.

С учетом  $m_n$ ,  $m_{сл}$ ,  $m_b$  и коэффициента надежности  $\gamma_n = 0,95$ ,  $R_c = 18,95$  МПа.

Расчёт на прочность проводим по формуле

$$\sigma = \frac{0,18947}{0,158} + \frac{0,09516}{0,017} = 6,79 \text{ МПа} \leq 18,95 \text{ МПа}.$$

Оставляем ранее принятое сечение.

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования производится по формуле

$$\frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{бр}} + \left( \frac{M_d}{\varphi_M \cdot R_u \cdot W_{бр}} \right)^2 \leq 1, \quad (2.90)$$

где  $N$  – то же, что и формуле (2.87);

$R_c = R_u$  – то же, что и формуле (2.87);

$F$  – то же, что и формуле (2.87);

$\varphi$  – коэффициент;

$M_q$  – то же, что и в формуле (2.87);

$W$  – то же, что и в формуле (2.87);

Принимаем, что распорки по наружным рядам колонн идут только по верху колонн.

Коэффициент  $\varphi$  определяется по формуле

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2}, \quad (2.91)$$

где  $\lambda$  – гибкость.

Принимаем  $\lambda = 136,1$ .

Подставляя значения в формулу (2.91), получаем

$$\varphi = \frac{3000}{136,1^2} = 0,372.$$

Коэффициент  $\varphi_M$  находится по формуле

$$\varphi_M = \frac{140 \cdot b_k^2}{l_p \cdot h_k} \cdot K_\phi, \quad (2.92)$$

где  $h_k$  – то же, что и в формуле (2.83);

$b_k$  – то же, что и в формуле (2.83);

$H$  – то же, что и формуле (2.83);

$K_\phi$  – коэффициент.

Подставляя значения в формулу (2.92), получаем

$$\varphi_M = \frac{140 \cdot 0,24^2}{9,44 \cdot 0,66} \cdot 1,75 = 2,26.$$

Подставляя значения в формулу (2.90), получаем

$$\frac{0,18947}{0,372 \cdot 18,95 \cdot 0,158} + \left( \frac{0,09516}{2,26 \cdot 18,95 \cdot 0,017} \right)^2 = 0,19 \leq 1,$$

Устойчивость обеспечена.

### 3 Проектирование фундаментов

#### 3.1 Исходные данные для проектирования

Проектируемое здание имеет 2 этажа. Конструктивная схема здания - каркасная. Основными несущими элементами являются деревянные колонны, ригели и плиты перекрытия.

##### 3.1.1 Инженерно – геологические условия

Инженерно-геологическая колонка (рисунок 3.1) составлена на основании инженерных изысканий. За относительную отметку 0,000 принята отметка чистого пола первого этажа.

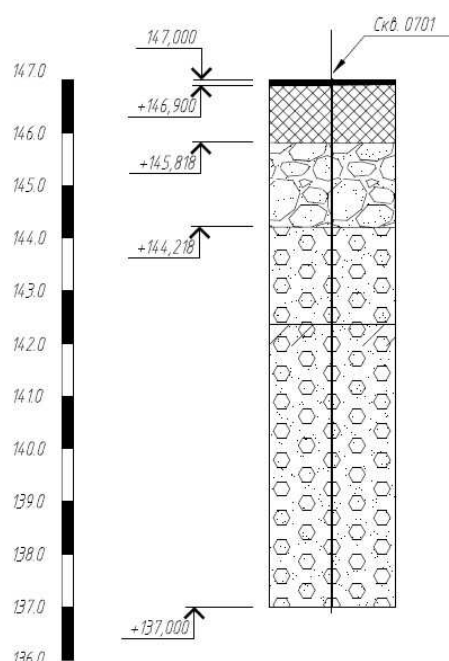


Рисунок 3.1 – Инженерно-геологическая колонка

##### 3.1.2. Анализ грунтовых условий

1. С поверхности сложены слабые насыпные грунты (2,68 м), его необходимо прорезать.
2. Слабых подстилающих слоев нет.
3. Подземные воды не обнаружены. Грунты не пучинистые.
4. Глубина промерзания грунта:  $d_f = 2,3$  м.

Конструктивно отметка верхнего обреза фундамента должна быть на 300 ниже пола подвала, отметка пола подвала -3,000, примем отметку верхнего обреза фундамента – 1,95 м. Принимаем глубину заложения из конструктивных соображений – 3,45 м, высоту фундамента – 1,5 м.

В таблице 3.1 представлена характеристика грунта основания.

Таблица 3.1 – Физико-механические характеристики грунта

Полное наименование грунта	Мощность слоя, м	W	$\rho$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , т/м <sup>3</sup>	e	$S_r$	$\gamma(\gamma_{SB})$ , кН/м <sup>3</sup>	$J_L$ , д.е.	$\varphi_{II}$ , град	$C_{II}$ , кПа	E, МПа	$R_{co}$ , кПа
Песок насыпной	1,08	0,26	1,62	2,66	1,29	1,06		16,2	-	-	-	-	-
Техногенный грунт	1,6		2,013	2,66				20,13	-	-	-	-	-
Галечник с песчаным заполнением до 30 % водонасыщенный	7,22	0,08	2	2,66	1,74	0,62	0,27	18,63	-	36	1,01	35,99	500

### 3.1.3 Нагрузки на основание

Соберем нагрузку на наиболее нагруженную колонну на пересечении осей 5 и Г. Нагрузки возьмем из п.2.3. В таблице 3.2 представлен сбор нагрузок на колонну.

Таблица 3.2 – Сбор нагрузок на фундамент

Вид нагрузки	Нормативные нагрузки кН	Коэффициент надежности	Расчётная нагрузка
<b>Постоянные нагрузки</b>			
Плиты покрытия	$6 \cdot 6 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 176,52 \cdot 5 = 882,6$	1,2	1059,12
Ригель	$(2350 + 137,2) \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 24,39 \cdot 5 = 121,95$	1,2	146,34
<b>Колонны:</b>			
К1	$(74,78 + 1880) \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 19,18$	1,2	23,02
Итого	75,15		90,18
<b>Отделка пола</b>			
Выравнивающая стяжка	$2432 \cdot 0,1 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 85,89 \cdot 5 = 429,45$	1,1	472,39
Утиплитель (звукоизоляция)	$35 \cdot 0,05 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,62 \cdot 5 = 3,1$	1,2	3,72
Линолеум	$5,5 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 1,94 \cdot 5 = 9,7$	1,2	11,64
Итого	442,25		487,75
<b>Кровля:</b>			
Унифлекс ЭКП	$4,95 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 1,75$	1,2	2,1
Плиты покрытия	$6 \cdot 6 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 176,52 \cdot 5 = 882,6$	1,2	38,42
Итого	36,33		40,42
<b>Длительные нагрузки</b>			

Перегородки:	$(0,8+2,8) \cdot 0,12 \cdot 3,3 \cdot 1400 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 19,58$	1,1	21,54
Кратковременные нагрузки			
Снеговая нагрузка	$1,5 \cdot 6 \cdot 6 = 54$	1,4	75,6
Итого	1577,86		1920,95

## 3.2 Проектирование фундамента неглубокого заложения из монолитного железобетона

### 3.2.1 Выбор глубины заложения фундамента

Отметка верха фундамента -1,95 м. В качестве несущего слоя выбираем галечниковые грунты с песчаным заполнением.

Глубина заложения фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания грунтов, так как в здании предусмотрен подвал.

Примем отметку верхнего обреза фундамента – 1,95 м. Принимаем глубину заложения из конструктивных соображений – 3,45 м, высоту фундамента – 1,5 м.

### 3.2.2 Предварительные размеры фундамента

Предварительная площадь подошвы фундамента  $A$ ,  $\text{м}^2$  определим по формуле

$$A = \frac{N^{\text{II}}}{R_0 - \gamma_{\text{mt}} \cdot d}, \quad (3.1)$$

где  $N^{\text{II}}$  – максимальная нагрузка, действующая на обресе фундамента, кН;  
 $\gamma_{\text{mt}}$  – усредненный удельный вес фундамента и грунта на его обресах,  $\text{кН}/\text{м}^3$ .

$d$  – глубина заложения фундамента, м;

$R_0$  – расчетное сопротивление несущего грунта, кПа.

Принимаем:  $N^{\text{II}} = 1577,86$  кН;  $R_0 = 500$  кПа;  $\gamma_{\text{mt}} = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ ;  $d = 3,45$  м.

Подставляем значения в формулу (3.1), получаем

$$A = \frac{1577,86}{500 - 20 \cdot 3,45} = 3,9 \text{ м}^2.$$

Размеры подошвы фундамента  $b$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$b = l = \sqrt{A}, \quad (3.2)$$

где  $A$  – предварительная площадь подошвы фундамента.

Принимаем  $A = 3,9 \text{ м}^2$

Подставляем значения в формулу (3.2), получаем

$$b = l = \sqrt{3,9} = 1,97 \text{ м}.$$

Принимаем размеры фундамента кратно 0,3 – 2,4 м.

### 3.2.3 Расчетное сопротивление грунта

Расчетное сопротивление грунта R, кПа, определим по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]. \quad (3.3)$$

где  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  - коэффициенты условий работы;  
 K – коэффициент надежности определения характеристика C и  $\varphi$ ;  
 $M_y$ ,  $M_g$  и  $M_c$  - коэффициенты, зависящие от  $\varphi$ ;  
 $\gamma_{II}$  – среднее значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента;  
 $\gamma'_{II}$  – среднее значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента;

$k_z$  - коэффициент, зависящий от ширины фундамента.

Принимаем:  $\gamma_{c1} = 1,4$ ;  $\gamma_{c2} = 1,2$ ;  $K = 1,1$ ;  $M_y = 1,81$ ;  $b = 2,4$  м;

$\gamma_{II} = 18,63$ ;  $M_q = 8,24$ ;  $d_1 = 1,5$  м;  $\gamma'_{II} = 18,58$ ;  $d_b = 2$  м;  $M_c = 9,97$ ;  
 $c_{II} = 1,1$ .

Подставляем значения в формулу (3.3), получаем

$$R_1 = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} \cdot [1,81 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,63 + 8,24 \cdot 1,5 \cdot 18,58 + (8,24 - 1) \cdot 2 \cdot 18,51 + 9,97 \cdot 1,01] = 806,97 \text{ кПа}.$$

Так как  $R_1 = 806,97$  кПа значительно превышает  $R_0 = 500$  кПа, принимаем для галечника с песчаным заполнением  $R_0 = 500$  кПа.

в) Расчет основания по деформациям.

Приведем нагрузки, действующие на фундамент к его подошве.

$$N^{II} = N_{\max} + N_{\phi}, \quad (3.4)$$

где  $N_{\phi}$  – нагрузка от веса фундамента.

Определим нагрузку от веса фундамента  $N_{\phi}$ , кН, по формуле

$$N_{\phi} = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{\text{ср}}, \quad (3.5)$$

где  $d$  – глубина заложения фундамента;

$b$  – ширина фундамента;

$l$  – длина фундамента;

$\gamma_{\text{ср}}$  – средний удельный вес фундамента.

Принимаем:  $d = 3,45$  м;  $b = 2,4$  м;  $l = 2,4$  м;  $\gamma_{\text{ср}} = 20$ .  
Подставляем значения в формулу (3.5), получаем

$$N_{\phi} = 3,45 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 20 = 552,96 \text{ кН}$$

Подставляем значения в формулу (3.4), получаем

$$N^{\text{II}} = 1577,86 + 552,96 = 2130,82 \text{ кН}.$$

Найдем момент  $M^{\text{I}}$ , кН, действующий от фундамента на его подошву по формуле

$$M^{\text{I}} = M_{\text{max}} + Q_{\text{соотв}} \cdot h - N_{\text{ст}} \cdot \alpha, \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.6)$$

$$\text{Принимаем } M^{\text{I}} = 39,16, \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Выполним проверку давлений  $P$ , кПа, действующих на грунт по формулам

$$P_{\text{ср}} = \frac{N^{\text{I}}}{b \cdot l}, \quad (3.7)$$

$$P_{\text{max}} = \frac{N^{\text{I}}}{b \cdot l} + \frac{M^{\text{I}}}{W}, \quad (3.8)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{N^{\text{I}}}{b \cdot l} - \frac{M^{\text{I}}}{W}, \quad (3.9)$$

где  $b$  – тоже, что и в формуле (3.5);  
 $l$  – тоже, что и в формуле (3.5);  
 $N^{\text{I}}$  – нагрузка от веса фундамента;  
 $M^{\text{I}}$  – момент действующий от веса фундамента.  
Принимаем:  $N^{\text{I}} = 2130,82$  кН;  $M^{\text{I}} = 39,16$  кН · м;  $l = b = 2,4$ ;  $W = 2,3$ .  
Подставляем значения в формулы (3.7, 3.8, 3.9), получаем

$$P_{\text{ср}} = \frac{2130,82}{2,4 \cdot 2,4} = 369,93 \text{ кПа} < R = 500 \text{ кПа},$$

$$P_{\text{max}} = \frac{2130,82}{2,4 \cdot 2,4} + \frac{39,16}{2,3} = 386,96 \text{ кПа},$$

$386,96 < 1,2 \cdot 806,97$  условие выполняется,

$$P_{\text{min}} = \frac{2130,82}{2,4 \cdot 2,4} - \frac{39,16}{2,3} = 352,91 \text{ кПа} > 0 \text{ условие выполняется}$$



### 3.2.4 Расчет осадки фундамента методом послойного суммирования

Расчет основания по деформациям заключается в проверке условия:

$$S < S_u;$$

где  $S$  – ожидаемая деформация фундамента (средняя осадка), определяемая расчетом при проектировании фундамента;

$S_u$  – предельная совместная деформация основания и сооружения, назначаемая при проектировании здания,  $S_u = 15$  см.

Расчет осадки методом послойного суммирования выполняют в следующей последовательности:

1) контур фундамента наносят на бланк, слева дают инженерно-геологическую колонку с указанием отметок кровли слоев на отметке 0,000, совмещаемой с планировочной отметкой;

2) основание разделяют на горизонтальные слои толщиной не более  $0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,96$  м до глубины 9,6 м; при слоистых напластованиях границы слоев совмещаются с кровлей пластов и горизонтом подземных вод. Толщины всех слоев могут быть неодинаковы;

3) определяют природное бытовое давление на границе слоев. Сначала определяют давление  $\sigma_{zg0}$ , на уровне подошвы фундамента по формуле

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{II} \cdot d, \text{ кПа} \quad (3.10)$$

$$\sigma_{zg0} = 16,47 \cdot 3,15 = 51,88 \text{ кПа}$$

Затем прибавляют давление от каждого нижележащего слоя  $\gamma_i \cdot h_i$ :

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \Sigma \gamma_i \cdot h_i, \text{ кПа} \quad (3.11)$$

При определении напряжения ниже горизонта подземных вод значение  $\gamma$  принимают для дренирующих грунтов равным  $\gamma_{sb}$ .

1) находят дополнительное давление под подошвой фундамента

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg0} = 369,93 - 89,42 = 280,51 \text{ кПа.}$$

2) по данным  $\frac{2 \cdot z}{b}$  и соотношению сторон подошвы  $\frac{1}{b} = 1,6$  устанавливают по таблице 5 [1]. Значение коэффициента рассеивания напряжений  $\alpha$ , для промежуточных значений  $\frac{2 \cdot z}{b}$  и  $\frac{1}{b}$  значения  $\alpha$  определяются интерполяцией;

3) определяют напряжения на границах слоев, по формуле

$$\sigma_{zpi} = \alpha_i \cdot P_0, \text{ кПа} \quad (3.12)$$

4) определяют условную границу сжимаемой толщи, до которой учитывают дополнительные напряжения и возникающие при этом осадки, определяют по формуле

$$\sigma_{zpi} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zgi} \quad (3.13)$$

5) для каждого слоя в пределах сжимаемой толщи определяют среднее напряжение по формуле

$$\sigma_{zp.cpi} = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zgi}}{2}, \text{ кПа} \quad (3.14)$$

6) по данным  $\sigma_{zg}$  и  $\sigma_{zp}$  строят эпюры напряжений в грунте от собственного веса и напряжений от дополнительного давления.

7) вычисляют среднюю осадку основания по формуле

$$S_i = \frac{\sigma_{zp.cpi} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta, \text{ см} \quad (3.15)$$

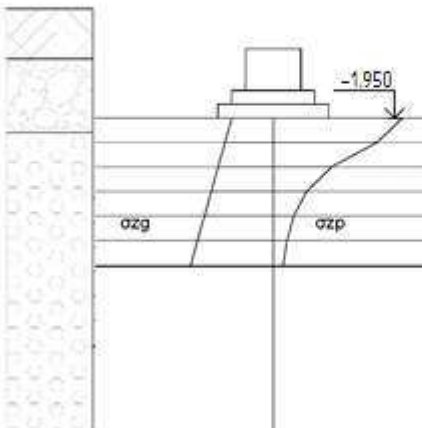
где  $E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя, кПа;

$\beta$  – коэффициент,  $\beta = 0,8$ .

8) суммируют показатели осадки слоев в пределах сжимаемой толщи и получают осадку основания  $S$ .

Результаты приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Определение средней осадки методом послойного суммирования



Глубина слоя, м	Расстояние от подошвы фундамента до начала слоя, м	Zz/b	Напряжение в грунте от собственного веса, кПа	Дополнительное давление Р0, кПа	Напряжение в грунте от Р0, кПа	Среднее напряжение в слое, кПа	Модуль деформации, Е, кПа	Осадка слоя S, см
0	0	1	89,47		280,51			
0,8	0,8	0,67	104,33		224,41	252,46		0,45
0,8	1,6	1,33	119,23		125,95	175,18		0,31
0,8	2,4	2,00	124,14		72,05	95,02		0,28
0,8	3,2	2,67	149,04		44,88	58,49		0,2
0,8	4	3,33	163,94		30,30	37,59		0,17
0,8	4,8	4,00	178,85	280,51	21,60	25,95	35950	
0,8	5,6	4,67	197,75		16,27	18,93		
0,8	6,4	5,33	208,66		12,62	14,45		
0,8	7,2	6,00	223,56		10,13	11,36		
0,8	8	6,67	238,46		8,13	9,2		
0,8	8,8	7,33	253,37		6,73	7,43		
0,8	9,6	8,00	268,27		5,61	6,17		

$$\sum S_i = 1,11 \text{ см}$$

### 3.2.5 Проверка давления на кровлю слабого слоя

Данный вид расчета не выполняется, так как под грунтом, который служит основанием для фундамента мелкого заложения, более слабых грунтов не залегает.

### 3.2.6 Конструирование фундамента

Конструирование фундаментов под железобетонные колонны начинается с определения размеров подколонника и стакана.

Сечение подколонника принимаем 1200х1200 мм.

Количество ступеней принимаем две штуки высотой 300 мм и длиной 300 мм.

Принятые решения по размерам фундамента представлены на рисунке 3.2.

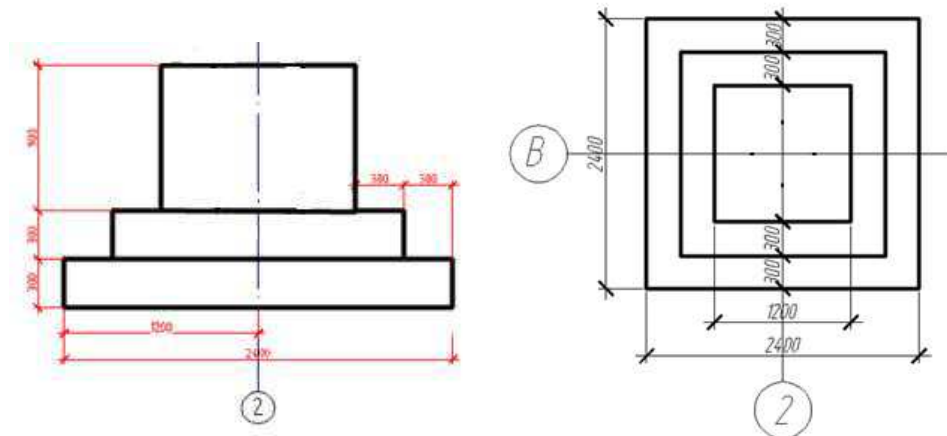


Рисунок 3.2 – Конструирование столбчатого фундамента

### 3.2.7 Расчет плитной части фундамента на продавливание колонной

Плитная часть фундамента проверяется расчетом на продавливание. При этом продавливающая сила должна быть воспринята бетонным сечением без постановки поперечной арматуры.

Проверка на продавливание  $h_{cf}$ , м, осуществляется по формулам

$$h_{cf} - d_p > 0,5 \cdot (l_{cf} + l_c), \quad (3.16)$$

где  $h_{cf}$  – высота подколонника, определяется по формуле

$$h_{cf} = h - 0,3 \cdot n_{ст}, \quad (3.17)$$

где  $d_p$  – глубина стакана;

$l_{cf}$  – длина поперечного сечения подколонника;

$l_c$  – длина поперечного сечения колонны.

Принимаем:  $h = 1,5$  м;  $n_{ст} = 2$ .

Подставляем значения в формулу (3.17), получаем

$$h_{cf} = 1,5 - 0,3 \cdot 2 = 0,9 \text{ м.}$$

Принимаем:  $h_{cf} = 0,9$  м;  $d_p = 0,9$  м;  $l_{cf} = 1,2$  м;  $l_c = 0,4$  м.

Подставляем значения в формулу (3.16), получаем

$$0,9 - 0,9 = 0 < 0,5 \cdot (1,2 - 0,4) = 0,58 \text{ м.}$$

Данный фундамент является низким.

Проверка фундамента на продавливание колонной от дна стакана производится из условия

$$F \leq \frac{b \cdot l \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{op}}{A_0} \quad (3.18)$$

где  $A_0$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (1 - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2 \quad (3.19)$$

где  $h_{op}$  – рабочая высота плитной части фундамента, м, определяется по формуле

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0,05, \text{ м} \quad (3.20)$$

где  $h$  – высота фундамента;

$h_{cf}$  – высота подколонника.

Принимаем:  $h = 1,5 \text{ м}$ ;  $h_{cf} = 0,9 \text{ м}$ .

Подставляем значения в формулу (3.20), получаем

$$h_{op} = 1,5 - 0,9 - 0,05 = 0,55 \text{ м.}$$

Принимаем:  $b = l = 2,4 \text{ м}$ ;  $l_{cf} = 0,4$ ;  $h_{op} = 0,55 \text{ м}$ ;  $b_{cf} = 0,4 \text{ м}$ .

Подставляем значения в формулу (3.19), получаем

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,5 \cdot 2,4 \cdot (2,4 - 0,4 - 2 \cdot 0,55) - 0,25 \cdot (2,4 - 0,4 - 2 \cdot 0,55)^2 \\ &= 0,88 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Определим  $b_m$ , м, по формуле

$$b_m = b_{cf} + h_{op} = 0,4 + 0,55 = 0,95 \text{ м} \quad (3.21)$$

Определим  $\alpha$  по формуле

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} \quad (3.22)$$

Подставляем значения в формулу (3.22), получаем

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot 750 \cdot 1,08}{2130,82} = 0,152 \approx 0,85.$$

Определим нагрузку  $N_c$ , кН, по формуле

$$N_c = \alpha \cdot N_k = 0,85 \cdot 2130,82 = 1811,2 \text{ кН.} \quad (3.23)$$

Подставим значения в формулу (3.18), получаем

$$1811,2 \text{ кН} \leq \frac{2,4 \cdot 2,4 \cdot 750 \cdot 0,95 \cdot 0,55}{0,88} = 2565 \text{ кН.}$$

Проверка выполняется, следовательно, оставляем высоту фундамента 1,5 м.

### 3.2.8 Расчет плитной части фундамента на изгиб

Определяют изгибающие моменты, действующие в плоскости, параллельной большей стороне фундамента, по формуле

$$M_{xi} = \frac{N \cdot c_{xi}^2}{2 \cdot l} \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot e_{0x}}{l} - \frac{4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi}}{l^2} \right), \quad (3.24)$$

где  $N$  – расчетная (для I предельного состояния) нагрузка на основание без учета веса фундамента и грунта на его обрезах, определяется по формуле.

Принимаем:  $N = 1577,86$  кПа;  $M = 39,16$  кН·м.

Определяют изгибающие моменты, действующие в плоскости, параллельной меньшей стороне фундамента, по формуле

$$M_{yi} = \frac{N \cdot c_{yi}^2}{2 \cdot b}. \quad (3.25)$$

По величине моментов в каждом сечении площадь рабочей арматуры определяется по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{\varepsilon \cdot h_{oi} \cdot R_s}, \quad (3.26)$$

где  $h_{oi}$  – рабочая высота каждого сечения, м;

$R_s$  – расчетное сопротивление арматуры, кПа;

$\varepsilon$  – коэффициент, определяемый по таблице [1, приложение 9], в зависимости от  $\alpha_m$ .

Коэффициент  $\alpha_m$  определяется по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{oi}^2 \cdot R_b}, \quad (3.27)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона на сжатие, для В15  $R_b = 7,5$  МПа.

Все полученные результаты заносят в таблицу 3.3

Таблица 3.3 – Подбор арматуры

Сечения	Вылет $c_i$ , м	$\frac{Nc_i^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6e_0}{l} - \frac{4e_0c_i}{l^2}$	M, кН·м	$\alpha_m$	$\xi$	$h_{oi}$	$A_s$ , см <sup>2</sup>
1-1	0,3	12,33	1,01	12,45	0,006	0,995	0,25	1,4
2-2	0,6	49,31	1,00	49,31	0,007	0,995	0,55	9,8
3-3	0,95	123,61	0,99	122,37	0,007	0,995	1,45	2,3
1'-1'	0,3	12,33	1,01	12,45	0,006	0,995	0,25	1,4
2'-2'	0,6	49,91	1,00	49,31	0,007	0,995	0,55	9,8
3'-3'	0,95	123,61	0,99	122,37	0,007	0,995	1,45	2,3

Фундамент армируется следующим образом:

Конструируем сетку С-1, шаг арматуры в обоих направлениях принимаем с шагом 200 мм, то есть сетка С-1 имеет 12 стержней в каждом направлении.

По сортаменту подбираю арматуру для компоновки сварной сетки С-1:

Принимаем 12 d12мм А400, длины стержней назначаем 2, 350 м.

Подколонник армируется двумя сетками С-2, принимаем рабочую продольную арматуру конструктивно А400 диаметром 12 мм с шагом 200 мм, поперечную А240 диаметром 8 мм с шагом 500 мм, причем предусматриваем ее только на участке от дна стакана до подошвы. Для рабочих стержней 1400 мм, количество в сетке 8. Длина поперечной арматуры – 1250 мм, количество стержней в сетке – 2.

Стенки стакана армируем сетками С-3, принимает арматуру А240 диаметром 8 мм, длину всех стержней 1150 мм. Сетки С-3 устанавливаются следующим образом: защитный слой у верхней сетки 50 мм, расстояние между верхней и второй сеткой 50 мм, расстояние между следующими сетками соответственно 100, 100, 200 и 200 мм.

Под фундаментом устраивается подготовка из бетона В15 толщиной 100 мм, с выпуском за грань плиты фундамента на 150 мм. При этом толщина защитного слоя бетона принимается не менее 35 мм.

### 3.3 Проектирование свайного фундамента из забивных свай

#### 3.3.1 Назначение вида сваи и ее параметров

Принимаем отметку верха ростверка -1,650 м. Высоту ростверка назначаем 1500 мм. Отметка низа ростверка имеет отм. -3,150 м. Отметку головы сваи принимаем на 50 мм выше подошвы ростверка: -3,100 м. В качестве несущего слоя выступает галечник с песчаным заполнением. Исходя из приложенных нагрузок 1577,86 назначаем длину сваи 8 м.

### 3.3.2 Определение несущей способности свай

Несущая способность забивных висячих свай определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) \quad (3.28)$$

где  $F_d$  – несущая способность висячих свай;  
 $R$  – расчетное сопротивление грунта под нижнем концом сваи, 10944кПа;  
 $A$  – площадь поперечного сечения сваи 0,09м<sup>2</sup>;  
 $\gamma_c = 1,0$  – коэффициент условия работы сваи в грунте;  
 $\gamma_{cR} = 1,0$  – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи;  
 $\gamma_{cf} = 1,0$  – коэффициент условия работы грунта по боковой поверхности сваи;  
 $u$  – периметр поперечного сечения сваи 1,2м;  
 $f_i$  – расчетное сопротивление  $i$  слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа;  
 $h_i$  – толщина  $i$  слоя грунта основания у боковой поверхности сваи.

Данные для расчета несущей способности свай представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Расчет несущей способности свай

Толщина слоя $h$ , м	Расстояние от поверхности до середины слоя, м	$f_i$ , кПа	$f_i h$ кН/м
1,95	5,475	56,94	110,03
2	7,450	60,9	121,8
2	9,450	64,175	128,35
1,95	11,425	66,995	130,64
			$\sum f_i h = 490,82$
			$R = 11076$

Определим несущую способность сваи по формуле (3.28)

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 11076 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 490,82) = 1585,82 \text{ кН}$$

Допускаемая нагрузка на сваю определяется по формуле

$$N_{св} = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.29)$$

где  $\gamma_k = 1,4$  – коэффициент надежности.

Подставляем значения в формулу (3.29), получаем

$$N_{св} = \frac{1585,82}{1,4} = 1132,73 \text{ кН.}$$

Т.к. допустимая нагрузка на сваю согласно расчету, равная 1132,73 кН не превысила принимаемое в практике значение допустимой нагрузки на сваю, равной 600 кН, ограничиваем значение допустимой нагрузки на сваю, принимая ее 600 кН.

### 3.3.3 Определение числа свай в фундаменте. Конструирование ростверка

Количество свай в фундаменте определяется по формуле

$$n = \frac{N_1}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.30)$$

где  $n$  – количество свай в кусте;

$N_1$  – сумма вертикальных нагрузок на обрезах ростверка;

$d_p$  – глубина заложения ростверка;

$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$  – усредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах.

Принимаем:  $N_1 = 1577,86 \text{ кН}$ ;  $\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3$ ;  $d_p = 4 \text{ м}$ .

Подставляем значения в формулу (3.30), получаем

$$n = \frac{1577,86}{600 - 0,9 \cdot 4 \cdot 20} = 2,98.$$

Из полученных расчетов принимаем количество свай 3 штуки.

Размеры ростверка в плане для внутренних колонн составят, учитывая свес его за наружные грани свай на 150 мм, 1500x1500 мм.

Размеры ростверка в плане приняты 1500x1500 мм, высота ростверка 1500 мм, материал ростверка – бетон класса В20.

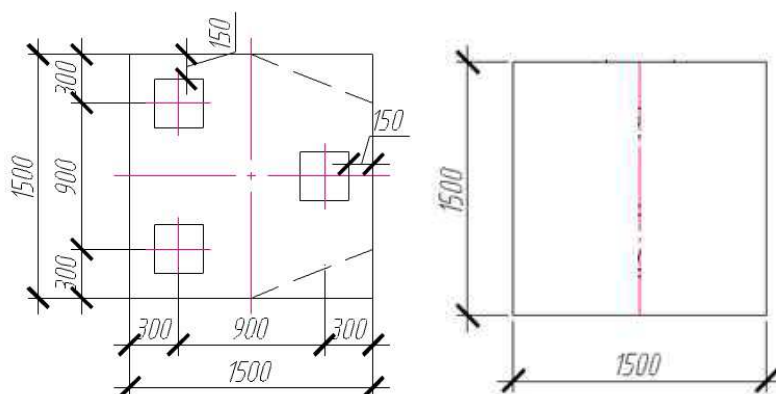


Рисунок 3.3 – Конструирование ростверка

Армируем ростверк сверху и снизу сетками с диаметром рабочей арматуры  $\Phi 10A400$  и распределительной арматурой  $\Phi 10A400$  с шагом 200 мм.



Поперечная арматура принимается  $\varnothing 8A240$  с шагом 200 мм.  
 Определяем вес ростверка по формуле

$$G_p = (b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}) \cdot 1,1 \quad (3.31)$$

где  $b_p$  и  $l_p$  – размеры ростверка в плане, м;

$d_p$  – высота ростверка, м;

$\gamma_{mt}$  – среднее значение его удельного веса и грунта,  $24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ .

Принимаем:  $b_p = l_p = 1,5$  м;  $d_p = 1,5$  м;  $\gamma_{mt} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$ .

Подставляем принятые значения в формулу (3.31), получаем

$$G_p = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \cdot 24 \cdot 1,1 = 89,1 \text{ кН.}$$

### 3.3.4 Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания

Расчетная нагрузка на сваю при действии моментов в одной плоскости определяется по формуле

$$N_{ci} = \frac{N'}{n} \mp \frac{M' \cdot x}{\sum x_i^2}, \quad (3.32)$$

где  $N'$  и  $M'$  –

соответственно расчетные усилия в неблагоприятных сочетаниях и комбинациях, при которых расчетное усилие в свае наибольшее;

$n$  – число свай в фундаменте;

$x$  – расстояние от главной оси до каждой из свай;

$x_i$  – расстояние от главной оси до каждой из свай.

Определим расчетные усилия в неблагоприятных сочетаниях и комбинациях по формуле

$$N' = N_{max} + N_{cn} + G_p. \quad (3.33)$$

Подставляем значения в формулу (3.33), получаем

$$N' = 1577,86 + 89,1 = 1666,86 \text{ кН,}$$

$$M' = 39,16 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Подставляем значения в формулу (3.32), получаем

$$N_{c1,2} = \frac{1666,86}{3} - \frac{39,16 \cdot 0,45}{0,81} = 533,84 \text{ кН,}$$

$$N_{сз} = \frac{1666,86}{3} + \frac{39,16 \cdot 0,45}{0,81} = 577,38 \text{ кН.}$$

Проверим условие

$$N_{св} \leq 1,2 \frac{F_d}{\gamma_k} = 1,2 \frac{600}{1,2} = 720.$$

577,38 < 720 кН, условие выполняется.

### 3.3.5 Подбор сваебойного оборудования

При забивке свай должна быть подтверждена определенная несущая способность, достижением расчетного отказа, который определяется по формуле

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.34)$$

где  $E_d$  – расчетная энергия удара для выбранного молота;

$m_1$  – полная масса молота, т,

$m_2$  – масса свай, т,

$m_3$  – масса наголовника, 0,2 т,

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

$\eta$  – коэффициент, для железобетонных свая 1500 кН/м<sup>2</sup>,

$F_d$  – несущая способность свай,

Предварительно принимаем трубчатый дизель-молот С-1047 с характеристиками:  $E_d = 63$  кДж;  $m_1 = 5,1$ т;  $m_2 = 1,83$  т.

Подставляем значения в формулу (3.34), получаем

$$S_a = \frac{63 \cdot 1500 \cdot 0,09}{1585,82 \cdot (1585,82 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{5,1 + 0,2 \cdot (1,83 + 0,2)}{5,1 + 1,83 + 0,2} = 0,0024.$$

Расчетный отказ свай находится в оптимальных значениях, поэтому оставляем принятое сваебойное оборудование.

### 3.3.6 Расчет плиты на продавливание колонной

Расчет плиты на продавливание колонной выполняется по формуле

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{оп}}{\alpha} \left[ \frac{h_{оп}}{c_1} (b_c + C_2) + \frac{h_{оп}}{c_2} (l_c + C_1) \right], \quad (3.35)$$

где  $F$  – продавливающая сила, равная удвоенной сумме усилий в сваях, расположенных в одной из наиболее нагруженной стороны от оси колонны;

$\alpha$  – коэффициент принимаемый равным,  $1 - 0,4 \frac{R_{bt} \cdot A_c}{N_{max}}$ , но не менее 0,85

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление ростверка растяжению;

$A_c$  – площадь боковой поверхности колонны;

$h_{op}$  – рабочая высота плиты;

$C_1$  и  $C_2$  – расстояние от грани колонны соответственно с размерами  $b_c$  и  $l_c$  до внутренней грани ближайшего ряда свай.

Определим коэффициент  $\alpha$

$$\alpha = 1 - 0,4 \frac{900 \cdot 0,85 \cdot 1,1 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,4) \cdot 0,9}{1577,86} = 0,45, \text{ принимаем } 0,85.$$

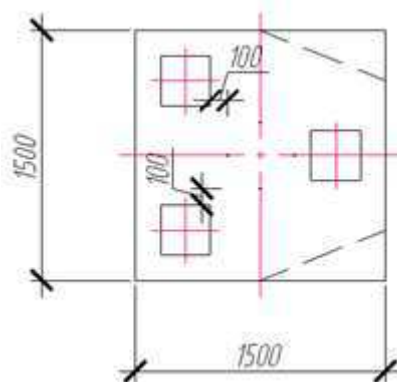


Рисунок 3.4 – Схема для расчета плиты ростверка на продавливание колонной

Продавливающую силу сваи определяем по формуле

$$F = 2(N_1 + N_2) = 2(577,38 + 577,38) = 2309,52 \text{ кН} \quad (3.36)$$

Рабочую высоту определяем по формуле

$$h_{op} = 1,5 - 0,9 - 0,05 = 0,55 \quad (3.37)$$

Подставим полученные значения в формулу (3.35), получаем

$$F \leq \frac{2 \cdot 900 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \cdot 0,55}{0,85} \left[ \frac{0,55}{0,22} (0,4 + 0,22) + \frac{0,55}{0,22} (0,4 + 0,22) \right] = 1842,52.$$

$$= 3375,9$$

$2309,52 < 3375,9$ , условие выполняется.

### 3.3.7 Расчет плиты ростверка на продавливание угловой свай

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

### 3.4 Техничко-экономическое сравнение вариантов фундамента

Произведем сравнение двух вариантов фундаментов, результаты сведем в таблицу 3.5.

Таблиц 3.5 – Техничко-экономическое сравнение

Норма расценки	Наименование работ и характеристика изделия	Ед. изм.	Кол-во	Расценки, руб	Стоимость, руб	Трудоемкость, чел/ч, ед./общ
1	2	3	4	5	6	7
<b>Столбчатые фундаменты</b>						
ФЕР 06-01-001-01	Устройство бетонной подготовки	100м <sup>3</sup>	0,0006	3897,23	2,34	180/0,065
ФЕР 06-01-001-06	Устройство монолитного железобетонного фундамента объемом до 5 м <sup>3</sup>	100м <sup>3</sup>	0,0424	11038,62	468,07	610/25,86
ФССЦ 08.4.03.02-0004	Арматура стержневая А-I, А-III	т	0,09	6346,96	571,23	-
				Итого	1041,64	25,93
<b>Свайные фундаменты</b>						
ФЕР 05-01-005-01	Погружение свай длиной до 8 м в грунт 2-ой группы	м <sup>3</sup>	2,16	379,36	39,96	819,42/86,31
ФССЦ 05.1.05.16-0067	Сваи марки С300х300 длиной 8-12 м	шт	3	1 003,69	3011,07	-
ФЕР 6-606-01-001-06	Устройство ростверка объемом до 5 м <sup>3</sup>	100м <sup>3</sup>	0,032	11038,62	353,24	610/19,52
ФССЦ 08.4.03.02-0004	Арматура стержневая А-I, А-III	т	0,07	6346,96	444,29	-
				Итого	3848,56	105,83

Расчет стоимости возведения обоих видов фундамента показал, что возведение столбчатого фундамента гораздо дешевле устройства свайного, порядка 73%.

Расчет трудоемкости на производство работ по возведению столбчатого и свайного фундаментов показал, что на устройство свайного фундамента необходимо затратить на 75 % больше труда рабочих и работающих, чем на производство работ по устройству фундамента мелкого заложения.

Из вышесказанного ясно видно, что дороже и трудозатратнее возвести свайный фундамент, и так как инженерно-геологические условия площадки строительства благоприятные – отсутствуют пучинистые грунты

## **4 Технология строительного производства**

### **4.1. Область применения**

Технологическая карта разработана на монтаж надземной части каркаса многопролетного общественного здания.

Данная технологическая карта разработана для нового строительства.

Целью создания данной технологической карты является описание принятых решений по организации и технологии производства работ по монтажу сборного железобетонного каркаса общественного здания, с целью обеспечить высокое качества производимых работ, а также:

Снизить себестоимость работ;

Сократить сроки строительства;

Обеспечить безопасность выполняемых работ;

Рационализировать использование трудовых ресурсов.

Технологическая карта разработана для инженерно-технических работников и рабочих для ознакомления их с правилами производства работ по монтажу сборного каркаса общественных зданий, с использованием наиболее современных средств механизации, прогрессивных конструкций и способов выполнения работ.

### **4.2 Общие положения**

До начала выполнения монтажных работ по возведению конструкций каркаса должны быть выполнены все подготовительные работы:

- разбиты и приняты оси сооружения и репера;
- возведены все необходимые временные сооружения (в соответствии со стройгенпланом);
- закончено устройство дорог, подъездных путей и складских площадок;
- проложены подземные коммуникации;
- подведены электроэнергия и вода;
- установлены фундаменты;
- установлены колонны подвала;
- собраны, налажены и приняты монтажные механизмы, приспособления и оборудование;
- оформлены все необходимые документы на скрытые работы;

Поступающие на строительную площадку сборные элементы подлежат тщательной проверке:

- все детали должны быть промаркированы на заводах-изготовителях. Изделия с неправильно нанесенной маркировкой должны либо браковаться, либо приниматься как изделия наименьших ступеней несущей способности, выпускаемых промышленностью. Необходимо проверять геометрические формы, прямолинейность ребер и граней, правильность расположения закладных деталей, монтажных петель, выпусков арматуры;

- детали с трещинами, деформациями и другими дефектами подлежат возвращению на завод, либо складированию в определенном месте под указателем "брак";

Подъем, перемещение и опускание элементов следует осуществлять плавно, без рывков, раскачиваний и вращений элемента. Сборные элементы нужно устанавливать сразу в положение, предусмотренное проектом с выполнением соответствующей выверкой и устройством проектных закреплений в узлах.

Монтаж сборных конструкций вышележащего этажа (или этажей при двухэтажных колоннах.) нужно производить только после полного и окончательного закрепления элементов нижележащего этажа (этажей) и достижения бетоном замоноличенных стыков не менее 50% проектной прочности.

### **4.3 Организация и технология выполнения работ**

Устойчивость каркаса в процессе возведения обеспечивается путем устройства жестких участков из ячеек с законченным циклом всех монтажных операций, с соблюдением последовательности монтажа элементов каркаса на этих участках. В проектом положении до начала выполнения проектных узлов все сборные элементы должны быть закреплены от подвижек и потери устойчивости.

Верх колонн относительно разбивочных осей выверяют геодезисты двумя теодолитами по двум взаимно перпендикулярным осям.

Ригели колонн укладывают, ориентируя их в поперечном направлении по рискам, которые заранее нанесены на ригель и колонну, а в продольном необходимо укладывать, соблюдая равные площадки опирания. Длина площадки опирания должна быть не менее 130+20 мм. Ригели, после временного закрепления струбцинами и расстроповки, закрепляют.

Внутренние плиты перекрытия укладывают после закрепления распорных плит в соответствии с проектом.

Начало монтажа сборных элементов принято с торцовых ячеек здания. Монтаж элементов осуществляют в следующем порядке:

- 1) монтаж колонн с выверкой;
- 2) укладка ригелей с выверкой;
- 3) установка горизонтальных связей;
- 4) укладка панелей перекрытия;
- 5) установка стропильной системы;
- 6) установка горизонтальных связей.

### **4.4 Требования к качеству работ**

Монтаж деревянных конструкций необходимо производить с обязательной инструментальной проверкой проектного положения каждого

элемента. Точность монтажа должна обеспечивать допускаемые нормативные отклонения.

Предельные отклонения на приемку смонтированных конструкций назначаются проектом на основе расчета геометрической точности с учетом требований СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции».

При отсутствии в проекте специальных указаний предельные отклонения положений элементов в конструкциях при приемке относительно разбивочных осей или ориентирных рисок не должны превышать следующих величин, мм:

1) смещение осей колонн в нижнем сечении относительно разбивочных осей или ориентирных рисок - 8;

2) отклонение осей колонн в верхнем сечении относительно разбивочных осей при высоте колонн, м:

- до 4 - 12

- свыше 4 до 8 - 15

- свыше 8 до 15 - 20

- свыше 16 до 25 - 25

3) разность отметок верха колонн или опорных площадок каждого яруса или этажа многоэтажных зданий и сооружений при контактной установке -  $12+2n$  (где  $n$  - порядковый номер яруса);

4) смещение осей ригеля относительно осей на опорных конструкциях - 8;

5) разность отметок лицевых поверхностей двух смежных плит перекрытий в стыке при длине плит, м:

- до 4 - 8

- свыше 4 до 8 - 10

- свыше 8 до 15 - 12.

При окончательной приемке смонтированных элементов должны быть предъявлены документы:

- исполнительные чертежи;

- заводские технические паспорта на конструкции материалов, примененных при производстве СМР;

- акты промежуточной приемки ответственных конструкций;

- исполнительные геодезические схемы положения конструкций;

- журналы работ;

- документы о контроле качества сварочных соединений.

Предельные отклонения фактического положения смонтированных конструкций не должны превышать при приемке значений, приведенных в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Предельные отклонения фактического положения смонтированных конструкций

Параметр	Предельное отклонение, мм
1. Отклонение отметок поверхностей колонны от проектных	5



#### Окончание таблицы 4.1

2. Разность отметок опорных поверхностей соседних колонн по ряду и в пролете	3
3. Смещение осей колонн относительно разбивочных осей в опорном сечении	5
4. Отклонение осей колонны от вертикали при длине колонны 8000-16000, мм	12
8. Смещение оси ригеля с разбивочной оси	10
9. Смещение опорного ребра ригеля с осью колонны	15

Входной и операционный контроль качества выполняют согласно СП 48.13330.2019 «Организация строительства».

#### 4.5 Потребность в материально-технических ресурсах

Механизация строительных и специальных строительных работ должна быть комплексной и осуществляться комплектами строительных машин, оборудования, средств малой механизации, необходимой монтажной оснастки, инвентаря и приспособлений.

Средства малой механизации, оборудование, инструмент и технологическая оснастка, необходимые для выполнения монтажных работ, должны быть скомплектованы в нормокомплекты в соответствии с технологией выполняемых работ.

Потребность в машинах и технологическом оборудовании представлена в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Машины и технологическое оборудование

№ п/п	Наименование технологического процесса и его операции	Наименование машины, технологического оборудования, тип, марка	Основная техническая характеристика	Кол-во
1	Возведение надземной части	Кран ДЭК-631	Грузоподъемность 16 т	1
2	Подача сжатого воздуха	Компрессор FUBAG	220/380 В	1
3	Доставка материалов на строительную площадку	Бортовой автомобиль Камаз 4308	Грузоподъемность 20 т	2
4	Очистка стыков арматуры	Машина ручная шлифовальная Makita 9046	Мощность 600Вт, вес 3кг	2
5	Сварочные работы	Сварочный аппарат ПЛАЗЕР ТДМ-505 CU 493	Мощность 27800Вт, ток 500А	2
6	Подготовка инструмента	Станок заточный ЭК-486	Диам. посад. отверстия 32 мм	1
7	Резка арматуры	Углошлифмашина Makita	Мощность 2,4 кВт Диаметр круга 230	2

Потребность в материалах и изделиях представлена в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Потребность в материалах и изделиях

№ п/п	Наименование технологического процесса и его операции	Наименование материалов и изделий, марка, ГОСТ, ТУ	Ед. изм.	Норма расхода на единицу измерения	Потребность на объем работ
1	Установка колонн клееных объемом до 2 м <sup>3</sup>	Гнуклееные конструкции постоянного сечения на клею ФРФ-50	м <sup>3</sup>	51,8	51,8
2	Сборка перекрытий из панелей площадью более 5 м <sup>2</sup>	Панели перекрытия	100 м <sup>2</sup>	6,12	6,12
3	Монтаж металлических лестниц и площадок	Конструкции стальные	т	0,79	0,79
4	Установка стропил	Стропильные балки	м <sup>3</sup>	4,65	4,65
5	Укладка по фермам прогонов: из досок	Прогон	м <sup>3</sup>	2,97	2,97
6	Монтаж связей и распорок из одиночных уголков, гнута сварных профилей для пролетов более 24 м при высоте здания до 25 м	Конструкции стальные	т	0,77	0,77

Калькуляция трудозатрат и заработной платы, а также график производства работ и движения рабочей силы, потребность машин и технологического оборудования, технологической оснастке, инструмента инвентаря и приспособлений представлены в графической части лист 6.

#### 4.6 Подбор крана для выполнения работ

Подбираем кран по наиболее тяжелому элементу.

Максимальную массу (1,8 т) имеет металлодеревянная ферма. По каталогу наиболее подходящими являются стропы 2СК-10,0/4000, 1СК-8,0/3200 массой 94,8 кг 14,5 кг соответственно и размером  $h_g = 4,8$  м.

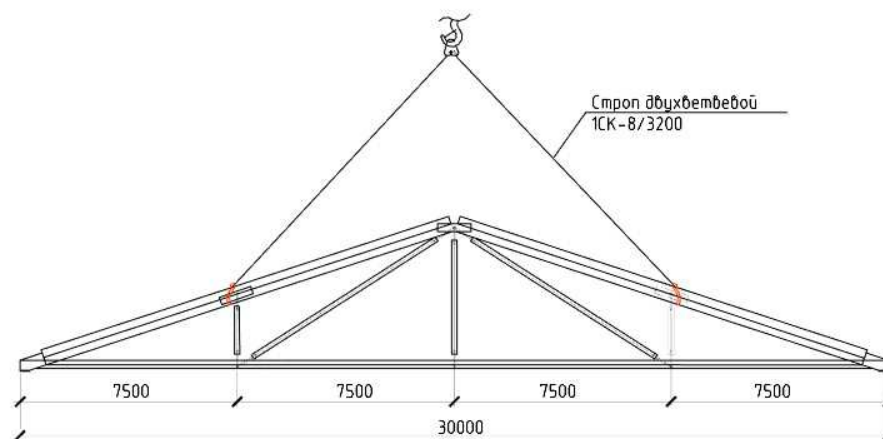


Рисунок 4.1 – Схема строповки фермы при разгрузке и монтаже

Монтажная масса определяется по формуле

$$M_m = M_1 + M_2, \quad (4.1)$$

где  $M_1$  – масса наиболее тяжелого элемента группы;  
 $M_2$  – масса грузозахватных и вспомогательных устройств.

$$M_m = M_1 + M_2 = 1,8 + 0,0948 + 0,014 = 1,9088 \approx 1,91 \text{ т.}$$

Монтажная высота подъема крюка определяется по формуле

$$H_k = h_0 + h_3 + h_1 + h_2, \quad (4.2)$$

где  $h_0$  – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента ( $h_0 = 10 \text{ м}$ ).

$h_3$  – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными элементами и установки в проектное положение, принимаем по правилам техники безопасности ( $h_3 = 0,5 \text{ м}$ );

$h_1$  – высота элемента в положении подъема ( $h_1 = 4,6 \text{ м}$ ).

$h_2$  – высота грузозахватных устройств ( $h_2 = 4,8 \text{ м}$ ).

$$H_k = 10 + 0,5 + 4,6 + 4,8 = 19,9 \text{ м.}$$

Предполагаем, что кран будет работать с двух сторон от здания. Тогда требуемый вылет определяем исходя из предположения, что наиболее удаленная монтажная точка расположена посередине ширины здания.

Расчетная схема для самоходного крана на гусеничном ходу приведена на рисунке.

Вылет крюка  $L$  и длину стрелы  $L_c$  определяют графически.

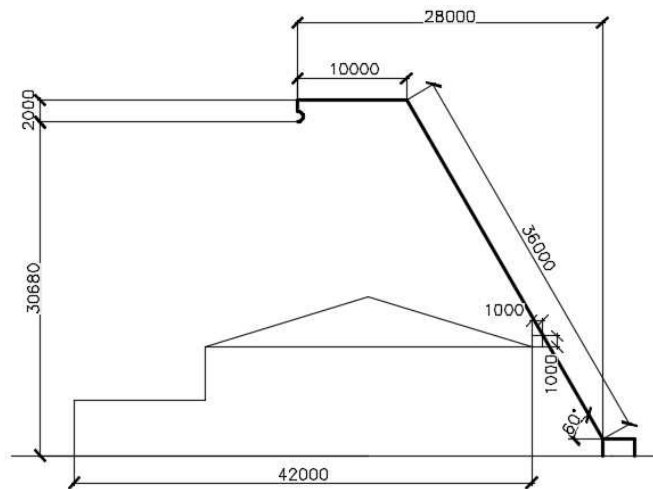


Рисунок 4.2 – Схема подбора стрелового крана, оборудованного гуськом

Полученные данные:  $M = 1,91m$  ;  $H = 19,9m$  ;  $L_c = 28m$ .

По полученным данным выбираем самоходный кран гусеничный ДЭК-631А со следующими техническими характеристиками:

- грузоподъемность -9-1,3 т;
- длина стрелы–36м;
- высота подъема крюка – 42м,
- вылет 8-40 м.

Привязка самоходного крана к зданию составляет

$$R = R_{нов} + l_{без} = 4,7 + 0,7 = 5,4m.$$

где  $R_{нов} = 4,7m$  – радиус, описываемый хвостовой частью поворотной платформы крана, принимаемый по паспорту крана;

$l$  – минимально допустимое расстояние от хвостовой части поворотной платформы крана до наиболее выступающей части здания, м.,  $l = 0,7m$  .

#### 4.7 Калькуляция затрат труда и машинного времени

Калькуляция затрат труда и машинного времени представлена в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Калькуляция затрат труда и машинного времени

№	Обоснование (ЕНиР и др.)	Наименование работ	Объем работ		Состав звена	На ед. изм.		На объем работ	
			Ед. изм.	Кол-во		Нвр. чел-час	Расц. руб	Трудо ем. чел-час	Сумма Руб
1	Е1-5, т.1, Заб	Подача материалов краном	100 т	0,1	Машинист 4р-1 Такелаж 2р.-2	4,4 8,8	4,66 5,63	0,4 0,9	0,47 0,56
2	Е11-17, г,пр-2	Выгрузка колонн массой до 2т	1 м <sup>3</sup>	51,8	Такелажники к 2р-2	1,2	0,85	62,16	44,03
3	Е6-9 т.2 п.1б	Установка колонн массой до 2т	шт	48	Плотник 5р-1, 4р-1,3р-2, 2,2р-1	1,4	0,94	0,3	44,16
5	Е6-9 т.2 п.1г	Укладка плит перекрытия площадью до 5 м <sup>2</sup>	шт	57	Плотник 5р-1,4р-1, 3р-2,2р-1	1,25	0,85	77,8	48,45
4	Е4-1 т.5 п.1аб	Установка лестниц	шт	4	Монтажники к 4р-1, 3р-2, 2,2р-1	0,68	0,62	2,72	2,48
5	Е6-9 т.2 п.1г	Укладка плит перекрытия площадью до 5 м <sup>2</sup>	шт	57	Плотник 5р-1,4р-1, 3р-2,2р-1	1,5	1,07	85,5	60,99
6	Е11-4 т.2 п.1д	Монтаж связей и распорок	м <sup>2</sup>	23,1	Плотник 4р-1,3р-1, 2р-3	1,3	0,87	0,01	20,1
7	Е40-3-39	Антисептическая и огнезащитная пропитка материалов	100 м <sup>2</sup>	3,65	Плотник 3 р – 1 2 р-3 Подсоб. раб. 1р - 1	2,2	1,4	8,1	5,23
						Итого		237,8 9	206,54

#### 4.8 Техника безопасности и охрана труд

При производстве работ при монтаже элементов каркаса необходимо соблюдать правила, приведенные в Приказ Минтруда России от 11.12.2020 N 883н «Об утверждении Правил по охране труда при строительстве, реконструкции и ремонте», а также в инструкциях заводов-изготовителей по эксплуатации используемых машин, оборудования, оснастки.

Рабочие места и проходы к ним расположенные на высоте 1,3 м и более и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте должны быть

ограждены временными ограждениями в соответствии с требованиями, представленными в ГОСТ 32489-2013.

При невозможности устройства данных ограждений работы, проходящие на высоте должны осуществляться с использованием предохранительных поясов.

Эксплуатация строительных машин (механизмов, средств малой механизации), включая техническое обслуживание, должна осуществляться в соответствии с требованиями главы СП по организации строительного производства и инструкций завода-изготовителя.

Эксплуатация грузоподъемных машин должна производиться с учетом требований «Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов», утвержденных Госгортехнадзором России.

Грузовые крюки грузозахватных средств (стропов, траверс), которые применяются при производстве строительно-монтажных работ, должны быть снабжены предохранительными замыкающими устройствами, для предотвращения самопроизвольного выпадения груза.

Стропы, траверсы и тара в процессе эксплуатации должны подвергаться регулярному техническому осмотру лицом, которое отвечает за их исправное состояние, в сроки, установленные требованиями Правил устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов, утвержденных Госгортехнадзором России, а прочая технологическая оснастка - не реже чем через каждые 6 месяцев, если техническими условиями или инструкциями завода-изготовителя не предусматриваются другие сроки.

При выполнении электросварочных и газопламенных работ необходимо выполнять требования СП 2.2.3670-20 «Санитарно-эпидемиологические требования к условиям труда». Кроме того, при выполнении электросварочных работ следует выполнять требования СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования.

Строповку конструкций следует производить инвентарными стропами или специальными грузозахватными устройствами. Способы строповки должны исключать возможность падения или скольжения груза.

Способы строповки элементов конструкций и оборудования должны обеспечивать их подачу к месту установки в положении, близком к проектному.

Установленные в проектное положение элементы конструкций должны быть закреплены так, чтобы обеспечивалась их устойчивость и геометрическая неизменяемость.

Расстроповку элементов конструкций, установленных в проектное положение, следует производить после постоянного или временного надежного их закрепления.

Пребывание людей на элементах конструкций во время их подъема или перемещения не допускается.

Оставлять поднятые элементы на весу на период перерыва в работе не допускается.

Выполнение монтажных работ на высоте в открытых местах при скорости ветра 15 м/сек и более, при гололедице, грозе или тумане,

исключающем видимость в пределах фронта работ, не допускается. Работы по перемещению и установке вертикальных панелей и подобных им конструкций с большой парусностью нужно остановить при скорости ветра 10 м/сек и более.

При монтаже каркасных зданий устанавливать последующий этаж каркаса допускается только после установки ограждающих конструкций или временных ограждений на предыдущем этаже.

В процессе монтажа конструкций, зданий или сооружений монтажники должны находиться на ранее установленных и надежно закрепленных конструкциях или средствах подмащивания.

Монтаж лестничных маршей и площадок зданий (сооружений) должен производиться одновременно с монтажом несущих конструкций здания. Ограждения лестничных маршей необходимо устанавливать сразу же после монтажа лестничных маршей.

Рабочие всех специальностей, которые выполняют работы на высоте, необходимо обеспечить надежными предохранительными поясами, и защитными касками.

Нахождение людей под поднимаемым грузом запрещено. При подъеме элементов все условные знаки крановщику подаются одним лицом бригадиром монтажной бригады или такелажником, назначенным приказом. Сигнал "стоп" подается любым работником, заметившим опасность.

#### **4.9 Техничко-экономические показатели**

Техничко-экономические показатели представлены на графическом листе 6.

## **5 Организация строительного производства**

### **5.1 Объектный строительный генеральный план**

#### **5.1.1 Область применения строительного генерального плана**

Объектный стройгенплан разрабатывает подрядчик на стадии рабочих чертежей в составе ППР на строящееся здание. Данный стройгенплан составлен на основной период строительства (возведение надземной части), в нем была спроектирована площадка, непосредственно прилегающая к строящемуся зданию, и определено расположение временных зданий и сооружений, открытых и закрытых складов, инженерных сетей и коммуникаций, строительных машин и устройств, необходимых для возведения проектируемого объекта строительства.

#### **5.1.2 Выбор монтажного крана**

Расчет и выбор наиболее экономичного крана на основной период строительства произведен в разделе 4 пояснительной записки.

#### **5.1.3 Размещение крана на объекте**

Поперечная привязка самоходного крана к зданию определяется по формуле

$$b = R_{\text{пов}} + l_{\text{без}} \quad (5.1)$$

где  $l_{\text{без}} = 1,0$  м, т.к. выступающие части здания располагаются на высоте  $> 2$  м;

$R_{\text{пов}}$  – ширина поворотной части с опорами (взято из паспорта крана)

$$b = 5,93 + 1,0 = 6,93 \text{ м.}$$

Продольная привязка самоходного крана к зданию определяется графическим способом с таким расчетом, чтобы зоны работы кранов со всех стоянок перекрывали площадь, на которой монтируют конструкции.

При этом число стоянок принимают минимально необходимым. Длина монтажного пути будет определяться совокупностью всех стоянок. При равных расстояниях между стоянками может показываться шаг стоянок между начальной и конечной, а при последовательном выполнении однотипных работ между начальной и конечной стоянками – ось движения грузоподъемной машины, на которой она может устанавливаться в любом месте.

#### **5.1.4 Определение величины опасных зон**



Опасные зоны работы самоходного стрелового крана определяются:

1) зоной обслуживания крана или рабочей называют пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана. Она равна максимальному рабочему вылету крюка крана ( $R_{p.max} = 28 м$ ).

2) опасной зоной работы крана называют пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом его рассеивания или отлета при падении.

$$R_{on} = R_{p.max} + 0,5 \cdot B_2 + l_{эл.max} + x, \quad (5.2)$$

где  $l_{эл.max}$  – длина наибольшего монтируемого элемента, м (колонна)  
 $l_{эл.max} = 9,9 м$ .

$B_2$  – толщина монтируемого элемента, м (колонна  $B_2 = 330 мм$ ).

$x$  – минимальное расстояние отлета груза.

$$R_{on} = 28 + 0,5 \cdot 0,330 + 9,9 + 4 = 42,065 м \approx 42,1 м.$$

Минимальное расстояние отлета перемещаемого груза при возможной высоте падения 4,4 м составляет 4 м (определяется путем линейно интерполяцией между значениями 3 и 5 м по [2, табл.3]).

3) монтажной зоной называют пространство, где возможно падение груза при установке и закреплении элементов. Она зависит от высоты здания и величины отклонения падающего предмета.

Радиус действия монтажной зоны:

$$R_{монт} = l + x = 10 + 3,5 = 13,5 м.$$

где  $l$  – наибольший габарит перемещаемого груза;

$x$  – минимальное расстояние отлета груза.

Граница монтажной зоны принимаются от крайней точки стены здания с прибавлением наибольшего габаритного размера перемещаемого (падающего) груза и минимального расстояния отлета груза при его падении.

## 5.2 Внутривозовые дороги

Для организации внутривозовых перевозок применяется зачастую автомобильный транспорт. Основным типом автомобильных дорог на строительных площадках являются временные дороги, так как постоянные дороги обычно не могут обеспечить возможность проезда крупногабаритного транспорта.

Схема движения транспорта и расположения дорог в плане должна быть организована таким образом, чтобы обеспечивать подъезд в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, к площадкам

укрупнительной сборки, складам, бытовым помещениям. При разработке схемы движения автотранспорта необходимо максимально использовать существующие и проектируемые дороги. Временные дороги должны быть кольцевыми или сквозными, при отсутствии создания таких дорог, устраивают тупиковые. На тупиковых проездах устраивают разъезды и разворотные площадки. При трассировке дорог должны соблюдаться минимальные расстояния:

- между дорогой и складской площадкой - 1 м;
- между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку - 1,5 м.

На стройгенплане условными знаками обозначены въезды (выезды) транспорта, стоянки при разгрузке, различные ограничивающие и предупреждающие знаки.

Ширина проезжей части однополосных дорог должна быть не менее 3,5 м. На участках дорог, в зоне выгрузки и складирования материалов ширина дороги увеличена до 6 м, длина участка уширения должна быть минимум 12 м.

Радиусы закругления дорог принимают равным 12 м, но при этом ширина проездов в пределах кривых увеличивается с 3,5 до 5 м. Дорога планируется быть грунтовой профилированная.

### 5.3 Проектирование складов

Необходимый запас материалов на складе:

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

где  $P_{\text{общ}}$  – количество материалов, деталей и конструкций, требуемых для выполнения плана строительства на расчетный период.

$T$  – продолжительность расчетного периода, дн,

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

$K_1$  – коэффициент неравномерности поступления материала на склад,

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

Для упрощения расчетов сведем все необходимые показатели в таблицу 5.1.

Таблица 5.1 – Объем строительных материалов, конструкций, изделий

№, п/п	Материалы, конструкции, изделия	Ед.изм.	Кол-во
1	Перекрытия	м <sup>3</sup>	769,31
2	Колонны	м <sup>3</sup>	198,67

Результат определения необходимых запасов материалов по формуле (5.1) сведем в таблицу 5.2.

Таблица 5.2 – Необходимый запас строительных материалов

№, п/п	Материалы, конструкции, изделия	Т <sub>н</sub> , дн	Т, дн	Р <sub>скл</sub>
1	Перекрытия, м <sup>3</sup>	3	6	384,65
2	Колонны, м <sup>3</sup>	3	10	59,60

Найдем полезную площадь складов. Результаты расчета сведем в таблицу 5.3.

Таблица 5.3 – Определение общей площади склада

№, п/п	Материалы, конструкции, изделия	Кол-во на 1 м <sup>2</sup> полезной площади склада	Коэффициент использования склада	Общая площадь склада
1	Перекрытия, м <sup>3</sup>	1,2	0,6	534,24
2	Колонны, м <sup>3</sup>	0,8	0,6	124,17
			Итого:	657,9

#### 5.4 Расчет потребности в автотранспортных средствах

Необходимое количество единиц автотранспорта в сутки N<sub>i</sub> по заданному расстоянию перевозки по определённому маршруту

$$N_i = \frac{Q_i \cdot t_{ц}}{T_i \cdot q_{тр} \cdot T_{см} \cdot K_{см}}, \quad (5.4)$$

где Q<sub>i</sub> – общ. кол-во данного груза, перевозимое за расч. период, т;  
 t<sub>ц</sub> – продолжительность цикла работы транспортной единицы, ч;  
 T<sub>i</sub> – продолжительность потребления данного вида груза, дн;  
 q<sub>тр</sub> – полезная грузоподъемность транспорта, т;  
 T<sub>см</sub> – сменная продолжительность работы транспорта, равная 7,5 ч;  
 K<sub>см</sub> – коэффициент сменной работы транспорта, (2).  
 Продолжительность цикла транспортировки груза

$$t_{ц} = t_{пр} + \frac{2 \cdot l}{v} + t_{м}, \quad (5.5)$$

где t<sub>пр</sub> – продолжительность погрузки и выгрузки, ч, согласно нормам в зависимости от вида и веса груза и грузоподъёмности автотранспорта;  
 l – расстояние перевозки в один конец, 15 км ;  
 v – средняя скорость передвижения автотранспорта, 30 км/ч;  
 t<sub>м</sub> - период маневрирования транспорта во время погрузки и выгрузки.  
 Результаты расчета представим в таблице 5.4.

Таблица 5.4 – Подсчет автомобильного транспорта

Наименование изделий, материалов и конструкций	$Q_i$ , т.	$t_{ц}$ , ч.	$t_{цр}$ , ч.	$l$ , км.	$v$ , км/ч	$t_m$ , ч.	$T_i$ , дн.	$q_{тр}$ , т.	$T_{см}$ , ч.	$K_{см}$	$N_i$
Колонны	123,34	1,62	0,57	15	30	0,05	6	12	7,5	2	0,18
Плиты перекрытия	1085,8	1,62	0,57	15	30	0,05	6	12	7,5	2	1,63
Ригели	213,85	1,62	0,57	15	30	0,05	4	12	7,5	2	0,48
Всего:											2,24

На основании результатов таблицы 5.4, сделаем выводы о необходимом количестве транспорта. Результаты представим в таблице 5.5.

Таблица 5.5 – Автотранспортные средства

Наименование элемента	Наименование транспорта	Грузоподъемность, т	Кол-во автотранспорта
Деревянные конструкции	Камаз 65115	15	4

### 5.5 Расчет временных зданий на строительной площадке

Площади помещений бытового городка зависят от количества рабочих, которые задействованы на строительной площадке.

В общее число рабочих входят 3 категории сотрудников:

- рабочие;
- ИТР;
- пожарно-сторожевая охрана;

Принимаем число рабочих:

- Число рабочих  $A=30$  человек – 85%.
- Число сотрудников ИТР – 4 человек – 12%.
- Число сотрудников ПСО – 1 человека – 3%.

Полученные данные распределим по сменам:

- Рабочие: I смена – 21 человека; II смена – 9 человек.
- ИТР: I смена – 3 человек; II смена – 1 человека.
- ПСО: I смена – 1 человека;

Таким образом, получаем численность сотрудников в самую многочисленную смену – 25 человек.

Требуемая площадь временных помещений определяется по формуле

$$F_{тр} = N \cdot F_{н,} \quad (5.6)$$

где  $N$  – общая численность рабочих, чел.; при подсчете площади гардеробных - списочный состав рабочих во все смены суток; при расчете

площади здравпункта, красного уголка, столовой - общая численность рабочих на стройке, включая ИТР, служащих ПСО и др.; для всех других помещений - максимальное количество рабочих, занятых в наиболее загруженную смену;

$F_n$  – норма площади, м<sup>2</sup>, на одного рабочего (работающего).

Требуемую площадь временных помещений рассчитаем, используя таблицу 5.6.

Таблица 5.6 – Требуемые площади временных помещений

Временные здания	Назначение	Ед. изм.	Нормативы вн. пок-ль	№, чел	Fтр, м <sup>2</sup>
<b>Санитарно-бытовые помещения</b>					
Гардеробная, с помещениями отдыха и обогрева	Переодевание, хранение уличной одежды и спецодежды	м <sup>2</sup>	0,9/1чел	30	27
Столовая	Обеспечение рабочих горячим питанием	м <sup>2</sup>	0,6/1чел	25	15
Туалет	Санитарно-гигиеническое обслуживание рабочих	м <sup>2</sup>	0,07/1чел	21	1,4
<b>Служебные помещения</b>					
Прорабская	Размещение административно-технического персонала	м <sup>2</sup>	24/5чел	4	19,5
КПП		м <sup>2</sup>	7/1	1	7
<b>ИТОГО</b>					<b>69,9</b>

На основе таблицы 5.6 сделаем выводы о необходимой площади и необходимом количестве временных зданий. Всего принимаем 5 вагончиков.

### 5.6 Электроснабжение строительной площадки

Для организации электроснабжения строительной площадки необходимо знать сроки и объемы выполнения строительно-монтажных работ, их сменность, основные источники потребления, площади временных зданий, протяженность внутрипостроечных дорог, а также площадь строительной площадки. Проектирование электроснабжения площадки проводят в следующем порядке:

- определим потребителей электричества на площадке
- силовое оборудование;
- технологические нужды;
- наружное освещение;
- внутреннее освещение.

Для обеспечения данной площадки электричеством в необходимом количестве, решено установить временную трансформаторную подстанцию.

Рассчитаем мощность, необходимую для обеспечения строительной площадки электричеством по формуле

$$P = \alpha \left( \sum \frac{K_1 \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 \cdot P_T}{\cos \varphi} + \sum K_3 \cdot P_{\text{осв}} + \sum K_4 \cdot P_H \right), \quad (5.7)$$

где  $P$  – расчетная нагрузка потребителей, кВт;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности, сечения (1,05 – 1,1);

$K_1, K_2, K_3, K_4$  – коэффициент спроса, определяемые числом потребителей и несовпадений по времени их работы;

$P_c$  – мощности силовых потребителей, кВт;

$P_T$  – мощности, требуемые для технологических нужд;

$P_{\text{осв}}$  – мощности, требуемые для наружного освещения;

$\cos \varphi$  – коэффициент мощности в сети.

Результаты расчета сведем в таблицу 5.7.

Таблица 5.7 – Расчет электроэнергии

Наименование потребителей	Ед. из м.	Кол-во	Удельн. мощность на ед. измерения, кВт	Коэффициент спроса $K_c$	$\cos \varphi$	Требуемая мощность, кВт
Силовые потребители, в т.ч.:						
- кран КБМ-401	шт	1	34	0,2	0,5	13,6
Сварочные агрегаты	шт	2	1,7	0,5	0,65	2,6
Внутреннее освещение, в т.ч.:						
- конторские и бытовые помещения	м <sup>2</sup>	87,6	0,015	0,8	1	1,05
- душевые и уборные	м <sup>2</sup>	1,4	0,003	0,8	1	0,01
Наружное освещение, в т.ч.:						
- территория строительства	м <sup>2</sup>	11895	0,0002	1	1	2,4
- основные проходы и проезды	км	1,3	3	5	1	19,5
- аварийное освещение	км	1,3	3	1,5	1	5,85
- охранное освещение	км	1,3	0,2	3,5	1	0,91
Итого:						45,92

Для обеспечения строительной площадки электроэнергией используем трансформаторную подстанцию КТП-250 с размером в плане 2,1x2,8 м.

Требуемое количество прожекторов для строительной площадки определим по формуле

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_l}, \quad (5.8)$$

где  $P$  – удельная мощность, Вт/м<sup>2</sup>;

E – освещенность;

S – площадь, подлежащая освещению, м<sup>2</sup>;

P<sub>л</sub> – мощность лампы прожектора.

Примем: P = 0,4Вт/м<sup>2</sup>; E = 1,5 лк; P<sub>л</sub> = 1000 Вт; S=11375 м<sup>2</sup>.

Подставим в формулу (5.14), получаем

$$n = \frac{0,4 \cdot 1,5 \cdot 11375}{1000} = 7.$$

Принимаем для освещения строительной площадки 7 прожекторов.

Наиболее экономичным источником электроснабжения являются районные сети высокого напряжения. В подготовительный период строительства сооружают ответвление от существующей высоковольтной сети на площадку и трансформаторную подстанцию, мощностью 250 кВт. Разводящую сеть на строительной площадке устраиваем по смешанной схеме. Электроснабжение от внешних источников производится по воздушным линиям электропередач.

## 5.7 Временное водоснабжение

Суммарный расход воды определяется по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз.быт}} + Q_{\text{пож}}, \quad (5.9)$$

где Q<sub>пр</sub> – расход воды на производство;

Q<sub>маш</sub> – расход воды на охлаждение двигателей строительных машин;

Q<sub>хоз.быт</sub> – расход воды на хозяйственно-бытовые нужды;

Q<sub>пож</sub> – расход воды на противопожарные нужды.

Расход воды на производственные нужды определяется по формуле

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot \sum \frac{V \cdot q_1 \cdot K_{\text{ч}}}{t \cdot 3600}, \quad (5.10)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий потери воды;

q<sub>1</sub> – норма удельного расхода воды на единицу потребителя;

V – потребитель воды - объём строительного-монтажных работ, количество работ, установок;

K<sub>ч</sub> – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены (суток) для данной группы потребителей;

t – кол-во часов потребления в смену (сутки).

Принимаем: q<sub>1</sub> = 2956,43 л; V = 8 л; K<sub>ч</sub> = 1,6; t = 16 ч.

Подставляем в формулу (5.16), получаем

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot \frac{2956,43 \cdot 8 \cdot 1,6}{16 \cdot 3600} = 0,79 \text{ л/с.}$$

Расход воды на охлаждение двигателей строительных машин определяется по формуле

$$Q_{\text{маш}} = \frac{W \cdot q_2 \cdot K_{\text{ч}}}{3600}, \quad (5.11)$$

где  $W$  – количество машин;  
 $q_2$  – норма удельного расхода воды, л;  
 $K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды.  
 Принимаем:  $W = 4$  шт;  $q_2 = 400$  л;  $K_{\text{ч}} = 2$ .  
 Подставляем в формулу (5.12), получаем

$$Q_{\text{маш}} = \frac{4 \cdot 400 \cdot 2}{3600} = 0,88 \text{ л/с.}$$

Расход воды на хозяйственно-бытовые нужды определяем по формуле

$$Q_{\text{хоз.-быт.}} = Q_{\text{хоз.-пит.}} + Q_{\text{душ.}} = 0,04 + 0,09 = 0,13 \text{ л/с,} \quad (5.12)$$

где  $Q_{\text{хоз.быт}}$  – расход воды на хозяйственно-бытовые нужды;  
 $Q_{\text{душ}}$  – расход воды на душ.  
 Расход воды на хозяйственно-бытовые нужды определим по формуле

$$Q_{\text{хоз.пит}} = N_{\text{см}}^{\text{max}} \cdot \frac{q_3 \cdot K_{\text{ч}}}{t_{\text{см}} \cdot 3600}, \quad (5.13)$$

где  $N_{\text{сммакс}}$  – максимальное количество рабочих в смену, чел, принимаемое по графику движения рабочих;  
 $q_3$  – норма потребления воды на 1 человека в смену, л. Для не канализованных площадок  $q_3 = 10 - 15$  л, для канализованных  $q_3 = 25 - 30$  л;  
 $K_{\text{ч}}$  – коэффициент, часовой неравномерности для данной группы потребителей;  
 $t_{\text{см}}$  – количество часов потребления в смену.  
 Принимаем:  $N_{\text{сммакс}} = 21$  чел;  $q_3 = 25$  л;  $K_{\text{ч}} = 2,7$ ;  $t_{\text{см}} = 8$  ч.  
 Подставляем в формулу (5.14), получаем

$$Q_{\text{хоз.пит}} = 21 \cdot \frac{25 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,05 \text{ л/с.}$$

Расход воды на наружное пожаротушение, принимается в соответствии с установленными нормами. На объектах до 10 Га застройки расход воды  $Q_{\text{пож}}$  составляет 20 л/с.

Расчётный расход воды определяется по формуле

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{пож}} + 0,5(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{маш}} + Q_{\text{хоз.-быт.}}), \quad (5.14)$$



где  $Q_{\text{пр}}$  – расход воды на производство;

$Q_{\text{маш}}$  – расход воды на охлаждение двигателей строительных машин;

$Q_{\text{хоз.быт}}$  – расход воды на хозяйственно-бытовые нужды;

$Q_{\text{пож}}$  – расход воды на противопожарные нужды.

Принимаем:  $Q_{\text{пож}} = 20 \frac{\text{л}}{\text{с}}$ ;  $Q_{\text{пр}} = 0,79 \frac{\text{л}}{\text{с}}$ ;  $Q_{\text{маш}} = 0,88 \frac{\text{л}}{\text{с}}$ ;  $Q_{\text{хоз.-быт.}} = 0,05 \frac{\text{л}}{\text{с}}$

Подставляем в формулу (5.14), получаем

$$Q_{\text{расч}} = 20 + 0,5 \cdot (0,79 + 0,88 + 0,05) = 21 \text{ л/с.}$$

Так как  $Q_{\text{пож.}} > Q_{\text{пр.}} + Q_{\text{хоз.-быт.}}$ , то расчёт ведётся только при учёте противопожарных нужд, т.е.  $Q_{\text{расч.}} = Q_{\text{пож.}}$ .

Диаметр магистрального ввода временного водопровода (определяем по расчётному расходу воды) определяем по формуле

$$D = 63,25 \sqrt{\frac{Q_{\text{расч}}}{\pi v}}, \quad (5.15)$$

где  $Q_{\text{расч.}}$  – расчётный расход воды;

$v$  – скорость воды в трубах (для труб большого диаметра 1,5-2 м/с, для труб малого диаметра 0,7-1,2 м/с.).

Принимаем:  $Q_{\text{расч}} = 20 \text{ л/с}$ ;  $v = 1,5 \text{ м/с}$ .

Подставляем значения в формулу (5.16), получаем

$$D = 63,25 \sqrt{\frac{20}{3,14 \cdot 1,5}} = 130,33.$$

Принимаем  $D = 150 \text{ мм}$ .

Ввод выполняем из стальных труб по ГОСТ 3262-75 «Трубы стальные водогазопроводные».

Источниками водоснабжения являются существующие водопроводы с устройством дополнительных временных сооружений, постоянные водопроводы, сооружаемые в подготовительный период, и самостоятельные временные источники водоснабжения. Временное водоснабжение представляет собой объединенную систему, удовлетворяющую производственные, хозяйственные, противопожарные нужды, в отдельных случаях выделяют питьевой водой.

При создании временной сети обязательен учет возможности последовательного наращивания и перекладки трубопроводов по мере развития строительства.

## 5.8 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

При выполнении строительно-монтажных работ на объекте строительства необходимо руководствоваться указаниями, приведенными в СНиП 12-03-2001

и СНиП 12-04-2002 «Безопасность в строительстве», приказе Минтруда России от 11.12.2020 N 883н «Об утверждении Правил по охране труда при строительстве, реконструкции и ремонте», а также другими отраслевыми типовыми инструкциями по охране труда.

Монтаж временных сетей электроснабжения следует выполнять руководствуясь требованиями представленными в «Правилах устройства электроустановок», а так же в СНиП 12-04-2002 «Безопасность в строительстве» и инструкциями приведенными на отдельные виды работ.

Внутриплощадочные проходы и проезды, размещение и складирование конструкций, материалов, изделий, а также временных зданий (помещений) и сооружений, оборудования и конструкций следует размещать в соответствии стройгенплана с соблюдением требований СНиП 12-03-2001, СП 12-103-2002.

Перед допуском к работе и в процессе выполнения работ необходимо произвести обучение и инструктаж рабочих, и прочих специалистов, прибывающих на объекте строительства по безопасности труда по типовым инструкциям приказа Минтруда России от 11.12.2020 N 883н «Об утверждении Правил по охране труда при строительстве, реконструкции и ремонте».

К монтажным, погрузо-разгрузочным работам, где применяются транспортные и грузоподъемные машины и механизмы, допускаются лица, имеющие необходимые профессиональные навыки и квалификацию, имеющие подтверждение в виде удостоверения, достигшие возраста 18 лет.

Применяемые, во время работ, строительные машины, транспортные средства, производственное оборудование, средства механизации и оснастки, ручные машины и инструменты должны соответствовать требованиям государственных стандартов по безопасности труда.

Рабочие и руководители должны быть обеспечены спецодеждой и другими средствами индивидуальной защиты.

Допуск посторонних лиц на территорию строительства строго запрещен.

Площадку строительства во избежание доступа посторонних лиц оградить временным ограждением на период строительства.

Для сохранности дорогостоящих или портящихся на открытом воздухе материалов (цемента, извести, гипса, фанеры, гвоздей и др.) устраивают закрытые склады.

Материалы складировать с соблюдением определенных правил. При укладке изделий в штабель прокладки между ними располагают строго друг под другом. Сечение прокладок и подкладок обычно квадратное со стороной 6...8 см. Размеры подбирают с таким расчетом, чтобы вышестоящие сборные элементы не опирались на монтажные петли или выступающие части нижестоящих.

При монтаже железобетонных элементов должны быть правильно подобраны стропы, иначе конструкции могут сломаться.

На въездах и выездах строительной площадки установлены ворота, работает сторожевая охрана, размещающаяся во временных зданиях, расположенных на обоих въездах.

На площадке предусматривается система сигнализации.

В темное время суток строительная площадка со всех сторон освещается прожекторами.

## **5.9 Мероприятия по охране окружающей среды и рациональному использованию природных ресурсов**

Природоохранные мероприятия включают в себя следующие основные разделы:

- охрана и рациональное использование водных ресурсов, земли и почвы;
- снижение уровня загрязнения воздуха;
- борьба с шумом.

Для выполнения данных мероприятий на строительной площадке производится установка границ строительной площадки, необходимая что бы обеспечить максимальную сохранность деревьев, кустарников, травяного покрова на территории строительства. При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в специально отведенных местах.

Движение строительной техники и автотранспорта должно быть организовано таким образом, чтобы исключить беспорядочное и неорганизованное движение техники.

Необходимо организовать места для складирования мусора.

Пожарная безопасность должна обеспечиваться системами предотвращения пожаров и пожарной защиты. Дороги должны быть спроектированы таким образом что бы обеспечить проезды пожарных машин, в случае возгорания объекта.

В процессе строительно-монтажных работ запрещается применять открытый огонь во всех (кроме специальных) помещениях и курить вне отведенных для этого мест.

Необходимо своевременно удалять горючие отходы и мусор, строго соблюдать все правила эксплуатации аппаратуры и контролировать состояние электросетей.

В пределах строительной площадки в пожароопасных пунктах необходимо размещать противопожарные посты, снабженные табельным противопожарным инвентарем, а в стационарных помещениях следует предусматривать краны и брандспойты. Около поста должен висеть плакат с указанием телефонов, по которым следует звонить в случае возникновения пожара.

Для курения отводят специальные места, которые должны оборудоваться ящиком с песком и бочкой, заполненной водой.

При хранении на открытых площадках различных горючих и легко воспламеняемых строительных материалов, изделий, а также конструкций, выполненных из горючих материалов, должны размещаться в штабелях или группами площадью, не превышающей 100 м<sup>2</sup>. Расстояние между штабелями (группами) до строящихся или подсобных зданий и сооружений надлежит принимать не менее 24 м.

Лакокрасочные, изоляционные, отделочные и другие материалы, выделяющие взрывоопасные или вредные вещества, разрешается хранить на рабочих местах в количествах, не превышающих сменной потребности.

Материалы, содержащие вредные или взрывоопасные растворители, необходимо хранить в герметически закрытой таре.

Противопожарное оборудование необходимо содержать в исправном, работоспособном состоянии. Проходы к противопожарному оборудованию должны быть всегда свободны и обозначены соответствующими знаками.

На рабочих местах, где применяются или готовятся клеи, мастики, краски и другие материалы, выделяющие взрывоопасные или вредные вещества, не допускаются действия с использованием огня или вызывающие искрообразование. Эти рабочие места должны проветриваться.

### **5.10 Нормативная продолжительность строительства**

Определим продолжительность строительства физкультурно-спортивного комплекса по СНиП 1.04.03-85\* Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений. Часть II. (Разделы Б, В, Г, Д, Е, Ж, З, И, Приложение). Так как в нормативах нет данных для объемно-планировочных конструктивных и функциональных характеристик для представленного объекта строительства, то расчет произведём по наиболее приближенным данным.

Произведем расчет методом интерполяции

$$\frac{18-1}{(2500-1500)} = 0,003.$$

Определим прирост мощности здания

$$2065,49 - 1500 = 565,49 \text{ м}^2.$$

Определим продолжительность строительства с учетом прироста мощности

$$10 + 0,003 \cdot 565,49 = 11,69 \text{ мес.}$$

Определим продолжительность строительства с учетом районного коэффициента

$$T = 11,69 \cdot 1,2 = 14 \text{ мес.}$$

Таким образом, продолжительность строительства данного спортивного комплекса составит 14 месяцев.

## 6 Экономика строительства

### 6.1 Определение прогнозной стоимости строительства объекта по укрупненным нормативам цены строительства

Для определения стоимости строительства здания (без учета стоимости наружных инженерных сетей) используем формулу приложения 10 Методики разработки и применения УНЦС, утвержденной приказом Минстроя России №314/пр от 29.05.2019 г. [63].

Показатели норматива цены строительства учитывают стоимость всего комплекса строительно-монтажных работ по объекту, включая прокладку внутренних инженерных сетей, монтаж и стоимость типового инженерного оборудования.

Для расчета был использован НЦС 81-02-05-2022 «Спортивные здания и сооружения» [64], НЦС 81-02-16-2022 «Малые архитектурные формы» [65] НЦС 81-02-17-2022 «Озеленение» [66]. Укрупненные нормативы рассчитаны и представляют собой объем денежных средств, необходимый и достаточный для возведения зданий, рассчитанный на установленную единицу измерения.

Расчет стоимости планируемого к строительству объекта с применением укрупненных нормативов цены строительства (НЦС) рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- сбор исходных данных по планируемому к строительству объекту;
- выбор соответствующих НЦС;
- подбор необходимых коэффициентов, учитывающих регионально-экономические, регионально-климатические, инженерно-геологические и другие условия осуществления строительства, по НЦС;
- расчет стоимости планируемого к строительству объекта.

Определение прогнозной стоимости планируемого к строительству объекта в региональном разрезе рекомендуется осуществлять с применением коэффициентов, учитывающих регионально-экономические, регионально-климатические, инженерно-геологические и другие условия осуществления строительства по формуле:

$$C_{\text{ПР}} = \left( \sum_{i=1}^N \text{НЦС}_i \cdot M \cdot K_{\text{пер}} \cdot K_{\text{пер/зон}} \cdot K_{\text{рег}} \cdot K_c \right) + Z_p \cdot I_{\text{пр}} + \text{НДС}, \quad (6.1)$$

где  $\text{НЦС}_i$  – используемый показатель государственного сметного норматива – укрупненного норматива цены строительства по конкретному объекту для базового района (Московская область) в уровне цен на начало текущего года;

$N$  – общее количество используемых показателей государственного сметного норматива – укрупненного норматива цены строительства по конкретному объекту для базового района (Московская область) в уровне цен на начало текущего года;

$M$  – мощность объекта капитального строительства, планируемого к строительству объекта;

$I_{пр}$  – индекс-дефлятор, определенный по отрасли «Инвестиции в основной капитал (капитальные вложения)», публикуемый Министерством экономического развития Российской Федерации для прогноза социально-экономического развития Российской Федерации;

$K_{пер}$  – коэффициент перехода от цен базового района к уровню цен субъектов Российской Федерации (частей территории субъектов Российской Федерации), учитывающий затраты на строительство объекта капитального строительства расположенных в областных центрах субъектов Российской Федерации (далее - центр ценовой зоны, 1 ценовая зона);

$K_{пер/зон}$  – коэффициент, рассчитываемый при выполнении расчетов с использованием Показателей для частей территории субъектов Российской Федерации, которые определены нормативными правовыми актами высшего органа государственной власти субъекта Российской Федерации как самостоятельные ценовые зоны для целей определения текущей стоимости строительных ресурсов, по виду объекта капитального строительства как отношение величины индекса изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ рассчитанного для такой ценовой зоны и публикуемого Министерством, к величине индекса изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, рассчитанную для 1 ценовой зоны соответствующего субъекта Российской Федерации и публикуемого Министерством;

$K_{рег}$  – коэффициент, учитывающий регионально-климатические условия осуществления строительства в субъекте Российской Федерации (части территории субъекта Российской Федерации) по отношению к базовому району;

$K_c$  – коэффициент, характеризующий удорожание стоимости строительства в сейсмических районах Российской Федерации по отношению к базовому району;

$Z_p$  – дополнительные затраты, учитываемые по отдельному расчету;

НДС – налог на добавленную стоимость.

При определении прогнозной стоимости строительства в обязательном порядке учитывается плата за землю при изъятии (выкупе) земельного участка для строительства, а также выплата земельного налога (аренды) в период строительства.

Расчет прогнозной стоимости строительства объекта производится на основании проектных данных объекта с использованием НДС оформлен согласно [63] и представлен в таблице 6.1

Таблица 6.1 – Расчет прогнозной стоимости строительства объекта на основании УНЦС

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. изм.	Кол.	Стоимость ед. изм. по состоянию на 01.01.2022, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогножном) уровне, тыс. руб
1	Спортивные здания и сооружения					
1.1	Спортивный комплекс	Показатель НЦС 81-02-05-2022, табл. 05-02-001, расценка 05-02-001-03	1 посещение в смену	65	2 078,68	135114,2
	Регионально-климатич. коэф.	Техническая часть сборника НЦС 81-02-05-2022, пн.36			1,01	
	Поправочный коэф. перехода от базового района Московская область к Красноярскому краю	Техническая часть сборника НЦС 81-02-05-2022, пн.35			0,95	
	Итого					129642,07
2	Малые архитектурные формы					
2.1	Дорожка из крупноразмерной плитки	Показатель НЦС 81-02-16-2022, табл. 16-06-001, расценка 16-06-001-03	100 м <sup>2</sup> покр.	2	358,13	716,26
	Регионально-климатич. коэф.	Техническая часть сборника НЦС 81-02-16-2022, пн.27			1,01	
	Поправочный коэф. перехода от базового района Московская область к Красноярскому краю	Техническая часть сборника НЦС 81-02-16-2022, пн.26			0,86	
	Итого					622,14
2.2	Светильники на стальных опорах	Показатель НЦС 81-02-16-	100 м <sup>2</sup> тер.	113	17,81	2012,53

## Окончание таблицы 6.1

		2022, табл. 16-07- 004, расценка 16-07-001 -02				
	Регионально- климатич. коэф.	Техническая часть сборника НЦС 81-02-16- 2022, пн.27			1,01	
	Поправочный коэф. перехода от базового района Московская область к Красноярскому краю	Техническая часть сборника НЦС 81-02-16- 2022, пн.26			0,86	
	Итого					1748,08
3	Озеленение					
3.1.	Озеленение территорий спортивных объектов с площадью газонов 90%	Показатель НЦС 81-02-17- 2022, табл. 17-02- 004, расценка 17-02-004-03	100 м <sup>2</sup> тер.	6	186,49	1118,94
	Поправочный коэф. перехода от базового района Московская область к Красноярскому краю	Техническая часть сборника НЦС 81-02-16- 2022, пн.19			0,95	
	Итого					1062,99
	Всего					133075,29
	Перевод прогнозный уровень цен	Индекс- дефлятор Минэконом- развития России			1,05	139729,06
	НДС	Налоговый кодекс Российской Федерации	%	20		27945,81
	Всего с НДС					167674,87

Прогнозная стоимость строительства спортивного комплекса в г. Красноярске составляет 167674,87 тыс. руб. Указанная сумма включает в себя стоимость следующих видов работ и затрат: общестроительные работы; элементы благоустройства и озеленение.

Стоимость подключения (технологического присоединения).



Принимаем в размере 10 % от стоимости комплекса: 16767,49 тыс.руб.

## **6.2 Составление локального сметного расчета на отдельный вид общестроительных работ**

Локальный сметный расчет составлен на один отдельный вид общестроительных работ, для которого в разделе «Технология строительного производства» разработана технологическая карта, а именно на монтаж каркаса, на основании которой определен вид и объемы выполнения технологических операций, потребность в ресурсах для их производства.

Основным методическим документом в строительстве выступает Методика утверждена Приказом Минстроя России от 04.08.2020 N 421/пр. [67], которая содержит общие положения по ценообразованию и конкретные рекомендации по составлению всех форм сметной документации на разные виды работ.

При составлении локального сметного расчета была использована база ФЕР2020.

Для составления сметной документации применены федеральные единичные расценки на строительные и монтажные работы, составленные в нормах и ценах, введенных с 1 января 2001 года.

При составлении локального сметного расчета 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.

Сметная стоимость пересчитывается в текущие цены по состоянию на I квартал 2022 года с использованием индекса изменения к ФЕР для Красноярского края для объектов спортивного назначения (1 зоны), согласно письму Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации № 14208-ИФ/09 от 05.04.2022 г. [68]

- оплата труда 26,74;
- материалы, изделия и конструкции 7,16;
- эксплуатация машин и механизмов 9,52.

Накладные расходы определены в соответствии с [69] в процентах от фонда оплаты труда рабочих-строителей и механизаторов по видам строительного-монтажных работ и составила.

Сметная прибыль определена в соответствии с [70] в процентах от фонда оплаты труда рабочих-строителей и механизаторов по видам строительного-монтажных работ.

Лимитированные затраты учтены по следующим действующим нормам:

Дополнительные затраты на возведение временных зданий и сооружений для зданий гражданского строительства – 1,8 % [71, прил.1. пн.50]

2) Дополнительные затраты на производство строительного – монтажных работ в зимнее время для зданий общественного назначения – 3 % [72, прил.1, пн.85].

3) Размер средств на непредвиденные работы и затраты для объектов капитального строительства непроизводственного назначения – 2% [66, пп. 179а].

Налог на добавленную стоимость составляет 20 % [73].

Локальный сметный расчет на монтаж каркаса представлен в приложении А.

Приведен анализ структуры сметной стоимости расчета на монтаж каркаса по составным элементам в таблице 6.3

Таблица 6.2 – Структура локального сметного расчета на монтаж каркаса по составным элементам

Вид затрат	Сумма, руб.		Удельный вес, в %
	Базисный уровень	Текущий уровень	
Прямые затраты, всего	697 770,44	5 150 971,00	73,00
в том числе			
материалы	682 870,62	4 889 354,00	69,29
эксплуатация машин	7 944,50	75 632,00	1,07
оплата труда рабочих	6 955,32	185 985,00	2,64
Накладные расходы	8 541,23	228 391,00	3,24
Сметная прибыль	4 435,35	118 601,00	1,68
Лимитированные затраты	49 404,59	382 168,00	5,42
НДС	152 030,32	1 176 026,20	16,67
Всего	912 181,93	7 056 157,20	100,00

На рисунке 6.3 представлена структура локального сметного расчета на монтаж каркаса по составным элементам в виде круговой диаграммы.



Рисунок 6.3 – Структура локального сметного расчета на монтаж каркаса по составным элементам, %

На рисунке 6.4 отображена структура локального сметного расчета на монтаж каркаса по составным элементам в виде гистограммы.

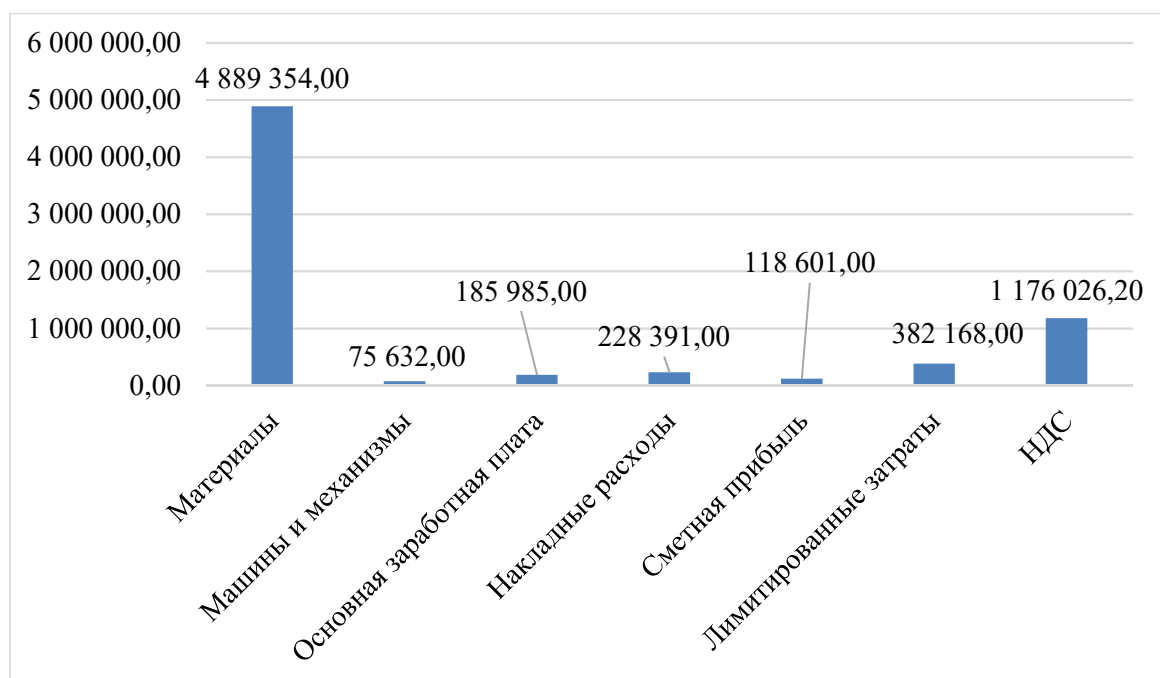


Рисунок 6.4 – Структура локального сметного расчета на монтаж каркаса по составным элементам в рублях

На основе анализа структуры локального сметного расчета на общестроительных работ по составным элементам можно сделать вывод, что наибольший удельный вес 69,29 % (4 889 354,00 руб.) в рассматриваемом локальном сметном расчете приходится на строительные материалы, которые являются составной частью прямых затрат, наименьший 1,07 % (75 632,00 руб.) – на затраты, связанные с эксплуатацией машин и механизмов.

### 6.3 Техничко-экономические показатели проекта

Техничко-экономические показатели являются обоснованием технических, технологических, планировочных и конструктивных решений и составляют основу проекта. Техничко-экономические показатели служат основанием для решения вопроса о целесообразности строительства объекта при запроектированных параметрах и утверждения проектной документации для строительства.

Основные технико-экономические показатели проекта строительства здания представлены таблице 6.3.

Таблица 6.3 – Основные технико-экономические показатели строительства

Наименование показателя	Ед. изм.	Значение
<b>1. Объемно-планировочные показатели</b>		
Площадь застройки	м <sup>2</sup>	2112
Количество этажей	эт.	1-2
Материал стен		клефанерные панели
Высота этажа	м	4,2

Продолжение таблицы 6.3

Строительный объем	м <sup>3</sup>	22 680
Общая площадь здания	м <sup>2</sup>	2 232
Полезная площадь здания	м <sup>2</sup>	2 009
Планировочный коэффициент		0,9
Объемный коэффициент		11,29
2. Параметры застройки земельного участка		
Площадь участка	га	1,13
Площадь застройки	га	0,21
Площадь проездов и площадок	га	0,02
Площадь озеленения	га	0,06
Площадь неиспользуемой территории	га	0,84
Коэффициент застройки		0,19
3. Стоимостные показатели		
Прогнозная стоимость строительства объекта (НЦС)	тыс. руб.	167 674,87
Сметная стоимость работ на монтаж каркаса	руб.	7 056 157,20
Прогнозная стоимость 1 м <sup>2</sup> общей площади	тыс. руб.	75,12
Прогнозная стоимость 1 м <sup>2</sup> полезной площади	тыс. руб.	83,46
Прогнозная стоимость 1 м <sup>3</sup> строительного объема	тыс. руб.	7,39
4. Показатели трудовых затрат		
Трудоемкость производства работ на монтаж каркаса	чел.-ч	766,89
Нормативная выработка на 1 чел.-ч	руб/чел.-ч	9201,00
5. Прочие показатели проекта		
Продолжительность строительства	мес.	14

Планировочный коэффициент для всего здания

$$K_{\text{п}} = \frac{S_{\text{рас}}}{S_{\text{общ}}} \quad (6.2)$$

где  $S_{\text{рас}}$  – расчетная площадь, м<sup>2</sup>;  
 $S_{\text{общ}}$  – общая площадь, м<sup>2</sup>.

Подставим в формулу (6.3), получим:

$$K_{\text{пл}} = \frac{2009}{2232} = 0,9$$

Объемный коэффициент для всего здания

$$K_{\text{об}} = \frac{V_{\text{стр}}}{S_{\text{рас}}}, \quad (6.3)$$

где  $V_{\text{стр}}$  – строительный объем, м<sup>3</sup>;  
 $S_{\text{рас}}$  – расчетная площадь, м<sup>2</sup>.

Подставим в формулу (6.4), получим:

$$K_{об} = \frac{22680}{2009} = 11,29;$$

Коэффициент застройки определяется по формуле

$$K_з = \frac{S_з}{S_{пол}}, \quad (6.4)$$

где  $S_з$  – площадь застройки;  
 $S_{уч}$  – площадь участка;

$$K_з = \frac{0,21}{1,13} = 0,19.$$

Прогнозная стоимость 1 м<sup>2</sup> площади (общая)

$$C_{1м^2} = \frac{C_{нцс}}{S_{общ}}, \quad (6.5)$$

где  $C_{нцс}$  – прогнозная стоимость строительства объекта (УНЦС), тыс.руб.;  
 $S_{общ}$  – общая площадь, м<sup>2</sup>.

Подставим в формулу (6.5), получим:

$$C_{1м^2} = \frac{167\,674,87}{2\,232} = 75,12 \text{ тыс.руб.};$$

Прогнозная стоимость 1 м<sup>2</sup> площади (расчетная)

$$C_{1м^2} = \frac{C_{нцс}}{S_{рас}}, \quad (6.6)$$

где  $C_{нцс}$  – прогнозная стоимость строительства объекта (УНЦС), тыс.руб.;  
 $S_{рас}$  – расчетная площадь, м<sup>2</sup>.

Подставим в формулу (6.8), получим:

$$C_{1м^2} = \frac{167\,674,87}{2\,009} = 83,46 \text{ тыс.руб.};$$

Прогнозная стоимость 1 м<sup>3</sup> строительного объема

$$C_{1м^3} = \frac{C_{смр}}{V_{стр}}, \quad (6.7)$$

где  $C_{нцс}$  – прогнозная стоимость строительства объекта (УНЦС), тыс.руб.;  
 $V_{стр}$  – строительный объем, м<sup>3</sup>.

Подставим в формулу (6.7), получим:

$$C_{1м^3} = \frac{167\,674,87}{22680} = 7,39 \text{ тыс.руб.};$$

Нормативная выработка на 1 чел-ч определяется по формуле

$$V = \frac{C_{\text{смп}}}{TZO_{\text{см}}}, \quad (6.8)$$

где  $C_{\text{смп}}$  – стоимость строительно-монтажных работ по итогам сметы, руб.;

$TZO_{\text{см}}$  – затраты труда основных рабочих по смете, руб.

Подставим в формулу (6.8), получим:

$$V = \frac{7\,056\,157,20}{766,89} = 9201,00 \text{ руб/чел.-ч.}$$

Нормативная продолжительность строительства принимается по СНиП 1.04.03-85\* [74].

Таким образом, технико-экономические показатели имеют положительный результат и свидетельствуют о целесообразности строительства объекта.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Спортивный комплекс «Сибиряк» в г. Красноярске

В результате дипломного проектирования были проработаны основные вопросы проектирования и строительства спортивного комплекса «Сибиряк» в г. Красноярске

Архитектурно-планировочные и объемно-конструктивные решения проектируемого здания следующие:

- двухэтажное здание;
- высота этажа 4.200 м;
- общая площадь здания 2265 м<sup>2</sup>.

Фундамент запроектирован мелкого заложения монолитный. С подошвой фундамента 2400х2400.

В дипломном проекте также были разработаны:

- технологическая карта на устройство деревянного каркаса;
- объектный строительный генеральный план на период возведения надземной части здания.

В ходе дипломного проектирования была разработана сметная документация в составе:

- локальный сметный расчет на устройство деревянного каркаса;
- определена полная сметная стоимость с использованием государственных сметных нормативов.

Сметная стоимость работ по возведению каркаса здания – 7 056 157,20 руб. Стоимость по НЦС составила 167 674,87 тыс.руб.

В квалификационной работе разработаны мероприятия по обеспечению соблюдения всех требований охраны труда и техники безопасности в соответствии с нормативными документами.

Выпускная квалификационная работа разработана на основании действующих нормативных документов, справочной и учебной литературы. В итоге получен проект, разделы которого охватывают все основные вопросы реального проектирования.

## СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию (с изменениями на 1 декабря 2021 года) - Постановление Правительства РФ от 16.02.2008 N 87.// Российская газета – 2008 г.
- 2 СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009 (с Изменениями N 1-4) – Введ. 01.01.2013. – Москва: Минстрой России, 2014 г. – 44 с.
- 3 СП 4.13130.2013 Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям (с Изменением N 1) – Введ. 29.07.2013. – Москва: ФГУ ВНИИПО МЧС России – 25 с.
- 4 СП 253.1325800.2016 Инженерные системы высотных зданий – Введ. 04.02.2017. – Москва: Стандартиформ, 2017 г. – 70 с.
- 5 ГОСТ Р 21.101-2020 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – Введ. 01.01.2021. – Москва: Стандартиформ, 2020. – 59 с.
- 6 ГОСТ 21.501-2018 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501-2011; введ. 01.06.2019. – Москва: Стандартиформ, 2019. – 45 с.
- 7 СТУ 7.5-07-2021 «Общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности» – Введ. 20.12.2021. – Красноярск : ИПК СФУ, 2021. – 61 с.
- 8 СП 131.13330.2020 Строительная климатология СНиП 23-01-99\*. – Введ. 25.06.2021. – Москва : Стандартиформ, 2021 г. – 120 с.
- 9 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 01.07.2013. – Москва : Минрегион РФ, 2012. – 100 с.
- 10 СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* (с Изменениями N 1, 2, 3) – Введ. 04.06.2017. – Москва : Минрегион РФ, 2017. – 96 с.
- 11 СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81\* – Введ. 25.11.2018. – Москва : Стандартиформ, 2018 г. – 73 с.
- 12 ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения (Переиздание) – Введ. 01.07.2015. – Москва : Стандартиформ, 2019. – 20 с.
- 13 Технический регламент о требованиях пожарной безопасности (с изменениями на 30 апреля 2021 года) : федер. закон от 22.07.2008. № 123-ФЗ // Российская газета №163. – 01.08.2008.
- 14 СП 17.13330.2017 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76 (с Изменениями N 1, 2). – Введ 01.12.2017 г. – Москва : Стандартиформ, 2017 г. – 51 с.



- 15 СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13-88 (с Изменениями N 1, 2) – Введ 20.05.2011 г. – Москва : Минрегион России, 2011 год – 68 с.
- 16 СП 52.13330.2016 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95\* (с Изменением N 1) – Введ 08.05.2017 г. – Москва : Минстрой России, 2020 г. – 121 с.
- 17 СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* (с Изменениями N 1, 2, 3) – Введ 17.06.2017 г. – Москва : Стандартинформ, 2017 г.– 228 с.
- 18 СП 28.13330.2017 Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85 (с Изменениями N 1, 2) – Введ. 28.08.2017. – Москва : Стандартинформ, 2017 г – 118 с.
- 19 ГОСТ 30494-2011 Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях (Переиздание с Поправкой) – Введ. 01.01.2013. – Москва : Стандартинформ, 2019 г. – 15 с.
- 20 СП 383.1325800.2018 Комплексы физкультурно-оздоровительные. Правила проектирования – Введ. 25.11.2018. – М.: Стандартинформ, 2018 г. – 28 с.
- 21 СП 31-112-2004 Физкультурно-спортивные залы. – Введ. 23.04.2004. – М.: ФГУП ЦПП, 2005 год – 142 с.
- 22 ГОСТ 32158-2013. Фанера строительная с наружными слоями из склеенного на ус шпона. Технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.11.2014. – М. : Стандартинформ, 2014. – 22с.
- 23 ГОСТ 8486-86. Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.01.1988. – М. : Стандартинформ, 2007. – 17с.
- 24 ГОСТ 3916.1-2018. Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона листовых пород. Технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.04.2019. – М. : М. : Стандартинформ, 2018 – 25с.
- 25 ГОСТ 24454-80. Пиломатериалы хвойных пород. Размеры. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.01.1981. – М. : Стандартинформ, 2007. – 6с.
- 26 ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.01.1997. – М. : Стандартинформ, 2012. – 16с.
- 27 ГОСТ 20850-2014. Конструкции деревянные клееные несущие. Общие технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.07.2015. – М. : Стандартинформ, 2015. – 29с.
- 28 ГОСТ 6564-84. Пиломатериалы и заготовки. Правила приемки, методы контроля, маркировка транспортирование. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01.01.1986. – М. : Стандартинформ, 2009. – 15с.
- 29 Конструкции из дерева и пластмасс: Задания и методические указания по выполнению курсового проекта по дисциплине «КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС», для студентов специальности 290300 – «Промышленное и гражданское строительство»/ Сост. И.С.Инжутов,

В.Н.Шапошников, А.И.Вологдин, С.В.Деордиев. – Красноярск : КрасГАСА, 2004. – 46с.

30 НТП-АПК 1.10.17.001-03. Нормы технологического проектирования баз и складов общего назначения предприятий ресурсного обеспечения. – Введ. 01.11.2003. – М. : РАСХН, Минсельхоз России, 2003.– 42с.

31 СП 131.13330.2020. Строительная климатология. Свод правил. – М.: Минстрой России, 2015. – 97с.

32 СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Свод правил. – М.: Минстрой России, 2017. – 117с.

33 СП 56.13330.2021. Производственные здания. Свод правил. – М.: Минрегион России, 2021. – 28с.

34 СП 2.13130.20120. Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты. Свод правил. – М.: МЧС России; ФГБУ ВНИИПО МЧС России, 2019. – 46с.

35 СП 50.13330.2012. Тепловая защита зданий. Свод правил. – М.: Минрегион России, 2012. – 140с.

36 СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции. Свод правил. – М. : Минстрой России, 2017. – 93с.

37 СП 1.13130.2020. Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы. Свод правил. – М. : ФГУ ВНИИПО МЧС России, 2019. – 87с.

38 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.

39 СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01 –83. – Взамен СП 22.13330.2011; введ. 17.06.2017. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 226с.

40 СП 50 –101 –2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий сооружений /Госстрой России. – М: ГУП ЦПП, 2005. – 130с.

41 Козаков, Ю.Н. Проектирование фундаментов неглубокого заложения: метод.указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н.Козаков, Г.Ф.Шишканов. - Красноярск: КрасГАСА, 2003. – 60с.

42 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.

43 СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01 – 87. – Введ. 01.01.2013. – М: ОАО

44 ЦПП, 2013. – 280 с. 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.

45 Справочник строителя. Строительная техника, конструкции и технологии / Ф. Хансйорг [и др.]; под ред. А.К. Соловьева — М.: Техносфера, 2008. - 856с.

- 46 Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты МДС 12-29.2006. – М.: ЦНИИОМТП, 2007. – 9с.
- 47 Методические рекомендации по разработке и оформлению проекта организации строительства, проекта организации работ по сносу (демонтажу), проекта производства работ. МДС 12-46.2008. – М.: ЦНИИОМТП, 2009
- 48 Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: учебник для строительных вузов в 2ч. Ч.1 / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лapidус. - М.: Высшая школа, 2005. - 392с.
- 49 Каталог средств монтажа сборных конструкции здания и сооружений. -М.: МК ТОСП, 1995. - 64с.
- 50 ЕНиР: Комплект / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1987.
- 51 Карты трудовых процессов. Комплект / Госстрой СССР - М.: Стройиздат, 1984.
- 52 СП 49.13330.2010 Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования. – Введ. 23.07.2010. – М.: ОАО ФГУ ЦОТС, 2010.
- 53 СП 48.13330.2019 Организация строительства. Актуализированная редакция. – Введ. 20.05.2019. – М.: ОАО ЦПП, 2019.
- 54 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.
- 55 СНиП 1.04.03-85\*. Нормы продолжительности строительства и заделов в строительстве предприятий, зданий и сооружений: в 2ч. - Госстрой России – М.: АПП ЦИТП, 1991.
- 56 СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть II - М.: ДЕАН, 2013. - 193 с.
- 57 Правила по охране труда в строительстве, утверждённые приказом Минтруда России от 01.06.2015 г. № 336н
- 58 РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. –Введ. 01.07.2007.
- 59 СанПиН 2.2.3.1384-03 Гигиенические требования к организации строительного производства и строительных работ. - Введ. 11.06.2003 г. - М.: Федеральный центр госсанэпирнадзора Минздрава России, 2003. -60 с.
- 60 ГОСТ 12.1.046-85 «Нормы освещения строительных площадок» - ГОСТ 12.1.046-85 «Нормы освещения строительных площадок», 01.07.2015.
- 61 СП 42.13330.2016. Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений. Актуализированная редакция СНиП 2.07.01.89\*. - Введ. 01.07.2017 г. -М.: ОАО «ЦПП», 2011.-98 с
- 62 ГОСТ 23407-78. «Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ. Технические условия» - Введ. 01.07.1978 - М.: ГлавАПУ г. Москвы, Госстрой СССР.

63 Методика разработки и применения укрупненных нормативов цены строительства, а также порядка их утверждения. – утв. Приказ Минстроя России от 29 мая 2019 г. № 314/пр

64 Укрупненные нормативы сметной стоимости НЦС 81-02-05-2022 Сборник №5. Спортивные здания и сооружения – Введ. приказ №97/пр от 15 февраля 2022 года – Москва: Минстрой России. – 142 с.

65 Укрупненные нормативы сметной стоимости НЦС 81-02-16-2022. Сборник № 16. Малые архитектурные формы – Введ. приказ №204/пр от 28 марта 2022 года – Москва: Минстрой России, 2022. – 58с.

66 Укрупненные нормативы сметной стоимости НЦС 81-02-17-2022. Сборник № 17. Озеленение – Введ. приказ № 208/пр от 28 марта 2021 года – Москва: Минстрой России, 2022. –21 с.

67 Методика определения сметной стоимости строительства, реконструкции капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства, работ по сохранению объектов культурного наследия (памятников истории и культуры) народов Российской Федерации на территории Российской Федерации. – Введ. 2020-08-04 – Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ.

68 Письмо Минстроя России от 05.04.2022 г. №14208-ИФ/09 «О рекомендуемой величине индексов изменения сметной стоимости строительства в I квартале 2022 года, в том числе величине индексов изменения сметной стоимости строительно-монтажных работ, индексов изменения сметной стоимости пусконаладочных работ» - 40 стр.

69 Методика по разработке и применению нормативов накладных расходов при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства – Введ. 21.12.2020 г.; М.: Минстрой РФ № 812/пр – 34 стр.

70 Методика по разработке и применению нормативов сметной прибыли при определении сметной стоимости строительства, реконструкции, капитального ремонта, сноса объектов капитального строительства – Введ. 11.12.2020 г.; М.: Минстрой РФ № 774/пр – 23 стр.

71 Методика определения затрат на строительство временных зданий и сооружений, включаемых в сводный сметный расчет стоимости строительства объектов капитального строительства – Введ. 19.06.2020 г.; М.: Минстрой РФ № 332/пр – 20 стр.

72 Методика определения дополнительных затрат при производстве работ в зимнее время – Введ. 25.05.2021 г.; М.: Минстрой РФ № 325/пр – 57 стр.

73 Налоговый кодекс Российской Федерации. Глава 2. [Электронный ресурс]: ФЗ от 31.07.1998 № 146-ФЗ (ред. от 28.05.2022) // Справочная правовая система «КонсультантПлюс». – Режим доступа: <http://www.consultant.ru>, свободный.

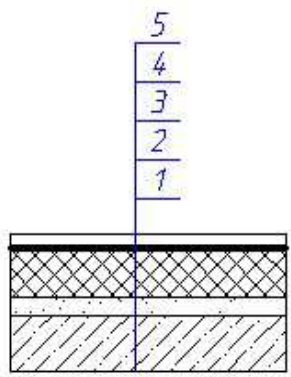
74 СНиП 1.04.03-85\* Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений. – Введ. 01.01.1991 г.; Госстрой СССР - М.: АПП ЦИТП.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица А.1 – Спецификация элементов заполнения дверных и оконных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Всего ед. шт	Примечание
1	ГОСТ 30970-2002	ДПНУ О Б ДВ 2400-1800	7	
2	ГОСТ 30970-2002	ДПНУ О Б Пр 2400-1350	4	
2*	ГОСТ 30970-2002	ДПНУ О Б Л 2400-1350	4	
3	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-9	22	
4	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-9 Л	10	
4*	ГОСТ Р 57327-2016	ДГ ЕІ 60 21-9 Л	1	
5	ГОСТ 30970-2002	ДПВ О 2400-1350Л	3	
6	ГОСТ 30970-2002	ДПВ О 2400-1350	3	
7	ГОСТ 30970-2002	ДПНУ Г Пр 2400-910	2	
8	ГОСТ 6629-88	ДГ 21-8	7	
Ок-1	ГОСТ 30674-99	ОП В2 2100-2000 (4М1-16Ar-И4)	10	
Ок-2	ГОСТ 30674-99	ОП В2 1800-3400 (4М1-16Ar-И4)	2	
Ок-3	ГОСТ 30674-99	ОП В2 1800-1700 (4М1-16Ar-И4)	3	

Таблица А.2 – Экспликация полов

№ помещения по проекту	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элемента пола, мм	Площадь, м <sup>2</sup>
8, 11,12,13, 24	1		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Линолеум спортивный Tarkett Omnisports</li> <li>2. Плита перекрытия – 220 мм</li> <li>3. Выравнивающая цементно-песчанная стяжка – 10 мм</li> <li>4. Пенополистерол ПСБ – с35 – 50 мм</li> <li>5. Паронепроницаемая прослойка</li> </ol>	1165,37

Окончание таблицы А.2

4,5,6,7,9, 10 20,21,27, 28	2		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Керамическая плитка ГОСТ 6787-90 на клею – 10 мм</li> <li>2. Плита перекрытия – 220 мм</li> <li>3. Выравнивающая цементно-песчанная стяжка – 10 мм</li> <li>4. Пенополистерол ПСБ – с35 – 50 мм</li> <li>5. Стяжка из цементно-песчанного раствора – 50 мм</li> <li>6. Гидроизоляция обмазочного типа «АКВАСТОП» А40</li> </ol>	73,52
30-53	3		<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Керамическая плитка (ГОСТ 6787-2001) - 11 мм.</li> <li>2. Клей плиточный «Тим 35» 2.</li> <li>3. Подложка Декопласт 500х1200х5 мм</li> <li>Клефанерная плита перекрытия, 200 мм</li> </ol>	771,4

Таблица А.3 – Ведомость отделки помещений

Наимен или номер помещен ия	Вид отделки элементов интерьера						При-мечание
	Пло-щадь, м <sup>2</sup>	Потолок	Пло-щадь, м <sup>2</sup>	Стены и перегородки	Пло-щадь, м <sup>2</sup>	Низ стен и перегородок	
4,5,20,21,	28,42	Подвесной КНАУФ П113 по ГКЛ, окраска ВД-ВА-224	144,94 2	По ГВЛВ - простая штукатурка	-	-	-
10,11,29	12,8	Подвесной КНАУФ П113 по ГКЛ, окраска ВД-ВА-224	69,12	По ГВЛВ - водоэмульсион. покраска краской ВД-ВА-224 (белый)	-	-	-
1,2,3,8,12, 13,14,15, 16,17,18, 19,22,23, 24,25,26	1231,96	Подвесной КНАУФ П113 по ГКЛ, окраска ВД-ВА-224	3572,6 8	По ГВЛВ - водоэмульсион. покраска ВД-ВА-224 (белый)	-	-	-

## Окончание таблицы А.3

6,7,9,27,28	42,14	Подвесной КНАУФ П113 по ГКЛ, окраска ВД-ВА-224	223,34	По ГВЛВ - окраска акриловой краской ВД-АК-111 (белый)	-	-	-
30-53	711,94	Подвесной КНАУФ П113 по ГКЛ, окраска ВД-ВА-224	1993,43	По ГВЛВ – Водоземлюсионная покраска ВД-ВА-224 (белый)	-	-	-

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Приложение № 2

Утверждено приказом № 421 от 4 августа 2020 г. Минстроя РФ

Наименование программного продукта

"ГРАНД-Смета 2021"ул. Елены Стасовой в городе Красноярске, Красноярский край*(наименование стройки)*Спортивный комплекс "Сибиряк"*(наименование объекта капитального строительства)***ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ (СМЕТА) № 02-01-01**Локальный сметный расчет на возведение каркаса здания*(наименование конструктивного решения)*Составлен базисно-индексным методомОснование технологическая карта*(проектная и (или) иная техническая документация)*

Составлен(а) в текущем (базисном) уровне цен

I квартал 2022 г.**Сметная стоимость**7056,16 (912,18) тыс.руб.

в том числе:

строительных работ 5497,96 (710,75) тыс.руб.монтажных работ 0,00 (0) тыс.руб.оборудования 0,00 (0) тыс.руб.прочих затрат 0,00 (0) тыс.руб.

Средства на оплату труда рабочих

185,99 (6,96) тыс.руб.

Нормативные затраты труда рабочих

766,89 чел.час.

Нормативные затраты труда машинистов

78,08 чел.час.

Расчетный измеритель конструктивного решения



№ п/п	Обоснование	Наименование работ и затрат	Единица измерения	Количество			Сметная стоимость в базисном уровне цен (в текущем уровне цен (гр. 8) для ресурсов, отсутствующих в СНБ), руб.			Индексы	Сметная стоимость в текущем уровне цен, руб.
				на единицу	коэффициенты	всего с учетом коэффициентов	на единицу	коэффициенты	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>Раздел 1. Возведение каркаса</b>											
<b>6</b>	<b>ФЕР10-02-004-01</b>	<b>Установка колонн клееных объемом до 1 м3: на</b>	<b>шт</b>			<b>51</b>					
		1 ОТ					61,15		3 118,65	26,74	83 393
		2 ЭМ					99,62		5 080,62		
		3 в т.ч. ОТм					14,20		724,20	26,74	19 365
		4 М					2,98		151,98		
	08.1.02.11-0003	Поковки из квадратных заготовок, масса 2,825 кг	т	0		0					
	11.2.06.02	Колонны деревянные	м3	0		0					
		ЗТ	чел.-ч	6,43		327,93					
		ЗТм	чел.-ч	1,07		54,57					
		Итого по расценке					163,75		8 351,25		
		ФОТ							3 842,85		102 758
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020 Прил. п.10	НР Деревянные конструкции	%	108		108			4 150,28		110 979
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020 Прил. п.10	СП Деревянные конструкции	%	55		55			2 113,57		56 517
		<b>Всего по позиции</b>							<b>14 615,10</b>		
<b>7</b>	<b>ФССЦ-11.2.06.01-0012</b>	<b>Конструкции гнуто-клееные деревянные (Деревянные конструкции)</b>	<b>м3</b>			<b>51,8</b>	<b>7 232,00</b>		<b>374 617,60</b>		
<b>9</b>	<b>ФССЦ-08.1.02.11-0003</b>	<b>Поковки из квадратных заготовок, масса 2,825 кг (Деревянные конструкции) Объем=155/1000</b>	<b>т</b>			<b>0,155</b>	<b>5 989,00</b>		<b>928,30</b>		
<b>2</b>	<b>ФЕР10-02-012-02</b>	<b>Сборка перекрытий из панелей площадью: более 5</b>	<b>100 м2</b>			<b>6,12</b>					
		1 ОТ					296,35		1 813,66	26,74	48 497
		2 ЭМ					289,39		1 771,07		
		3 в т.ч. ОТм					35,42		216,77	26,74	5 796
		4 М					101,18		619,22		
		ЗТ	чел.-ч	34,3		209,916					
		ЗТм	чел.-ч	2,68		16,4016					
		Итого по расценке					686,92		4 203,95		
		ФОТ							2 030,43		54 293
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020 Прил. п.10	НР Деревянные конструкции	%	108		108			2 192,86		58 636
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020 Прил. п.10	СП Деревянные конструкции	%	55		55			1 116,74		29 861
		<b>Всего по позиции</b>							<b>7 513,55</b>		
<b>10</b>	<b>ФССЦ-11.2.13.01-0002</b>	<b>Панели перекрытия каркасные деревянные, тип (Деревянные конструкции)</b>	<b>м2</b>			<b>612</b>	<b>451,54</b>		<b>276 342,48</b>		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>3</b>	<b>ФЕР09-06-024-10</b>	<b>Монтаж: лестниц, площадок, ограждений, панелей</b>	<b>т</b>			<b>0,79</b>					
		1 ОТ					337,66		266,75	26,74	7 133
		2 ЭМ					251,44		198,64		
		3 в т.ч. ОТм					10,31		8,14	26,74	218
		4 М					101,70		80,34		
	07.2.07.13	Конструкции стальные	т	1		0,79					
		ЗТ	чел.-ч	35,1		27,729					
		ЗТм	чел.-ч	0,82		0,6478					
		Итого по расценке					690,80		545,73		
		ФОТ							274,89		7 351
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020	НР Строительные металлические конструкции	%	93		93			255,65		6 836
	Прил. п.9										
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020	СП Строительные металлические конструкции	%	62		62			170,43		4 558
	Прил. п.9										
		<b>Всего по позиции</b>							<b>971,81</b>		
<b>12</b>	<b>ФССЦ-07.2.07.04-0015</b>	<b>Конструкции сварные индивидуальные прочие, (Строительные металлические конструкции)</b>	<b>т</b>			<b>0,79</b>	<b>8 475,00</b>		<b>6 695,25</b>		
<b>4</b>	<b>ФЕР10-01-002-01</b>	<b>Установка стропил</b>	<b>м3</b>			<b>4,65</b>					
		1 ОТ					197,78		919,68	26,74	24 592
		2 ЭМ					31,77		147,73		
		3 в т.ч. ОТм					4,58		21,30	26,74	570
		4 М					2 068,16		9 616,94		
		ЗТ	чел.-ч	23,8		110,67					
		ЗТм	чел.-ч	0,37		1,7205					
		Итого по расценке					2 297,71		10 684,35		
		ФОТ							940,98		25 162
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020	НР Деревянные конструкции	%	108		108			1 016,26		27 175
	Прил. п.10										
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020	СП Деревянные конструкции	%	55		55			517,54		13 839
	Прил. п.10										
		<b>Всего по позиции</b>							<b>12 218,15</b>		
<b>1</b>	<b>ФЕР10-01-082-01</b>	<b>Укладка по фермам прогонов: из досок</b>	<b>м3</b>			<b>2,97</b>					
		1 ОТ					133,14		395,43	26,74	10 574
		2 ЭМ					31,11		92,40		
		3 в т.ч. ОТм					4,47		13,28	26,74	355
		4 М					1 723,81		5 119,72		
		ЗТ	чел.-ч	14		41,58					
		ЗТм	чел.-ч	0,36		1,0692					
		Итого по расценке					1 888,06		5 607,55		
		ФОТ							408,71		10 929
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020	НР Деревянные конструкции	%	108		108			441,41		11 803
	Прил. п.10										
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020	СП Деревянные конструкции	%	55		55			224,79		6 011
	Прил. п.10										
		<b>Всего по позиции</b>							<b>6 273,75</b>		
<b>5</b>	<b>ФЕР09-03-014-03</b>	<b>Монтаж связей и распорок из одиночных и парных</b>	<b>т</b>			<b>0,77</b>					
		1 ОТ					345,67		266,17	26,74	7 117
		2 ЭМ					673,21		518,37		
		3 в т.ч. ОТм					57,20		44,04	26,74	1 178

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		4 М					232,33		178,89		
	07.2.07.12	Конструкции стальные	т	л		0,77					
		ЗТ	чел.-ч	39,55		30,4535					
		ЗТм	чел.-ч	4,01		3,0877					
		Итого по расценке					1 251,21		963,43		
		ФОТ							310,21		8 295
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020	НР Строительные металлические конструкции	%	93		93			288,50		7 714
	Прил. п.9										
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020	СП Строительные металлические конструкции	%	62		62			192,33		5 143
	Прил. п.9										
		<b>Всего по позиции</b>							<b>1 444,26</b>		
<b>14</b>	<b>ФССЦ-07.2.07.04-0014</b>	<b>Конструкции сварные индивидуальные прочие, (Строительные металлические конструкции)</b>	<b>т</b>			<b>0,77</b>	<b>10 046,00</b>		<b>7 735,42</b>		
<b>13</b>	<b>ФЕР10-01-091-01</b>	<b>Обработка деревянных конструкций</b>	<b>100 м2</b>			<b>3,65</b>					
		1 ОТ					47,94		174,98	26,74	4 679
		2 ЭМ					37,17		135,67		
		3 в т.ч. ОТм					1,85		6,75	26,74	180
		4 М					1,83		6,68		
	14.2.06.01	Антисептик-антипирен	кг	11,5		41,975					
		ЗТ	чел.-ч	5,1		18,615					
		ЗТм	чел.-ч	0,16		0,584					
		Итого по расценке					86,94		317,33		
		ФОТ							181,73		4 859
	Приказ № 812/пр от 21.12.2020	НР Деревянные конструкции	%	108		108			196,27		5 248
	Прил. п.10										
	Приказ № 774/пр от 11.12.2020	СП Деревянные конструкции	%	55		55			99,95		2 672
	Прил. п.10										
		<b>Всего по позиции</b>							<b>613,55</b>		
<b>15</b>	<b>ФССЦ-14.2.06.01-0002</b>	<b>Антисептик-антипирен «ПИРИЛАКС-ЛЮКС» для (Деревянные конструкции)</b>	<b>кг</b>			<b>41,975</b>	<b>18,53</b>		<b>777,80</b>		
<b>Итого по смете:</b>											
		Итого прямые затраты (справочно)							697 770,44		5 150 971
		в том числе:									
		Оплата труда рабочих							6 955,32		185 985
		Эксплуатация машин							7 944,50		75 632
		в том числе оплата труда машинистов (ОТм)							1 034,48		27 662
		Материалы							682 870,62		4 889 354
		Строительные работы							710 747,02		5 497 963
		в том числе:									
		оплата труда							6 955,32		185 985
	1	эксплуатация машин и механизмов							7 944,50	9,52	75 632
		в том числе оплата труда машинистов (ОТм)							1 034,48		27 662
	1	материалы							682 870,62	7,16	4 889 354
		накладные расходы							8 541,23		228 391
		сметная прибыль							4 435,35		118 601
		Итого ФОТ (справочно)							7 989,80		213 647
		Итого накладные расходы (справочно)							8 541,23		228 391
		Итого сметная прибыль (справочно)							4 435,35		118 601
		Временные здания и сооружения 1,8%							12 793,45		98 963

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		<b>Итого</b>							<b>723 540,47</b>		<b>5 596 926</b>
		Производство работ в зимнее время 3%							21 706,21		167 908
		<b>Итого</b>							<b>745 246,68</b>		<b>5 764 834</b>
		Непредвиденные затраты 2%							14 904,93		115 297
		<b>Итого с непредвиденными</b>							<b>760 151,61</b>		<b>5 880 131</b>
		НДС 20%							152 030,32		1 176 026,20
		<b>ВСЕГО по смете</b>							<b>912 181,93</b>		<b>7 056 157,20</b>

Составил: \_\_\_\_\_  
*[должность, подпись (инициалы, фамилия)]*

Проверил: \_\_\_\_\_  
*[должность, подпись (инициалы, фамилия)]*

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

«28» 06 2022 г.

**БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА**

в виде проекта  
проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

Спортивный комплекс «Сибирск»

тема

в г. Красноярск

Руководитель

[подпись]  
подпись, дата

д.т.н. проф. Скученко К.И.  
Должность, ученая степень

Е.Г. Плещин  
инициалы, фамилия

Выпускник

[подпись]  
подпись, дата

Д.В. Заваров  
инициалы, фамилия

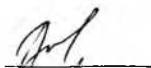
Красноярск 2022 г.

Продолжение титульного листа БР по теме Судачивские

Коллекция "Сибирь" в г. Красноярске


Консультанты по  
разделам:

архитектурно-строительный  
наименование раздела

  
подпись, дата

Н.И. Вобова  
инициалы, фамилия

расчетно-конструктивный

  
подпись, дата

Е.П. Лясунов  
инициалы, фамилия

фундаменты

  
6.06.22  
подпись, дата

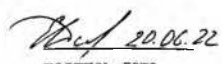
И.О. Селиванов  
инициалы, фамилия

технология строит. производства

  
20.06.22  
подпись, дата

Е.В. Даминский  
инициалы, фамилия

организация строит. производства

  
20.06.22  
подпись, дата

Е.В. Даминский  
инициалы, фамилия

экономика строительства

  
20.06.22  
подпись, дата

И.О. Фисенко  
инициалы, фамилия

Нормоконтролер

  
подпись, дата

Е.П. Лясунов  
инициалы, фамилия