

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«СИБИРСКИЙ ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»
Инженерно-строительный институт
Кафедра строительных конструкций и управляемых систем

УТВЕРЖДАЮ
Заведующий кафедрой

подпись инициалы, фамилия

« _____ » _____ 20__ г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

В ВИДЕ _____
_____ проекта, работы

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

пятидесяти местное дошкольное учреждение

тема

из клееного бруса в г. Ачинск

Руководитель

подпись, дата

должность, ученая степень

Н.И.Лях

инициалы, фамилия

Выпускник

подпись, дата

А.Н. Арбузова

инициалы, фамилия

Красноярск 2016

Продолжение титульного листа БР по теме _____
_____ пятидесяти местное дошкольное учреждение из клееного бруса _____
в г. Ачинск _____

Консультанты по
разделам:

<u>архитектурно-строительный</u> наименование раздела	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия
<u>расчетно-конструктивный</u> наименование раздела	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия
<u>фундаменты</u> наименование раздела	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия
<u>технология строит. производства</u> наименование раздела	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия
<u>организация строит. производства</u> наименование раздела	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия
<u>экономика</u> наименование раздела	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия

Нормоконтролер _____

	_____	_____
	подпись, дата	инициалы, фамилия

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	9
1 Архитектурно – строительный раздел.....	11
1.1 Характеристика объекта строительства.....	11
1.2 Объемно – планировочное решение.....	14
1.3 Теплотехнический расчет стены.....	15
1.4 Теплотехнический расчет плиты покрытия.....	18
1.5 Теплотехнический расчет перекрытия на отметке. 0,000.....	21
2 Расчетно – конструктивный раздел	24
2.1 Расчет рабочего настила.....	24
2.1.1 Сбор нагрузок на настил.....	25
2.1.2 Расчет рабочего настила на первое сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки.....	27
2.1.3 Расчет рабочего настила на второе сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки	30
2.2 Расчет прогонов покрытия.....	31
2.2.1 Подбор сечения прогона.....	31
2.2.2 Проверка на прочность.....	34
2.2.3 Расчет соединения прогонов.....	37
2.3 Расчет ширины стены.....	40
2.4 Расчет фермы.....	41
2.4.1 Определение геометрических параметров фермы.....	41
2.4.2 Сбор нагрузок на ферму.....	43
2.4.3 Статический расчет фермы.....	43
2.4.4 Подбор сечения верхнего стержня.....	47
2.5 Расчет кобылки.....	48
2.6 Проектирование плиты перекрытия.....	52
2.6.1 Расчет плиты перекрытия.....	52
2.6.2 Сбор нагрузок на плиту перекрытия	62
2.6.3 Статический расчет плиты	64
2.6.4 Проверка на растяжение	64
2.6.5 Проверка устойчивости.....	65
2.6.6 Проверка на изгиб.....	66
2.6.7 Проверка на скалывание при изгибе.....	67

					БР – 08.03.01.00.01 ПЗ			
Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата	Пятидесяти местное дошкольное учреждение из клееного бруса в г.Ачинск	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Арбузова А.Н.					Р	6	
Руководитель	Лях Н.И.					СКиУС		
Н. Контроль	Лях Н.И.							
Зав. кафедрой	Деордиев С.В.							

2.6.8	Проверка плиты на жесткость (прогиб).....	68
2.7	Расчет фундамента	70
2.7.1	Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки.....	70
2.7.2	Определение глубины заложения фундамента и сбор нагрузок.....	74
2.7.3	Определение предварительных размеров фундамента и расчетного сопротивления грунта.....	75
2.7.4	Приведение нагрузок к подошве фундамента.....	76
2.7.5	Проверка условий под давлением.....	78
2.7.6	Расчет осадки фундамента.....	79
2.7.7	Проверка слабого подстилающего слоя.....	82
2.7.8	Конструирование ленточного монолитного фундамента на естественном основании.....	84
2.7.9	Подбор нижней арматуры фундамента.....	84
2.7.10	Конструирование ленточного монолитного фундамента на свайном основании.....	87
2.7.11	Определение несущей способности свай.....	88
2.7.12	Определение количества свай и размещение их в фундаменте.....	89
2.7.13	Сравнение ленточного монолитного фундамента на естественном основании и на свайном основании.....	90
3	Технология строительного производства.....	92
3.1	Область применения.....	92
3.2	Выбор монтажного крана для возведения каркаса здания.....	92
3.3	Организация и технология выполнения работ.....	94
3.3.1	Подготовительные работы.....	94
3.3.2	Работы по монтажу деревянного каркаса здания.....	95
3.3.3	Заключительные работы.....	97
3.4	Общие технические требования.....	97
3.5	Контроль выполнения строительно-монтажных работ.....	98
3.6	Требования безопасности.....	101
4	Организация строительного производства.....	103
4.1	Расчет продолжительности строительства.....	103
4.2	Организационно-технологическое решение на возводимое здание.....	103
4.3	Проектирование временных проездов и автодорог.....	103

Изм.	Лист	Кол.уч	№ докум.	Подпись	Дата
------	------	--------	----------	---------	------

4.4	Проектирование складского хозяйства.....	104
4.5	Размещение грузоподъемных механизмов.....	105
4.6	Расчет временных зданий на строительной площадке.....	108
4.7	Потребность в электроэнергии.....	109
4.8	Мероприятия по обеспечению сохранности материалов.....	111
4.9	Организация службы геодезического и лабораторного контроля.....	111
4.10	Требования, которые должны быть учтены в рабочей документации в связи с принятыми методами возведения строительных конструкций и монтажа оборудования.....	111
4.11	Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности.....	112
4.12	Мероприятия по охране окружающей среды.....	113
5	Экономика строительства.....	114
5.1	Социально – экономическое обоснование строительства пятидесятилетнего дошкольного учреждения.....	114
5.2	Определение стоимости строительства пятидесятилетнего дошкольного учреждения по НЦС.....	115
5.3	Определение стоимости работ по возведению каркаса здания с применением ПК Гранд Смета.....	121
5.3.1	Пояснительная записка к локальному сметному расчету.....	121
5.3.2	Анализ локального сметного расчета.....	122
	Заключение.....	124
	Список использованных источников.....	125
	Приложение А – сертификаты на эковату	
	Приложение Б – локальный сметный расчет	

ВВЕДЕНИЕ

Проблема катастрофической нехватки детских садов охватывает всю Россию. Между тем, их дефицит серьезно сказывается на демографической ситуации, препятствуя росту рождаемости. Матери, не имеющие возможность отдать ребенка в детский сад, вынуждены сидеть дома, и лишаются возможности работать. Конечно, это ударяет по благосостоянию семей, но зачастую и ставит женщину перед дилеммой: ребенок или работа. Однако, в первую очередь, детский сад важен для самих малышей. Как отмечают психологи, навыки общения, полученные в детском саду, являются важнейшим аспектом развития ребенка.

Истоки проблемы нехватки детских садов связаны с падением рождаемости в 90-е годы. Не загруженность детских садов привела к их массовым закрытиям государством, переоборудование в методические кабинеты, а также к передаче в частные руки. Сокращение детских садов было естественно с точки зрения реальной политики, но не учитывало долговременные государственные интересы.

Изменение в демографической ситуации привело к потребности в большем количестве детских садов. Повышение рождаемости неизбежно привело к массовым очередям, переуплотнениям в детских садах. Такая картина характерна для многих городов России и Красноярский край не исключение.

В Красноярском крае функционирует 1033 детских сада, но этого недостаточно. На учёте для определения в дошкольные образовательные учреждения состоит порядка 12 700 детей в возрасте от трёх до семи лет.

Проектируемое ДООУ в г. Ачинске, имеет своеобразные инженерно-геологические условия, выраженными пучинистыми грунтами.

На сегодняшний день деятельность по повышению качества дошкольного образования, ведется в основном в таких направлениях, как:

- возводятся новые здания под ДООУ, что вскоре должно позитивно повлиять на решение проблемы нехватки детских садов в России;
- также рассматриваются новые проекты, гарантирующие решение проблем финансирования детских садов.
- для побуждения частных бизнесменов к созданию дошкольных образовательных заведений на частной основе создаются довольно благоприятные условия.

Отраслевые программы развитие деревянного домостроения в Красноярском крае планируется к разработке специалистами департамента природных ресурсов и лесного комплекса администрации Красноярского края. Разработка документа запланирована в числе мероприятий отраслевого программа «Развитие деятельности по обработке древесины, производству изделий из дерева и целлюлозно-бумажного производства.

В правительство РФ состоялось межведомственное совещание, итогом которого стало решение принять меры к развитию деревянного направления строительства, протокола № АХ-П9-45 пр. от 17 февраля 2016.

Наряду с уже действующими механизмами развития деревянного малоэтажного строительства разрабатывается дополнительный комплекс мер, направленных на развитие этой сферы. Краевым министерством природных ресурсов и лесного комплекса разработана концепция развития внутреннего рынка потребления лесопроductии на территории региона.

В совещании, состоявшемся 17 февраля 2016, был дан ряд поручений. Минпромторгу и Минприроды с участием органов исполнительной власти субъектов Федерации поручено определить пилотные регионы и утвердить план-график создания лесопромышленных кластеров.

Также в Правительство в I квартале текущего года должны быть представлены конкретные предложения о дополнительных мерах стимулирования предприятий лесопромышленных кластеров.

Временно исполняющий обязанности главы региона Виктор Толоконский подписал распоряжение о первоочередных задачах, направленных на развитие лесного комплекса Красноярского края. В качестве приоритетных направлений в документе обозначены развитие биоэнергетики и деревянного малоэтажного строительства.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Характеристика объекта строительства

Проектируемый малокомплектный детский сад на 50 мест одноэтажный деревянный: с деревянными перекрытиями, скатной крышей и деревянными стенами из клееного бруса.

Расположен по адресу 3-й Привокзальный микрорайон, д.18а, г. Ачинск. Ситуационный план представлен на рисунке 1.1.



Рисунок 1.1. – Ситуационный план

Температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 – - 41 °С, согласно [11, таблице 1,];

Средняя температура отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ниже 8°С - $t_{от} = -7$ °С, согласно [11, таблице 1];

Продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха ≤ 8 °С: $z_{от} - 232$ сут., согласно [11, таблица 1];

Снеговой район – IV, согласно [12, приложение Ж, карта 1];

Ветровой район – III [12, приложение Ж, карта 3];

Ветровое давление (нормативное значение) – 0,38 кПа, согласно [12, таблица 11.1];

Сейсмичность района – 6 баллов, согласно [13, приложение Б];

Зона влажности: сухая [14, приложение В].

Среднегодовая температура воздуха равна + 1,6 °С. Наиболее холодный месяц – январь, среднемесячная температура воздуха равна -16,5 °С. Самый жаркий месяц – июль, средняя максимальная температура воздуха равна +18,1 °С.

Участок ДОО проектируется согласно [15].

Территория участка ограждается забором высотой 1,6 м и полосой зеленых насаждений.

Территория земельного участка имеет наружное электрическое освещение.

Зона игровой территории включает в себя:

— групповые площадки — индивидуальные для каждой группы — из расчета 7,2 м² на 1 ребенка ясельного возраста и 9,0 м² на 1 ребенка дошкольного возраста;

— общую физкультурную площадку.

Групповые площадки соединяют кольцевой дорожкой шириной 1,5 м по периметру участка (для езды на велосипеде, хождения на лыжах, изучения правил дорожного движения). Покрытие площадок принято травяным, утрамбованным грунтом.

Для защиты детей от солнца и осадков на территории каждой групповой площадки установлен теневой навес площадью 40 м². Деревянные полы навесов оборудованы на расстоянии 15 см от земли.

Игровые площадки для дошкольных групп оборудованы турниками, гимнастическими стенками, горками, лесенками, качелями, лабиринтами, крупными строительными наборами.

Площадь озеленения территории ДОО составляет 50%. В площадь озеленения включают защитные от пыли, шума, ветра и другие полосы между элементами участка.

Здание ДОО проектируется согласно [15] и [16].

Проектируемое дошкольное образовательное учреждение имеет 1 надземный этаж. В плане проектируемый объект сложной формы с размерами в осях 30х39 м, высотой этажа 3 м.

Входы в здания с двойными тамбурами. Высота ограждения крыльца составляет 0,8 м.

Перед входом в групповую ячейку оборудованы пандусы для колясок, санок и другого оборудования.

Групповые ячейки для детей имеют самостоятельный вход с участка.

Проектируемое здание состоит из двух групповых ячеек, спортивного блока, медицинского блока, постирочного блока, служебного блока и пищевого блока.

Групповая ячейка: игровая, спальня, раздевалка, туалетная, буфетная, колясочная, тамбур.

Спортивный блок: физкультурный зал, кладовая спортивного инвентаря, раздевалка, санитарный узел.

Медицинский блок: медицинский кабинет, процедурная, приемная; санитарный узел.

Постирочный блок: постирочная-гладильная, кладовая чистого белья, санитарный узел.

Служебный блок: кабинет заведующего, методический кабинет, санитарный узел, гардеробная комната, изолятор, кладовая.

Пищевой блок: горячий цех, холодный цех, моечная, раздаточная, мясо-рыбный цех, овощной цех, кладовая овощей, кладовая сухих продуктов, холодильная, комната персонала, санитарный узел, загрузочная.

В ДОО вместимостью до 100 мест допускается один зал общий для музыкальных и физкультурных занятий.

В помещении пищеблока устанавливают оборудование, работающее на электричестве.

В ДОО вместимостью до 50 мест постирочная и гладильная может иметь одно помещение.

Величина коэффициента естественной освещенности в групповых, спальнях, медицинской комнате, палатах изолятора, помещениях для музыкальных и физкультурных занятий — не менее 1,5%, согласно [15] и [18].

Помещения буфетных, кладовых и туалетных для персонала допускается устраивать без естественного освещения, согласно [18].

Светопроемы в игровых и спальнях оборудуют регулируемые солнцезащитными устройствами. В качестве солнцезащитных устройств используются жалюзи внутренние вертикально направленные, согласно [15] и [18].

Здания ДОО оборудовано системой центрального отопления и вентиляции в соответствии с требованиями, предъявляемыми к отоплению, вентиляции и кондиционированию воздуха в общественных зданиях и сооружениях, согласно [16].

В качестве нагревательных приборов используются радиаторы, трубчатые нагревательные элементы, встроенные в бетонные панели.

Имеется возможность сквозного или углового проветривания помещений за счет оконных проемов.

Здание ДОО оборудовано централизованными системами хозяйственно-питьевого, противопожарного и горячего водоснабжения, канализацией и водостоками.

Технические решения, принятые в рабочих чертежах, соответствуют требованиям санитарно-гигиенических, противопожарных и других норм, действующих на территории РФ и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта.

Проектом предусмотрены оптимальные параметры микроклимата, согласно [17].

(t_0 – температура воздуха, w_0 – относительная влажность, v_0 – скорость движения воздуха):

1) в игровых и столовых – $t_0 = 20 - 21$ °С, $w_0 = 45 - 30$ %, $v_0 = 0,2$ м/с;

2) в пищевых блоках – $t_0 = 19 - 21$ °С, w_0 – не нормируется, $v_0 = 0,15$ м/с;

3) буфетных, столовых – $t_0 = 20 - 21$ °С, w_0 – не нормируется, $v_0 = 0,2$ м/с;

4) в спальнях:

- для ясельных и младших групп – $t_0 = 20 - 22$ °С, $w_0 = 45 - 30$ %, $v_0 = 0,1$ м/с;

- для средних и дошкольных групп – $t_0 = 19 - 21$ °С, $w_0 = 45 - 30$ %, $v_0 = 0,1$ м/с;

5) в физкультурном зале – $t_0 = 17 - 19$ °С, $w_0 = 45 - 30$ %, $v_0 = 0,2$ м/с;

6) в медицинском кабинете, процедурной – $t_0 = 20 - 22$ °С, $w_0 = 45 - 30$ %, $v_0 = 0,15$ м/с.

Внутренняя температура в служебном блоке принята – 21 °С.

1.2 Объемно-планировочное решение

Наружная ограждающая конструкция состоит из клееного бруса марки БрК 200х220х6000, согласно [19] и эковаты согласно ТУ 5768-001-61138020-2010, макулатура бумажной марки МС-10 и картонной марки МН ТУ 63-178-40-86. Приложение А.

Внутренние несущие стены выполнять из клееного бруса марки БрК 200х220х6000, согласно [19].

Внутренне перегородки толщиной 100 мм из гипсокартона, согласно [20], и минеральной ваты на синтетическом связующем теплоизоляционные, согласно [21].

Крыша: скатная с организованным наружным водостоком. Кровельный материал – ондулин. Укладка второго ряда производится внахлест на первый ряд и т.д. Крепление листов первого ряда производится специальными гвоздями на каждый гребень, по вертикали материал крепится к брускам обрешетки. Поперечный нахлест листов должен быть не меньше 15 см, продольный – длина первой волны, в соответствии с [22].

Навесной фасад из цементно-стружечной плиты. ЦСП крепиться непосредственно к брусу шурупами через предварительно просверленные в плитах отверстия с шагом 300 мм, при толщине ЦПС 16 мм. Швы заделаны герметиком. ЦСП окрашены акриловой краской.

Окна – ПВХ со стеклопакетом белого цвета, согласно [23] и [24]. Разработку и монтаж выполняют специализированные фирмы-поставщики.

Внутренняя отделка помещений, согласно [15, раздел 5].

Потолки:

- окраска водоэмульсионной краской.

Стены:

- гипсокартон, обрешетка, цементно-песчаный раствор, керамическая плитка на высоте 1,8 м: в пищевых блоках, кладовых овощей, моечной, постирочном блоке, медицинском блоке, гладильне и туалетных;

- гипсокартон, акриловая грунтовка, шпатлевка на акриловой основе, акриловые краски на 2 раза в спальнях, раздевалках, буфетах, игровой.

- гипсокартон, акриловая грунтовка, шпатлевка на акриловой основе, окраска акриловыми латексными красками на 2 раза в коридорах, спортзале.

Полы:

- напольная плита, покрытая деревянным полом, окрашенная акриловой краской в спортивном блоке, игровой;

- напольная плита покрытая линолеумом в спальнях, раздевалках, буфетах;

- цементно-песчанная стяжка, керамическая напольная плитка в пищевых блоках, кладовых овощей, моечной, постирочном блоке, медицинском блоке, гладильне и туалетных.

Уровень ответственности – II [25, раздел 9];

Степень огнестойкости – IV, согласно [26, таблица 6.1];

Класс конструктивной пожарной опасности – С.0 [26, таблица 6.1];

Класс функциональной пожарной опасности жилого корпуса – Ф1.1 [27, пункт 5.2.1].

1.4 Теплотехнический расчет стены

Теплотехнический расчет наружной стены заключается в выборе толщины утеплителя и обеспечения требуемого уровня комфорта.

Состав наружной стены представлен на рисунке 1.4.2. Теплофизические характеристики материалов представлены в таблице 1.4.1.

Климатически параметры района строительства:

$t_{от} = -7^{\circ}\text{C}$ – средняя температура наружного воздуха, для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более 8°C , согласно [11];

$t_{в} = 21^{\circ}\text{C}$ – расчетная температура внутреннего воздуха, согласно [17];

$z_{от} = 232$ сут/год – продолжительность отопительного периода, согласно [11];

$t_{н} = -41^{\circ}\text{C}$ – температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, согласно [11];

$t_{отп} = 20^{\circ}\text{C}$ – оптимальная расчетная температура воздуха внутри помещения, согласно [11];

$\varphi_{int} = 45\%$ – относительная влажность внутреннего воздуха, из условия не выпадения конденсата на внутренних поверхностях наружных ограждений.

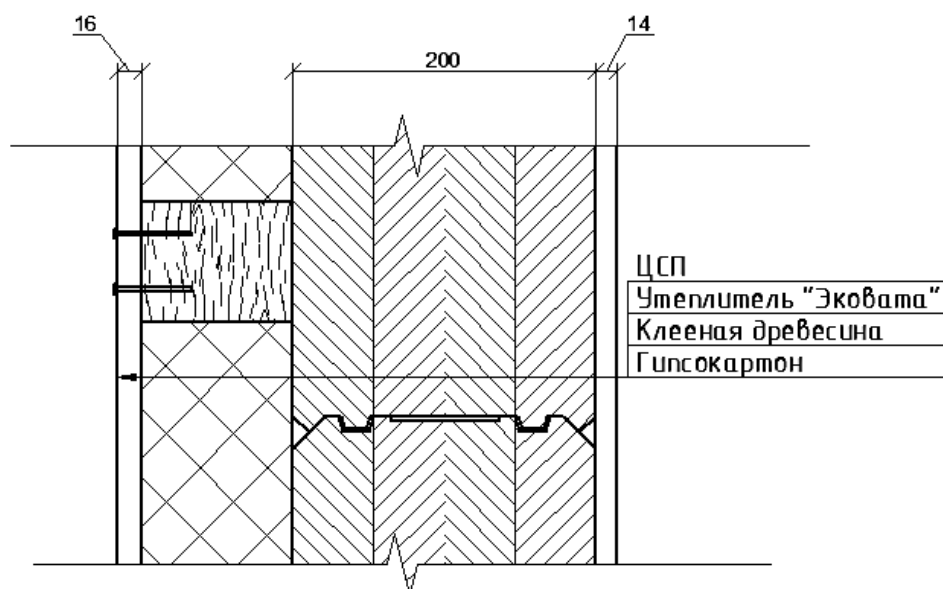


Рисунок 1.2 – Наружная стена, разрез

Таблица 1.1 - Теплотехнические показатели материалов

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя δ , м	Плотность материала γ_0 , кг/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м ² · °С)
1	ЦСП (цементностружечная плита)	0,016	1300	0,26
2	Утеплитель «Эковата»	?	60	0,04
3	Клееный брус	0,2	500	0,09
4	Гипсокартон	0,014	800	0,15

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, отвечающей санитарно-гигиеническим и комфортным условиям, $R_0^{тр}$, определяется по формуле

$$R_0^{тр} = \frac{n(t_b - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_b}, \quad (1.1)$$

где n – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающей конструкции по отношению к наружному воздуху;

t_b – температура внутренней среды помещения в °С;

t_n – расчетная температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 в °С, принимаем в соответствии с назначением здания;

Δt^H – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции;

α_B – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций,

Принимаем: $n = 1$, принимаем по [14]; $t_B = 21$ °С, принимаем по [11]; $t_H = -41$ °С, принимается по [11]; $\Delta t^H = 4$ °С, принимается по [14, таблица 5]; $\alpha_B = 8,7$ Вт/(м²·°С), принимается по [14, таблица 4].

Подставляем значения в формулу (1.1), получаем

$$R_0^{TP} = \frac{1 \cdot (21 - (-41))}{4 \cdot 8,7} = 1,78 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)}/\text{Вт},$$

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, отвечающей условиям энергосбережения ГСОП определяется по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_B - t_{OT}) \cdot z_{OT}, \quad (1.2)$$

где t_B – расчетная температура внутреннего воздуха;

t_{OT} – температура в отопительный период в °С;

z_{OT} – продолжительность отопительного периода в сут/год.

Принимаем: $t_{OT} = -7$ °С, $z_{OT} = 233$ сут/год, согласно [11]; $t_B = 21$ °С, согласно [17].

Подставляем значения в формулу (1.2), получаем

$$\text{ГСОП} = (21 + 7) \cdot 232 = 6496 \text{ °С} \cdot \text{сут}/\text{год}.$$

Принимаем: $R_0^{TP} = 4,2$ м²·°С/Вт, по [14, таблице 3], так как расчетное сопротивление $R_0^{TP} = 1,78$ (м²·°С)/Вт меньше нормативного $R_0^{TP} = 4,2$ м²·°С/Вт.

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции R_0 определяется по формуле

$$R_0^{pp} = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_H}, \quad (1.3)$$

где δ – толщина слоя, м;

λ – коэффициент теплопроводность слоя, В/(м²·°С);

α_B – то же, что и формуле (1.1);

α_H – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции по летним условиям.

Выражаем из формулы (1.3) требуемую минимальную толщину утеплителя δ_2

$$\delta_2 = \left(R_0^{\text{TP}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} \right) \cdot \lambda_2, \quad (1.4)$$

Принимаем: $R_0^{\text{TP}} = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, согласно расчету и [14, таблице 3]; $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, принимается по [14, таблица 4]; $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, принимается по [14, таблица 6]; $\delta_1 = 0,016 \text{ м}$, $\lambda_1 = 0,26 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, $\delta_3 = 0,2 \text{ м}$, $\lambda_3 = 0,09 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, $\delta_4 = 0,014 \text{ м}$, $\lambda_4 = 0,15 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, $\lambda_2 = 0,04 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, согласно таблице 1.4.1.

Подставляем значения в формулу (1.4), получаем

$$\delta_2 = \left(4,2 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,016}{0,26} - \frac{0,2}{0,09} - \frac{0,014}{0,15} \right) \cdot 0,04 = 0,067 \text{ м} \approx 0,1 \text{ м}.$$

Принимаем толщину утеплителя 100 мм.

Принимаем: $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, принимается по [11, таблица 4]; $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, принимается по [11, таблица 6]; $\delta_1 = 0,016 \text{ м}$, $\lambda_1 = 0,26 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, $\delta_3 = 0,2 \text{ м}$, $\lambda_3 = 0,09 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, $\delta_4 = 0,014 \text{ м}$, $\lambda_4 = 0,15 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, $\lambda_2 = 0,04 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, согласно таблице 1.1; $\delta_2 = 0,1 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (1.4).

Подставляем значения в формулу (1.3), получаем

$$R_0^{\text{PP}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,016}{0,26} + \frac{0,1}{0,04} + \frac{0,2}{0,09} + \frac{0,014}{0,15} + \frac{1}{23} = 5,03 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}.$$

Сравниваем практическое и требуемое сопротивление теплоотдаче по формуле

$$R_0^{\text{PP}} > R_0^{\text{TP}}, \quad (1.5)$$

Принимаем: $R_0^{\text{PP}} = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, согласно расчету и [11, таблице 3]; $R_0^{\text{TP}} = 5,03 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, согласно расчету по формуле (1.3).

Подставляем значения в формулу (1.5), получаем

$$R_0^{\text{PP}} = 5,03 (\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт} > R_0^{\text{TP}} = 4,2 (\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт}.$$

Принятая толщина утеплителя 100 мм удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

1.5 Теплотехнический расчет плиты покрытия

Состав плиты покрытия показан на рисунке 1.3. Теплофизические характеристики материалов представлены в таблице 1.2.

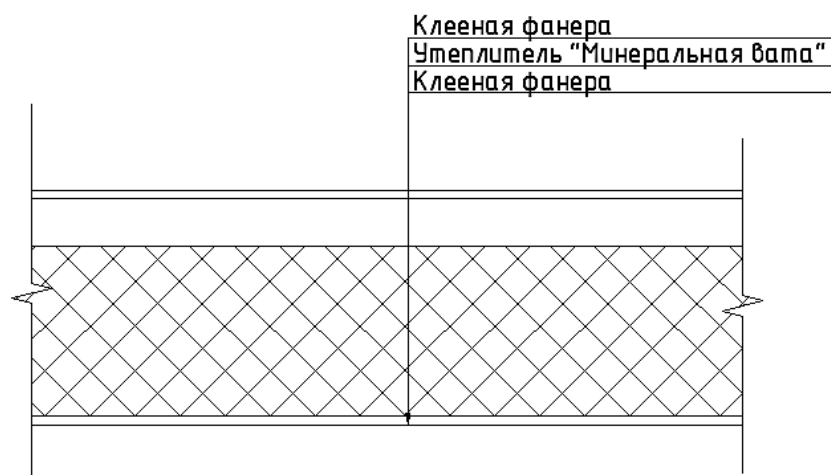


Рисунок 1.3 – Плита покрытия, разрез

Таблица 1.2 - Теплотехнические показатели материалов

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя δ , м	Плотность материала γ_0 , кг/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м ² · °С)
1	Клееная фанерная (ФСФ)	0,009	700	0,17
2	Утеплитель «Минеральная вата»	?	40	0,042
3	Клееная фанерная (ФСФ)	0,009	700	0,17

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, отвечающей санитарно-гигиеническим и комфортным условиям определяется по формуле (1.1).

Принимаем: $n=1$, принимаем по [14]; $t_b=21$ °С, принимаем по [11]; $t_n = -41$ °С, принимается по [4]; $\Delta t^H=4$ °С, принимается по [14, таблица 5]; $\alpha_b = 8,7$ Вт/(м²·°С), принимается по [14, таблица 4].

Подставляем значения в формулу (1.1), получаем

$$R_0^{тр} = \frac{1 \cdot (21 - (-41))}{4 \cdot 8,7} = 1,78 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт.}$$

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, отвечающей условиям энергосбережения ГСОП определяется по формуле (1.2).

Значения $t_{от}$ и $z_{от}$ принимаем по [4]: $t_{от} = -7$ °С, $z_{от} = 233$ сут/год; $t_b = 21$ °С, согласно [17].

Подставляем значения в формулу (1.2), получаем

$$\text{ГСОП} = (21 + 7) \cdot 232 = 6496 \text{ } ^\circ\text{С} \cdot \text{сут/год.}$$

Принимаем: $R_0^{TP} = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, по [14, таблице 3], так как расчетное сопротивление $R_0^{TP} = 1,78 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$ меньше нормативного $R_0^{TP} = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$.

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, R_0 , $\text{м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, определяется по формуле

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + R_K + \frac{1}{\alpha_H}, \quad (1.6)$$

где R_K – термическое сопротивление ограждающей конструкции в $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$;

α_B – то же, что и формуле 1.1;

α_H – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции по летним условиям.

Термическое сопротивление, R_K , ограждающей конструкции вычисляется по формуле

$$R_K = \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2}, \quad (1.7)$$

где δ_1 – толщина фанерных листов, м;

δ_2 – толщина утеплителя, м;

λ – расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C})$.

Толщина фанерных листов, δ_1 , определяется по формуле

$$\delta_1 = \delta_B + \delta_H, \quad (1.8)$$

где δ_B – толщина верхних фанерных листов, м;

δ_H – толщина нижних фанерных листов, м.

Принимаем: $\delta_B = \delta_H = 0,009 \text{ м}$, согласно принимаем по [30, таблица 2].

Подставляем в формулу (1.8), получаем

$$\delta_1 = 0,009 + 0,009 = 0,018 \text{ м}.$$

Требуемая минимальная толщина утеплителя, δ_2 , определяется по формуле

$$\delta_2 = \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{1}{\alpha_H} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} \right) \cdot \lambda_2, \quad (1.9)$$

Принимаем: $R_0^{TP} = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, согласно расчетам и [14, таблице 3]; $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, принимается по [14, таблица 4]; $\alpha_H = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, принимается по [14, таблица 6]; $\delta_1 = 0,018 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (1.5.2); $\lambda_1 = 0,17 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$, согласно [30, таблица 5]; $\lambda_2 = 0,042 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°C}$ (вата минеральная мягкая), согласно [20, таблица 3].

Подставляем значения в формулу (1.9), получаем

$$\delta_2 = \left(4,2 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,018}{0,17}\right) \cdot 0,042 = 0,165 \text{ м.}$$

Принимаем толщину утеплителя 170 мм.

Принимаем: $\alpha_b = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$, принимается по [14, таблица 4];
 $\alpha_n = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$, принимается по [14, таблица 6]; $\delta_1 = 0,018 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (1.5.3); $\lambda_1 = 0,17 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})$, согласно [30, таблица 5];
 $\lambda_2 = 0,042 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С}$, принимается по [20, таблица 3]. $\delta_2 = 0,17 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (1.5.4).

Подставляем в формулу (1.6), получаем

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,018}{0,17} + \frac{0,17}{0,042} + \frac{1}{23} = 4,32 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С}/\text{Вт.}$$

Сравниваем практическое и требуемое сопротивление теплоотдаче.

Подставляем значения в формулу (1.5), получаем

$$R_0^{\text{пр}} = 4,32 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})/\text{Вт} > R_0^{\text{тр}} = 4,2 (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{С})/\text{Вт} .$$

Принятая толщина утеплителя 170 мм удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

1.6 Теплотехнический расчет перекрытия на отметке 0,000

Состав плиты перекрытия показан на рисунке 1.4. Теплофизические характеристики материалов представлены в таблице 1.3.



Рисунок 1.4 – Плита перекрытия, разрез

Таблица 1.3 - Теплотехнические показатели материалов

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя δ , м	Плотность материала γ_0 , кг/м ³	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м ² · °С)
1	Клееная фанерная (ФСФ)	0,021	700	0,17
2	Утеплитель «Минеральная вата»	?	100	0,038
3	Клееная фанерная (ФСФ)	0,021	700	0,17

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, отвечающей санитарно-гигиеническим и комфортным условиям определяется по формуле (1.4.1).

Принимаем: $n=1$, принимаем по [14]; $t_b=21$ °С, принимаем по [4]; $t_n = -41$ °С, принимается по [4]; $\Delta t^H=4$ °С, принимается по [7, таблица 5]; $\alpha_b = 8,7$ Вт/(м²·°С), принимается по [14, таблица 4].

Подставляем значения в формулу (1.1), получаем

$$R_0^{TP} = \frac{1 \cdot (21 - (-41))}{4 \cdot 8,7} = 1,78 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)}/\text{Вт.}$$

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции, отвечающей условиям энергосбережения ГСОП, определяется по формуле (1.2).

Значения $t_{от}$ и $z_{от}$ принимаем по [11]: $t_{от} = -7$ °С, $z_{от} = 233$ сут/год; $t_b = 21$ °С, согласно [17].

Подставляем значения в формулу (1.2), получаем

$$\text{ГСОП} = (21 + 7) \cdot 232 = 6496 \text{ }^0\text{С} \cdot \text{сут}/\text{год.}$$

Принимаем: $R_0^{TP} = 4,2$ м²·°С/Вт, по [14, таблице 3], так как расчетное сопротивление $R_0^{TP} = 1,78$ (м² · °С)/Вт меньше нормативного $R_0^{TP} = 4,2$ м²·°С/Вт.

Толщина фанерных листов определяется по формуле (1.8)

Принимаем: $\delta_b = \delta_n = 0,021$ мм, согласно принимаем по [30, таблица 2].

Подставляем в формулу (1.8), получаем

$$\delta_1 = 0,021 + 0,021 = 0,042 \text{ м.}$$

Минимальная толщина утеплителя δ_2 определяется по формуле (1.5.4).

Принимаем: $R_0^{TP} = 4,2$ м²·°С/Вт, согласно расчетам и [14, таблице 3]; $\alpha_b = 8,7$ Вт/(м²·°С), принимается по [14, таблица 4]; $\alpha_n = 23$ Вт/(м²·°С), принимается по [14, таблица 6]; $\delta_1 = 0,042$ м, согласно расчету по формуле

(1.5.3); $\lambda_1 = 0,17 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$, согласно [30, таблица 5]; $\lambda_2 = 0,038 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°С}$ (вата минеральная мягкая), согласно таблице 3 и [20, таблица 3].

Подставляем значения в формулу (1.9), получаем

$$\delta_2 = \left(4,2 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} - \frac{0,042}{0,17} \right) \cdot 0,038 = 0,14 \text{ м.}$$

Принимаем толщину утеплителя 150 мм.

Принимаем: $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$, принимается по [14, таблица 4]; $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$, принимается по [14, таблица 6]; $\delta_1 = 0,042 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (1.8); $\lambda_1 = 0,17 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$, согласно [30, таблица 5]; $\lambda_2 = 0,038 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{°С}$, согласно [20, таблица 3]. $\delta_2 = 0,15 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (1.5.4).

Подставляем в формулу (1.6), получаем

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,042}{0,17} + \frac{0,15}{0,038} + \frac{1}{23} = 4,36 \text{ м}^2 \cdot \text{°С}/\text{Вт.}$$

Сравниваем практическое и требуемое сопротивление теплоотдаче.

Подставляем значения в формулу (1.5), получаем

$$R_0^{\text{пр}} = 4,36 (\text{м}^2 \cdot \text{°С})/\text{Вт} > R_0^{\text{тр}} = 4,2 (\text{м}^2 \cdot \text{°С})/\text{Вт} .$$

Принятая толщина утеплителя 150 мм удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Расчет рабочего настила

Наибольший пролет здания – 12 м. Здание в плане по разбивочным осям 39х39 м. Стены – деревянный клееный брус. Высота помещения от чистого пола до низа несущих конструкций покрытия, составляет 3 м. Несущие конструкции: треугольные деревянные фермы с клееными верхним поясами. Кровля – битумная черепица (ондулин), уложенная на обрешетку, угла наклона кровли зададим минимальной требуемой для укладки ондулина – 20°. Материал конструкций – сосна 2 и 3 сорта. Шаг ферм – 3 м. Снеговой район – IV, согласно [11, приложение Ж, карта 1] – $s_0 = 1,5$ кПа. Ветровой район – III [12, приложение Ж, карта 3]. Ветровое давление (нормативное значение) – 0,38 кПа, согласно [12, таблица 11.1]. Уровень ответственности – II [25, раздел 9]. Степень огнестойкости – IV, согласно [26, таблица 6.1]. Класс условий эксплуатации – 2.2 по СП [28]. Коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n=1,1$ по [25].

Угол наклона кровли $\text{tg}\alpha$, определяется по формуле

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{(l/2)}, \quad (2.1)$$

где h – высота фермы, м;
 l – длина пролета, м;
 α – угол наклона кровли.

Высота фермы h , м, определяется исходя из формулы (2.1)

$$h = \text{tg}\alpha \cdot (l/2), \quad (2.2)$$

Принимаем: $l = 12$ м, согласно начальным условиям; $\alpha = 20^\circ$.
Подставляем значения в формулу (2.2), получаем

$$h = \text{tg } 20 \cdot (12/2) = 2,184 \text{ м.}$$

Принимаем высоту фермы $h = 2,250$ м.

Схема поперечного разреза здания приведена на рисунке 2.1.

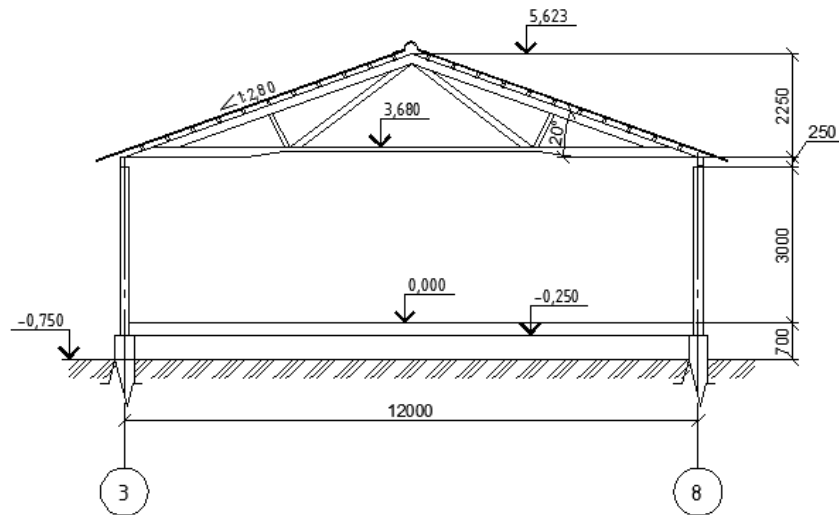


Рисунок 2.1 – Поперечный разрез здания

2.1.1 Сбор нагрузок на настил

Нормативный вес конструкций или отдельных конструктивных элементов плиты приходящейся на единицу покрытия g_n , определяется по формуле

$$g_n = \delta_{\phi} \cdot \rho_s \cdot g, \quad (2.3)$$

где g_n – нормативный вес конструкций или отдельных элементов, кН/м^2 ;

b_n – ширина плиты, м;

l_n – длина плиты, м;

V – объём конструктивного элемента или сумма объёмов однотипных элементов, м^3 ;

ρ – плотность материала элемента, кг/м^3 ;

g – ускорение свободного падения;

ρ_s – поверхностная плотность материала кг/м^2 ;

δ_{ϕ} – толщина фанерных обшивок, м.

Нормативное значение снеговой нагрузки на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия S , кН/м^2 , определяется по формуле

$$S = 0,7 \cdot c_e \cdot c_t \cdot S_0, \quad (2.4)$$

где μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытия здания, принимаемый;

c_t – термический коэффициент;

S_0 – вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли.

Принимаем: $\mu = 1$, согласно [12, приложение Г и п. 10.4]; $c_e = 1$, согласно [12, п. 10.5]; $c_t = 1$, согласно [12, п. 10.10]; $S_g = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

Подставляем значения в формулу (2.4), получаем

$$S = 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,05 \text{ кН/м}^2.$$

Расчётная нагрузка от веса конструкций определяется путём умножения нормативной нагрузки на коэффициент надёжности по нагрузке.

Подсчёт нагрузок на ферму приведён в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Сбор нагрузок на настил

Нагрузка	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке [25]	Расчетная, кН/м ²
1 Кровля из битумной черепицы	0,05	1,3	0,117
2 Обрешетка. Размеры обрешетки принимаем 60x100, согласно [34]. Принимаем: $\delta_{\phi} = h = 100$ м, согласно [34]; $\rho_s = 500 \text{ кг/м}^3$, согласно [28]; $g = 9,81 \text{ м/с}^2$. Подставляем в формулу (2.3), получаем $g_n = \delta_{\phi} \cdot \rho_s \cdot g \cdot n = 0,1 \cdot 500 \cdot 9,81 \cdot 22$	1,01	1,3	1,313
3 Итого постоянная, g_n	1,06	-	1,43
Итого нормальная составляющая постоянной нагрузки к плоскости покрытия, определяется $g_{n\alpha} = g_n \cdot \cos \alpha$, где $\alpha = 20^\circ$; $\cos \alpha = 0,94$.	1	-	1,34
4 Временная (снеговая), S	1,05	1,1	1,155
Итого нормальная составляющая снеговой нагрузки к плоскости покрытия, определяется $S_{\alpha} = S \cdot \cos^2 \alpha$, где $\alpha = 20^\circ$; $\cos \alpha = 0,94$.	1,05	-	1,155
5 Полное значение длительной доли нормальной составляющей нормативной нагрузки, $g_{дл.н.} = g_n + k \cdot S_n = 1,94 + 1,05 \cdot 0,7$	1,8		

2.1.2 Расчет рабочего настила на первое сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки.

Полная линейная расчетная нагрузка на рабочий настил g_1 , кН/м, определяется по формуле

$$g_1 = (s_0 + g_n) \cdot b_n \cdot \gamma_n, \quad (2.5)$$

где γ_n - коэффициент надёжности по ответственности здания;

s_0 - расчетная составляющая снеговой нагрузки к плоскости покрытия, кПа;

g_n - расчетная составляющая нагрузка конструкций, кН/м²;

b_n - расчетная полоса.

Принимаем: $\gamma_n = 1,1$, согласно [25]; $s_0 = 1,5$ кПа, согласно [11];

$g_n = 3,38$ кН/м², согласно таблице 2.1; $b_n = 1$ м.

Подставляем значения в формулу (2.5), получаем

$$g_1 = (1,155 + 1,34) \cdot 1 \cdot 1,1 = 2,75(3,89) \text{ кН/м.}$$

Принимаем шаг расстановки прогонов $B_{пр} = 3$ м.

Расчетный изгибающий момент в настиле от первого сочетания нагрузок M_1 , кН · м, определяется по формуле

$$M_1 = \frac{g_1 \cdot B_{пр}^2}{8}, \quad (2.6)$$

где g_1 - то же, что и в формуле (2.5);

$B_{пр}$ - шаг расстановки прогонов, м.

Принимаем: $g_1 = 3,89$ кН/м, согласно расчету по формуле (2.5); $B_{пр} = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.6), получаем

$$M_1 = \frac{2,75 \cdot 3^2}{8} = 3,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Геометрические характеристики поперечного сечения рабочего настила шириной $b_n = 1$ м и толщиной $\delta_{р.н.} = 0,06$ м.

Момент сопротивления W , м³, определяется по формуле

$$W = \frac{b_n \cdot \delta_{р.н.}^2}{6}, \quad (2.7)$$

где b_n - ширина рабочего настила, м;

$\delta_{р.н.}$ - толщина рабочего настила, м.

Момент инерции J , м⁴, определяется по формуле

$$J = \frac{b_n \cdot \delta_{p.n.}^3}{12}, \quad (2.8)$$

где b_n – то же, что и в формуле (2.7);

$\delta_{p.n.}$ – то же, что и в формуле (2.7).

Принимаем: $b_n = 0,1$ м, $\delta_{p.n.} = 0,06$ м.

Подставляем значения в формулы (2.7) и (2.8), получаем

$$W = \frac{0,1 \cdot 0,06^2}{6} = 6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3,$$

$$J = \frac{0,1 \cdot 0,06^3}{12} = 0,18 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям определяется по формуле

$$\frac{M_1}{W} < R_u, \quad (2.9)$$

где R_u – расчетное сопротивление изгибу, МПа;

M_1 – то же, что и в формуле (2.6);

W – то же, что и в формуле (2.7);

Принимаем: $M_1 = 3,1$ кНм; $W = 6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3$, согласно расчету по формулам (2.6) и (2.7); $R_u = 13$ МПа, согласно [28].

Подставляем значения в формулу (2.9), получаем

$$\frac{M_1}{W} = \frac{3,1 \cdot 10^3}{6 \cdot 10^{-5}} = 5,1 \text{ МПа},$$

$$5,1 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Запас прочности составит 61 %.

Полная линейная нормативная нагрузка на рабочий настил g_n , кН/м, определяется по формуле

$$g_n = g_{дл.н.} \cdot b_n \cdot \gamma_n, \quad (2.10)$$

где $g_{дл.н.}$ – полное значение длительной доли нормальной составляющей нормативной нагрузки;

b_n – то же, что и в формуле (2.8);

γ_n – то же, что и в формуле (2.5).

Принимаем: $g_{дл.н.} = 1,8$ кН/м², согласно расчету в таблице 2.1; $\gamma_n = 1,1$, согласно [25]; $b_n = 1$ м.

Подставляем значения в формулу (2.10), получаем

$$g_n = 1,8 \cdot 1 \cdot 1,1 = 1,98 \text{ кН/м.}$$

Прогиб настила f , м, определяется как для двухпролетной неразрезной балки определяется по формуле

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{g_n \cdot B_{\text{пр}}^4}{E \cdot J}, \quad (2.11)$$

где E – модуль упругости древесины при расчете конструкций по предельному состоянию второй группы;

g_n – то же, что и в формуле (2.10);

$B_{\text{пр}}$ – то же, что и в формуле (2.6);

J – то же, что и в формуле (2.8).

Принимаем: $g_n = 2,95$ кН/м, согласно расчету по формуле (2.10); $B_{\text{пр}} = 3$ м; $J = 0,18 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$, согласно расчету по формуле (2.1.8); $E = 10^{10}$ Па, согласно [28, п. 5.3].

Подставляем значения в формулу (2.11), получаем

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{2,95 \cdot 3^4}{10^{10} \cdot 0,18 \cdot 10^{-5}} = 0,000025 \text{ м.}$$

Прогиб настила сравниваем с предельным допустимым прогибом, определяется по формуле

$$f \leq f_u, \quad (2.12)$$

где f_u – предельно допустимый прогиб, для пролета согласно [12, приложение Е, таблица Е1], определяется по формуле

$$f_u = \frac{1}{150} l, \quad (2.13)$$

где l – длина пролета настила, м.

Принимаем: $l = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.13), получаем

$$f_u = \frac{3}{150} = 0,02 \text{ м.}$$

Подставляем значения в формулу (2.12), получаем

$$0,00002 \text{ м} < 0,02 \text{ м.}$$

2.1.3 Расчет рабочего настила на второе сочетание нагрузок от нормальной составляющей нагрузки

При двойном настиле сосредоточенный груз принимается распределенным на ширину 0,5 м, на полосу 1 м, формально действовала бы нагрузка в два раза больше.

Нагрузка на настил N^P , Н, определяется по формуле

$$N^P = \frac{N \cdot 1,2}{0,5}, \quad (2.14)$$

Принимаем: $N = 1000$ Н.

Подставляем значения в формулу (2.14), получаем

$$N^P = \frac{1000 \cdot 1,2}{0,5} = 2400 \text{ Н.}$$

Расчетная линейная нагрузка на 1 п.м. настила g_2 , кН/м, от действия только постоянной нагрузки определяется по формуле

$$g_2 = g_n \cdot b_n \cdot \gamma_n, \quad (2.15)$$

где g_n – то же, что и в формуле (2.10);

b_n – то же, что и в формуле (2.6);

γ_n – то же, что и в формуле (2.5).

Принимаем: $g_n = 1,8$, согласно расчету в таблице 2.1; $\gamma_n = 1,1$, согласно [25]; $b_n = 1$ м.

Подставляем значения в формулу (2.15), получаем

$$g_2 = 1,8 \cdot 1 \cdot 1,1 = 1,98 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибаемый момент в настиле от второго сочетания нагрузок M_2 , кН · м, определяется по формуле

$$M_2 = 0,0703 \cdot g_2 \cdot V_{пр}^2 + 0,207 \cdot N^P \cdot V_{пр}, \quad (2.16)$$

где g_2 – то же, что и формуле (2.15);

$V_{пр}$ – то же, что и формуле (2.15);

N^P – то же, что и формуле (2.14).

Принимаем: $V_{пр} = 3$ м; $g_2 = 1,98$ кН/м, согласно расчету по формуле (2.14); $N^P = 2400$ Н, согласно расчету по формуле (2.15).

Подставляем значения в формулу (2.16), получаем

$$M_2 = 0,0703 \cdot 1,98 \cdot 3^2 + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 3 = 2,74 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверка прочности настила по нормальным напряжениям определяется по формуле

$$\frac{M_2}{W} < R_u \cdot m_n, \quad (2.17)$$

где m_n – коэффициент, учитывающий кратковременность монтажной нагрузки;
 M_2 – то же, что и формуле (2.16);
 R_u – то же, что и формуле (2.9);
 W – то же, что и формуле (2.7).

Принимаем: $m_n = 1,2$, согласно [28, таблица 8]; $R_u = 13$ МПа, согласно [28]; $W = 6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-4}$, согласно расчету по формуле (2.7); $M_2 = 3,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$, согласно расчету по формуле (2.16).

Подставляем значения в формулу (2.17), получаем

$$\frac{2,74 \cdot 10^3}{6 \cdot 10^{-5}} = 4,6 \text{ МПа},$$

$$13 \cdot 1,2 = 15,6 \text{ МПа},$$

$$4,6 \text{ МПа} < 15,6 \text{ МПа}.$$

Запас прочности составляет 71 %.

Вывод

Жесткость и прочность рабочего настила от первого сочетания нагрузок обеспечена. Прочность настила от второго сочетания нагрузок обеспечена.

2.2 Расчет прогонов покрытия

2.2.1 Подбор сечения прогона

Неразрезные спаренные прогоны проектируются из двух досок, поставленных на ребро, со стыками в разбежку, расположенными на расстоянии, a , от оси опор и рассчитываются по равнопрогибной схеме. Общий вид и расчетная схема спаренных прогонов из досок показана на рисунке 2.2.

Расстояние прогонов a , м, рассчитывается по формуле

$$a = 0,21 \cdot l, \quad (2.18)$$

где l – пролет прогонов, равный шагу ферм B , м.

Принимаем $l = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.18), получаем

$$a = 0,21 \cdot 3 = 0,63 \text{ м}.$$

При расстоянии между прогонами $B_{\text{пр}} = 3$ м, линейные нагрузки на прогон определяется по формулам

- нормативная

$$g_{\text{пр}}^{\text{н}} = g_{\text{н}} \cdot B_{\text{пр}} \cdot \gamma_{\text{н}}, \quad (2.19)$$

- расчетная

$$g_{\text{пр}} = g \cdot B_{\text{пр}} \cdot \gamma_{\text{н}}, \quad (2.20)$$

где $g_{\text{дл.н}}$ – то же, что и в формуле (2.10);

$\gamma_{\text{н}}$ – то же, что и в формуле (2.5);

$B_{\text{пр}}$ – то же, что и в формуле (2.6);

$g = S_{\alpha}$ - итоговая нормальная составляющая снеговой нагрузки к плоскости покрытия, определяется;

Принимаем: $g_{\text{н}} = 1,8$, согласно расчету по формуле (2.10); $\gamma_{\text{н}} = 1,1$, согласно [25]; $B_{\text{пр}} = 3$ м; $g = 1,155$ МПа, согласно расчету в таблице 2.1.1.

Подставляем значения в формулу (2.19), получаем

$$g_{\text{пр}}^{\text{н}} = 1,8 \cdot 3 \cdot 1,1 = 5,94 \text{ кН/м.}$$

Подставляем значения в формулу (2.20), получаем

$$g_{\text{пр}} = 1,155 \cdot 3 \cdot 1,1 = 3,81 \text{ кН/м.}$$

Максимальный расчетный изгибающий момент в неразрезных прогонах $M_{\text{оп}}$, кН·м, выполненных по равнопрогибной схеме, находящийся на средних опорах определяется по формуле

$$M_{\text{оп}}^{\text{max}} = \frac{g_{\text{пр}} \cdot l^2}{12}, \quad (2.21)$$

где $g_{\text{пр}}$ – то же, что и в формуле (2.20);

l – то же, что и в формуле (2.18).

Принимаем: $g_{\text{пр}} = 3,81$ кН/м, согласно расчету в таблице (2.20); $l = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.21), получаем

$$M_{\text{оп}} = \frac{3,81 \cdot 3^2}{12} = 2,86 \text{ кН·м.}$$

Изгибающий момент $M_{\text{оп}}$, кН·м, находящийся на второй опоре от торца здания при равных пролетах, определяется по формуле

$$M_{оп} = \frac{g_{пр} \cdot l^2}{10}, \quad (2.22)$$

где $g_{пр}$ – то же, что и в формуле (2.20);

l – то же, что и в формуле (2.18).

Принимаем: $g_{пр} = 3,81$ кН/м, согласно расчету в таблице (2.20); $l = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.22), получаем

$$M_{оп} = \frac{3,81 \cdot 3^2}{10} = 3,43 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

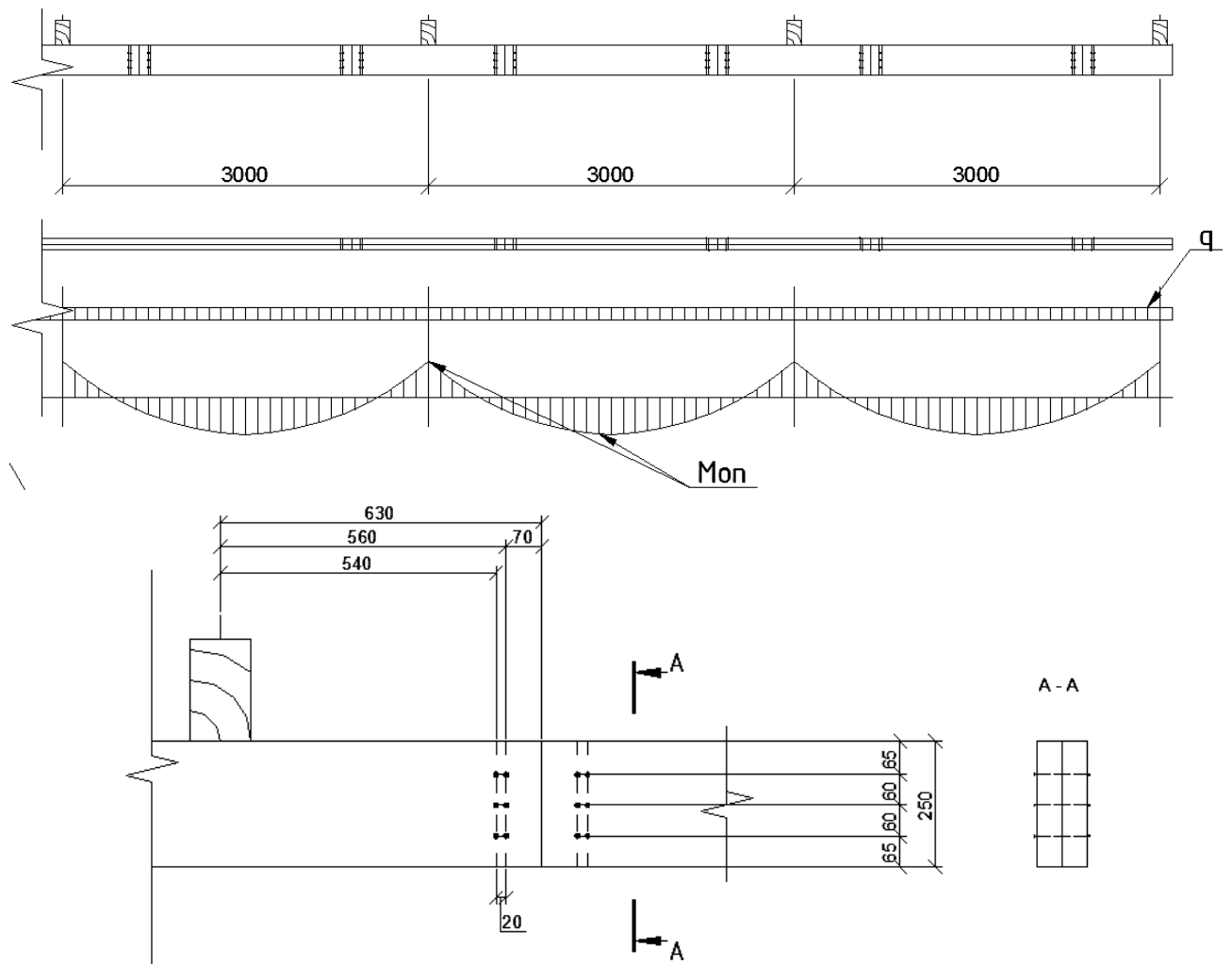


Рисунок 2.2 – Общий вид и расчетная схема спаренных прогонов из досок

Толщину досок прогона задаем согласно [34], $b = 44$ мм, с учетом фрезерования и усушки, согласно [32] и [33], толщина прогона равна $b = 40$ мм. Материал прогона – сосна. Расчетное сопротивление изгибу, согласно [28], равно $R_u = 13$ МПа.

2.2.2 Проверка на прочность

Требуемый момент сопротивления поперечного сечения $W_{тр}$, см^3 , прогона в средних опорах определяется по формуле

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{оп}}^{\text{max}}}{R_u}, \quad (2.23)$$

где $M_{\text{оп}}$ – то же, что и формуле (2.21).

Принимаем: $R_u = 13$ МПа, согласно [28]; $M_{\text{оп}} = 2,86$ кН·м, согласно расчету по формуле (2.21).

Подставляем значения в формулу (2.23), получаем

$$W_{\text{тр}} = \frac{2860}{13 \cdot 10^6} = 0,00022 \text{ см}^3.$$

Определяем требуемый момент сопротивления поперечного сечения над второй опорой от начала прогона по формуле (2.23).

Принимаем: $R_u = 13$ МПа, согласно [28]; $M_{\text{оп}} = 3,43$ кН·м, согласно расчету по формуле (2.22).

Подставляем значения в формулу (2.23), получаем

$$W_{\text{тр}} = \frac{3430}{13 \cdot 10^6} = 0,00026 \text{ см}^3.$$

Требуемая высота поперечного сечения прогона $h_{\text{тр}}$, м, определяется по формуле

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{2b}}, \quad (2.24)$$

где $W_{\text{тр}}$ – наибольший изгибаемый момент;
 b – толщина прогона.

Согласно существующему сортаменту пиломатериалов по [34] и с учетом толщины плиты покрытия, рассчитанной в пункте 2.5, komponуем сечение прогона из двух досок размерами каждая $b \times h = 45 \times 250$ мм. С учетом фрезерования и усушки, согласно [32] и [33], размеры каждой доски будут равны b (толщина) $\times h$ (ширина) = 40×245 мм.

Принимаем: $W_{\text{тр}} = 0,00026 \text{ см}^3$, согласно расчетам по формуле (2.23);
 $b = 0,04$ м.

Подставляем значения в формулу (2.24), получаем

$$h_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,00026}{2 \cdot 0,04}} = 0,14 \text{ м}.$$

Фактический момент инерции J , м^4 , полученного поперечного сечения прогона определяется по формуле

$$J = 2 \left(\frac{b \cdot h_{\text{пр}}^3}{12} \right), \quad (2.25)$$

где b – то же, что и в формуле (2,24);

$h_{\text{пр}}$ – ширина прогона, м.

Принимаем: $b = 0,04$ м, $h_{\text{пр}} = 0,245$ м;

Подставляем значения в формулу (2.25), получаем

$$J = 2 \left(\frac{0,04 \cdot 0,245^3}{12} \right) = 0,0001 \text{ м}^4 = 1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Значение прогиба прогона f , м, определяется по формуле

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{g_{\text{пр}}^{\text{H}} \cdot l^4}{E \cdot J}, \quad (2.26)$$

где $g_{\text{пр}}^{\text{H}}$ – то же, что и в формуле (2.19);

l – то же, что и в формуле (2.18);

J – то же, что и в формуле (2.25);

E – то же, что и в формуле (2.11).

Принимаем: $g_{\text{пр}}^{\text{H}} = 5,94$ кН/м, согласно расчету по формуле (2.19);

$J = 1 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$, согласно расчету по формуле (2.25); $l = 3$ м; $E = 10^{10}$ Па, согласно [28, п. 5.3].

Подставляем значения в формулу (2.26), получаем

$$f = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{9735 \cdot 3^4}{10^{10} \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 0,004 \text{ м.}$$

Предельно допустимый прогиб f_u , м, при пролете $l = 3$ м, согласно [12, приложение Е, таблица Е1], определяется по формуле

$$f_u = \frac{l}{150}, \quad (2.27)$$

где l – то же, что и в формуле (2.18).

Принимаем $l = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.27), получаем

$$f_u = \frac{3}{150} = 0,02 \text{ м.}$$

Подставляем значения в формулу (2.12), получаем

$$0,004 \text{ м} < 0,02 \text{ м.}$$

Расчетная линейная нагрузка от собственного веса прогона $g_{св}$, кН/м, определяется по формуле

$$g_{св} = 2 \cdot b \cdot h_{пр} \cdot \rho \cdot \gamma_n, \quad (2.28)$$

где b – то же, что и в формуле (2.25);

$h_{пр}$ – то же, что и в формуле (2.25);

γ_n – то же, что и в формуле (2.20);

ρ – плотность материала элемента, кг/м³.

Принимаем: $b = 0,04$ м; $h_{пр} = 0,245$ м; $\gamma_n = 1,1$, согласно [25]; $\rho = 500$ кг/м³, согласно [28].

Подставляем значения в формулу (2.28), получаем

$$g_{св} = 2 \cdot 0,04 \cdot 0,245 \cdot 500 \cdot 1,1 = 11 \text{ кН/м.}$$

Линейная нагрузка на прогон с учетом собственного веса $g'_{пр}$, кН/м, определяется

$$g'_{пр} = g_{пр} + g_{св}, \quad (2.29)$$

где $g_{пр}$ – то же, что и в формуле (2.20);

$g_{св}$ – то же, что и в формуле (2.28).

Принимаем: $g_{пр} = 3,81$ кН/м, согласно расчету в таблице (2.20);

$g_{св} = 11$ кН/м, согласно расчету в таблице (2.28).

Подставляем значения в формулу (2.29), получаем

$$g'_{пр} = 3,81 + 11 \cdot \cos 20^\circ = 14,15 \text{ кН/м.}$$

Расчетный изгибаемый момент $M'_{оп}$, кН/м, определяется по формуле

$$M'_{оп} = \frac{g'_{пр} \cdot l^2}{12}, \quad (2.30)$$

где $g'_{пр}$ – то же, что и в формуле (2.29);

l – то же, что и в формуле (2.26).

Принимаем: $g'_{пр} = 14,15$ кН/м, согласно расчету в таблице (2.29); $l = 3$ м.

Подставляем значения в формулу (2.30), получаем

$$M'_{оп} = \frac{14,15 \cdot 3^2}{12} = 10,61 \text{ кН/м.}$$

Момент сопротивления W , м³, определяется по формуле

$$W = 2 \left(\frac{b \cdot h_{пр}^2}{6} \right), \quad (2.31)$$

где b – то же, что и в формуле (2.1.25);

$h_{пр}$ – то же, что и в формуле (2.1.25).

Принимаем: $b = 0,04$ м; $h_{пр} = 0,25$ м.

Подставляем значения в формулу (2.31), получаем

$$W = 2 \left(\frac{0,04 \cdot 0,25^2}{6} \right) = 0,00083 \text{ м}^3 = 0,83 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Проверка прочности прогона по нормальным напряжениям с учетом собственного веса определяется по формуле

$$\frac{M'_{оп}}{W} < R_u, \quad (2.32)$$

где $M'_{оп}$ – то же, что и в формуле (2.30);

W – то же, что и в формуле (2.31);

R_u – то же, что и в формуле (2.31);

Подставляем значения в формулу (2.32), получаем

$$\frac{10614}{0,00083} = 12,79 \text{ МПа},$$

$$12,79 < 13 \text{ МПа}.$$

Прочность прогона обеспечена.

2.2.3 Расчет соединения прогонов

Стыки досок прогона слева и справа от опоры на расстоянии, определяемые по формуле (2.18), осуществляются путем прикрепления свободных торцов досок одного слоя к неразрезной доске другого слоя гвоздями, количество которых определяется из условия восприятия половины поперечной силы в месте стыка.

Поперечной силы $Q_{гв}$, кН, в месте стыка, определяется по формуле

$$Q_{гв} = \frac{M'_{пр}}{2 \cdot x_{гв}}, \quad (2.33)$$

где $M'_{оп}$ – то же, что и в формуле (2.30);

$x_{гв}$ – расстояние от опоры до геометрического центра размещения гвоздей, при однорядной расстановке гвоздей, которое определяется по формуле

$$x_{гв} = a - S_1, \quad (2.34)$$

где S_1 – расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины и между осями гвоздей и торцом деревянного элемента при его толщине определяется по формуле

$$c \geq 100d, \quad (2.35)$$

$$S_1 = 15 d_{\text{ГВ}}, \quad (2.36)$$

Принимаем: $a = 0,63$ м, согласно расчету по формуле (2.18); $d_{\text{ГВ}} = 5$ мм.
Подставляем значения в формулу (2.34), получаем

$$x_{\text{ГВ}} = 0,63 - 15 \cdot 0,005 = 0,56 \text{ м.}$$

Подставляем значения в формулу (2.33), получаем

$$Q_{\text{ГВ}} = \frac{10614}{2 \cdot 0,56} = 9,477 \text{ кН.}$$

Глубина защемления гвоздя $a_{\text{ГВ}}$ в древесине досок прогона при их одинаковой толщине ($c = b/2 = 50$ мм) определяется из следующего условия по формулам

- если длина гвоздя

$$l_{\text{ГВ}} = 2c, \quad (2.37)$$

тогда определяется по формуле

$$a_{\text{ГВ}} = c - 1,5d_{\text{ГВ}} - 0,02 \text{ см}, \quad (2.38)$$

где $0,02$ м – нормируемый зазор на шов между соединяемыми досками;
 c – толщина одной доски, принимаем 50 мм.

При этом расчетная длина защемления гвоздя должна быть не менее $4d_{\text{ГВ}}$, т.е. должно выполняться условие

$$a_{\text{ГВ}} \geq 4 \cdot d_{\text{ГВ}}, \quad (2.38)$$

Подставляем значения в формулу (2.37), получаем

$$l_{\text{ГВ}} = 2 \cdot 50 = 100 \text{ мм.}$$

Подставляем значения в формулу (2.38), получаем

$$a_{\text{ГВ}} = 5 - 1,5 \cdot 0,5 - 0,02 = 4,23 \text{ см.}$$

Определим несущую способность одного условного «среза» гвоздя по формулам [28, таблица 20]

- из условий изгиба гвоздя

$$T_{\text{и}} = 2,5 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 + 0,01 \cdot a_{\text{ГВ}}^2, \quad (2.39)$$

но не более

$$T_{\text{и}} = 4 \cdot d_{\text{ГВ}}^2, \quad (2.40)$$

- из условия смятия древесины в более толстых элементах односрезных соединений

$$T_{\text{см.с}} = 0,35 \cdot c \cdot d_{\text{ГВ}}, \quad (2.41)$$

- из условия смятия древесины в более тонких элементах односрезных соединений

$$T_{\text{см.с}} = k_{\text{н}} \cdot a_{\text{ГВ}} \cdot d_{\text{ГВ}}, \quad (2.42)$$

где $d_{\text{ГВ}}$ – то же, что и в формуле (2.38);

$a_{\text{ГВ}}$ – то же, что и в формуле (2.38);

c – то же, что и в формуле (2.38);

$k_{\text{н}}$ – коэффициент определяемый по [28, таблица 22].

Принимаем: $d_{\text{ГВ}} = 0,5$ см, согласно расчету; $a_{\text{ГВ}} = 4,23$ см, согласно расчету по таблице (2.38); $c = 5$ см, согласно расчету; $k_{\text{н}} = 0,58$, согласно по [28, таблица 22].

Подставляем значения в формулу (2.39), получаем

$$T_{\text{и}} = 2,5 \cdot 0,5^2 + 0,01 \cdot 4,23^2 = 0,8 \text{ кН.}$$

Подставляем значения в формулу (2.40), получаем

$$T_{\text{и}} = 4 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН.}$$

Подставляем значения в формулу (2.41), получаем

$$T_{\text{см.с}} = 0,35 \cdot 5 \cdot 0,5 = 0,9 \text{ кН.}$$

Подставляем значения в формулу (2.42), получаем

$$T_{\text{см.с}} = 0,58 \cdot 4,23 \cdot 0,5 = 1,23 \text{ кН.}$$

В выше приведенных четырех формулах по определению несущей способности одного среза гвоздя все размеры подставляются в см, а результат получается в кН.

Расчетная несущая способность гвоздя T_p , кН, принимается равной меньшему из всех значений

$$T_p = T_{\min} = 0,8 \text{ кН.}$$

Требуемое количество гвоздей $n_{\text{ГВ}}$, определяется по формуле

$$n_{\text{ГВ}} = \frac{Q_{\text{ГВ}}}{T_p}, \quad (2.43)$$

где $Q_{\text{ГВ}}$ – то же, что и в формуле (2.33);

T_p – то же, что и в формуле (2.42);

Принимаем: $Q_{\text{ГВ}} = 9,477$ кН, согласно расчету по формуле (2.33);

$T_p = 0,8$ кН.

Подставляем значения в формулу (2.43), получаем

$$n_{\text{ГВ}} = \frac{9,477}{0,8} = 11,9.$$

Принимаем на стык 12 гвоздей, т.е. по 6 на каждую сторону, поставленный в один ряд с расстоянием от крайнего ряда гвоздей до кромки доски $x_{\text{ГВ}}$ и расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины $S_2 = 20$ мм.

2.3 Расчет ширины стены

В качестве несущих конструкций покрытия приняты треугольные металлодеревянные фермы с клеены с верхом и металлическим нижним поясами. Фермы опираются на клееные деревянные стены.

Ширина стены h_k , м, определяется по формуле

$$h_k = \frac{\mu \cdot l_p}{0,289 \cdot \lambda_{\text{пр}}}, \quad (2.44)$$

где μ – коэффициент, учитывающий закрепление концов стены;

l_p – расчетная высота стены, м;

$\lambda_{\text{пр}}$ – предельная гибкость.

Принимаем: $\mu = 2,2$, согласно [28, п.6.23]; $\lambda_{\text{пр}} = 120$, согласно [28, таблица 17]; $l_p = 2,8$ м, согласно расчету.

Подставляем значения в формулу (2.44), получаем

$$h_k = \frac{2,2 \cdot 2,8}{0,289 \cdot 120} = 0,180 \text{ м.}$$

С учетом существующего сортамента, согласно [28], принимаем ширину клееного бруса 200 мм.

2.4 Расчет фермы

2.4.1 Определение геометрических параметров фермы

Расчетный пролет фермы l , м, определяется по формуле

$$l = L - h_k, \quad (2.45)$$

где L – пролет, м;

h_k – то же, что и в формуле (2.44), м.

Принимаем: $L = 12$ м, согласно заданию; $h_k = 200$ м, согласно расчетам по формуле (2.44).

Подставляем значения в формулу (2.45), получаем

$$l = 12 - 0,2 = 11,8 \text{ м.}$$

Высота фермы назначена из условия ее жесткости с учетом допустимого уклона кровли, согласно расчету по формуле (2.2). Геометрическая схема фермы показана на рисунке 2.3.

Строительный подъем для нижнего пояса $f_{\text{стр}}$, мм, определяется по формуле

$$f_{\text{стр}} = \frac{1}{200} l, \quad (2.46)$$

Подставляем значения в формулу (2.46), получаем

$$f_{\text{стр}} = \frac{11800}{200} = 59 \text{ мм.}$$

Принимаем $f_{\text{стр}} = 100$ мм.

Высота фермы $h = 2,250$ м, согласно расчету по формуле (2.2).

Длина одного ската верхнего пояса АБ, определяется по формуле

$$AB = \sqrt{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + h^2}, \quad (2.47)$$

где l – расчетная длина пролета фермы, мм;

h – высота фермы, мм.

Подставляем значения в формулу (2.47), получаем

$$AB = \sqrt{\left(\frac{11800}{2}\right)^2 + 2250^2} = 6314,47 \text{ мм} \approx 6,32 \text{ м.}$$

Расчетная длина элементов фермы определяется по формуле

$$ВД = В'Д' = (h/2/f_{стр})/\cos\alpha, \quad (2.48)$$

где α – то же, что и в формуле (2.2);

h – высота фермы, мм;

$f_{стр}$ – то же, что и в формуле (2.46).

$$ДБ = АД = \sqrt{AB^2 + ВД^2}, \quad (2.49)$$

$$ДД' = 2\sqrt{ДБ^2 - h^2} = l - 2 \cdot ДБ \cdot \cos(\arctg(0,1/8,82)), \quad (2.50)$$

Подставляем значения в формулу (2.48), получаем

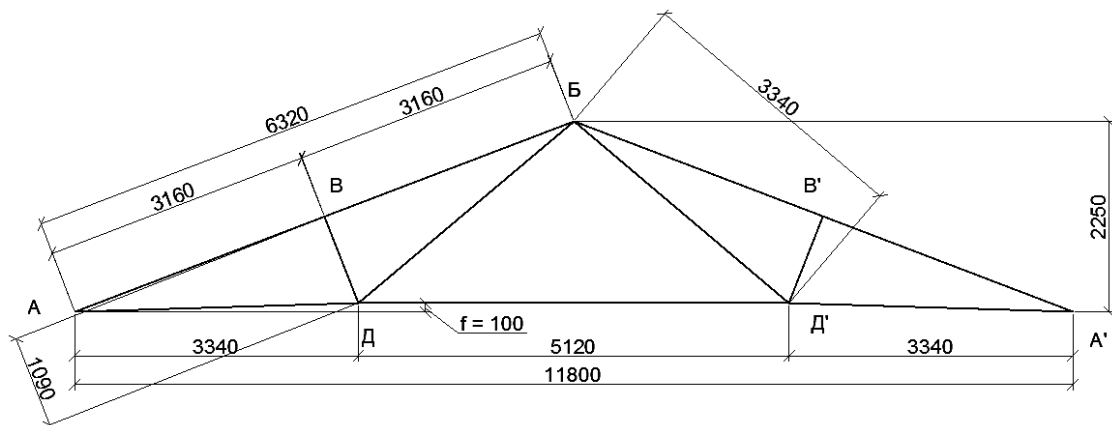
$$ВД = В'Д' = (2,250/2-0,1)/0,94 = 1,09 \text{ м.}$$

Подставляем значения в формулу (2.49), получаем

$$ДБ = АД = \sqrt{3,16^2 + 1,09^2} = 3,34 \text{ м.}$$

Подставляем значения в формулу (2.50), получаем

$$ДД' = 11,8 - 2 \cdot 3,34 = 5,12 \text{ м.}$$



AB, ВБ, БВ', В'А' – верхний пояс фермы; ВД, В'Д' – стойки;
ДБ, Д'Б' – раскосы.

Рисунок 2.3 – Геометрическая схема фермы

2.4.2 Сбор нагрузок на ферму

Нагрузки от веса кровли и обрешетки взяты из таблицы 2.1. Нагрузки рассчитываются по формуле (2.3).

Таблица 2.2 – Сбор нагрузок на ферму

Нагрузка	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке [25]	Расчетная, кН/м ²
1 Кровля из битумной черепицы	0,05	1,3	0,117
2 Обрешетка	1,06	1,3	1,43
3 Прогоны. Размеры 250х100, согласно [34]. Принимаем: $\delta_{\phi} = h = 250$ м; $\rho_s = 500$ кг/м ³ , согласно [28]; $g = 9,81$ м/с ² . Подставляем в формулу (2.3), получаем $g_n = \delta_{\phi} \cdot \rho_s \cdot g \cdot n = 0,25 \cdot 500 \cdot 9,81$	1,23	1,3	1,6
5 Итого постоянная нагрузка на ферму	$g_n^H = 2,34$	-	$g_n = 3,157$
6 Временная (снеговая), S	1,05	1,1	1,155
7 Полная	3,39		4,3

2.4.3 Статический расчет фермы

Нормативная нагрузка определяется по формуле

$$g_n = \frac{g_n^H + S^H}{\frac{1000}{K_{с.в.}} - 1}, \quad (2.51)$$

где $K_{с.в.}$ – коэффициент собственной массы стропильной фермы;

g_n^H – постоянная нагрузка на ферму, кН/м²;

S^H – нормативная снеговая нагрузка, кН/м²;

l – то же, что и в формуле (2.47).

Принимаем: $g_n^H = 2,34$ кН/м², согласно таблице 2.2; $S^H = 1,05$ кН/м², согласно таблице 2.2; $l = 11,8$ м, согласно расчету по формуле (2.45); $K_{с.в.} = 4$, согласно [28].

Подставляем значения в формулу (2.51), получаем

$$g_n = \frac{2,340 + 1,050}{\frac{1000}{4 \cdot 3} - 1} = 0,041 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетная линейная нагрузка на ферму определяется по формулам

- постоянная, g

$$g = (g_{\text{п}}^{\text{H}} + g_{\text{ф}}^{\text{H}} \cdot \gamma_{\text{н}}) \cdot B, \quad (2.52)$$

где $g_{\text{п}}^{\text{H}}$ – постоянная нагрузка на ферму, кН/м^2 ;

$g_{\text{ф}}^{\text{H}}$ – то же, что и в формуле (2.51);

B – шаг ферм, м;

$\gamma_{\text{н}}$ – то же, что и в формуле (2.28).

- расчетная, S

$$S = S_{\text{р}} \cdot B, \quad (2.53)$$

где $S_{\text{р}}$ – снеговая расчетная нагрузка, кН/м^2 ;

B – то же, что и в формуле (2.52).

Принимаем: $\gamma_{\text{н}} = 1,1$, согласно [25]; $B = 3$ м, согласно расчету; $g_{\text{п}}^{\text{H}} = 2,34$ кН/м^2 , согласно таблице 2.2; $g_{\text{ф}}^{\text{H}} =$, согласно расчету по формуле (2.51).

Подставляем значения в формулу (2.52), получаем

$$g = (2,34 + 0,041 \cdot 1,1) \cdot 3 = 7,16 \text{ кН/м.}$$

Принимаем: $B = 3$ м, согласно расчету; $S_{\text{р}} = 1,155$ кН/м^2 , согласно таблице 2.2.

Подставляем значения в формулу (2.53), получаем

$$S = 1,155 \cdot 3 = 3,47 \text{ кН/м.}$$

Узловая нагрузка в средних узлах стропильной фермы, определяется по формуле

- постоянная G

$$G = g \cdot (AB/2 + BB/2) \cdot \cos\alpha, \quad (2.54)$$

где g – то же, что и в формуле (2.52).

$AB = BB$ – проекции прилегающей полупанелей на шаг ферм;

$\cos\alpha$ – то же, что и в формуле (2.28).

- временная (снеговая) P

$$P = 4,55 \cdot \cos\alpha \cdot S, \quad (2.55)$$

где $\cos\alpha$ – то же, что и в формуле (2.54);

S – то же, что и в формуле (2.53).

- полная узловая нагрузка F

$$F = G + P, \quad (2.56)$$

где G – то же, что и в формуле (2.54);

P – то же, что и в формуле (2.55).

Принимаем: $g = 7,16$ кН/м, согласно расчету по формуле (2.52);

$AB = BB' = 3,16$ м, смотреть рисунок 2.3; $\cos\alpha = 0,94$, согласно расчету по формуле (2.2).

Подставляем значения в формулу (2.54), получаем

$$G = 7,16 \cdot (3,16/2 + 3,16/2) \cdot 0,94 = 21,3 \text{ кН.}$$

Принимаем: ; $\cos\alpha = 0,94$, согласно расчету по формуле (2.2); $S = 3,47$ кН/м, согласно расчету по формуле (2.53).

Подставляем значения в формулу (2.55), получаем

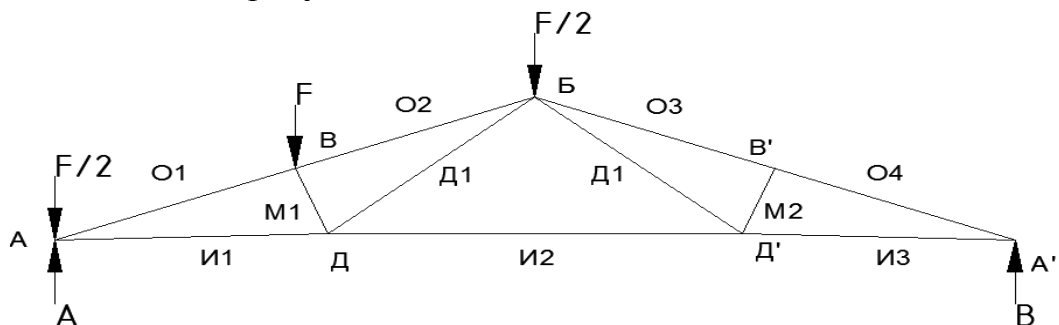
$$P = 4,55 \cdot 0,94 \cdot 3,47 = 14,8 \text{ кН.}$$

Принимаем: $G = 21,3$ кН, согласно расчету по формуле (2.54); $P = 14,8$ кН, согласно расчету по формуле (2.55).

Подставляем значения в формулу (2.56), получаем

$$F = 21,3 + 14,8 = 36,1 \text{ кН.}$$

Усилия в элементах фермы определяются путем построения многоугольника сил (диаграммы Максвелла-Кремоны) от единичной узловой нагрузки, показана на рисунке 2.4.



$AB, BB', B'A'$ – верхний пояс фермы; $BD, B'D'$ – стойки; $DB, D'B'$ – раскосы; $O1, O2, O3, O4$ – обозначения элементов верхнего пояса; $I1, I2, I3$ – обозначения элементов нижнего пояса; $M1, M2$ – обозначения элементов стоек; $D1, D2$ – обозначения элементов верхнего; F – усилие в узлах; A, B – опорные реакции фермы.

Рисунок 2.4. – Диаграмма Максвелла-Кремоны

Опорные реакции от единичной нагрузки определяются из условий трех уравнений

$$\begin{cases} \sum M_A = 0 \\ \sum M_B = 0, \\ \sum Y = 0 \end{cases} \quad (2.57)$$

$$\sum M_B = 17,8 \cdot R_A - 0,5 \cdot 17,8 - 1 \cdot \left(17,8 \cdot \frac{3}{4}\right) - 0,5 \cdot (17,8/2) = 0;$$

$$R_A = \frac{8,9+13,35+4,45}{17,8} = 1,5 \text{ кН.}$$

$$\sum M_A = 17,8 \cdot R_B - 1 \cdot (17,8/4) - 0,5 \cdot (17,8/2) = 0;$$

$$R_B = \frac{4,45+4,45}{17,8} = 0,5 \text{ кН.}$$

$$\sum Y = R_A + R_B - P - 2 \cdot \frac{P}{2} = 0;$$

$$\sum Y = 1,5 + 0,5 - 1 - 2 \cdot 0,5 = 0.$$

Усилия в элементах фермы определим с использованием комплекса SCAD. Величина продольных сил в элементах фермы получена в табличной и графической форме. Результаты продольных сил в элементах фермы сведены в таблицу 2.3. Результаты продольных сил в элементах фермы в графической форме показаны на рисунке 2.5.

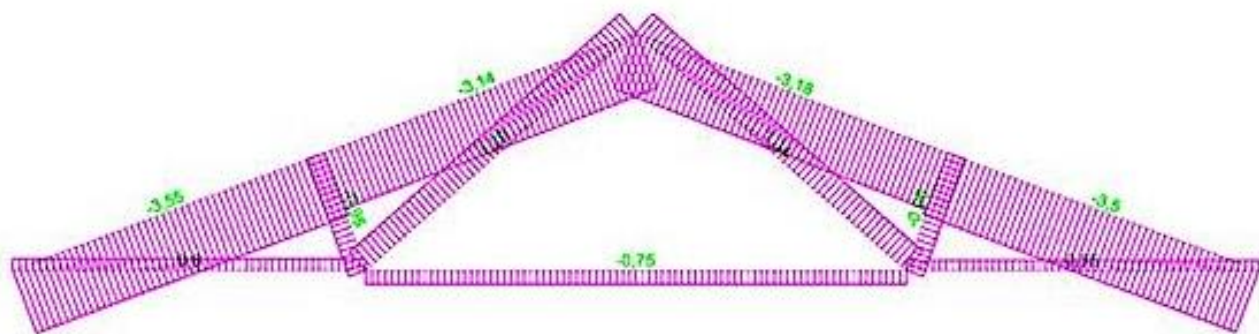


Рисунок 2.5. – Определение усилий в SCAD

Таблица 2.3 – Усилия в стержнях фермы при различных сочетаниях нагрузок

Элементы Фермы	Обозначения элементов	Стержни	Усилия от единичной нагрузки F=1, кН	Усилия от постоянной узловой нагрузки G=21,3 кН	Усилия от временной снеговой нагрузки P=14,8 кН	Расчетные усилия, кН
Верхний пояс	О1	А-В	-3,55	-75,62	-52,54	-128,16
	О2	В-Б	-3,14	-66,88	-46,47	-113,35
	О3	Б-В'	-3,18	-67,73	-47,06	-114,79
	О4	В-А'	-3,5	-74,55	-51,8	-126,35
Нижний пояс	И1	А-Д	0,6	12,78	8,88	21,66
	И2	Д-Д'	-0,75	-16	-11,1	-27,1
	И3	Д'-А'	0,54	11,5	8	19,5
Стойки	М1	В-Д	-0,95	-20,24	-14,06	-34,3
	М2	В'-Д'	-0,95	-20,24	-14,06	-34,3
Раскосы	Д1	Д-Б	1,33	28,33	19,68	48,01
	Д2	Д'-Б	1,3	27,7	19,24	46,94

2.4.4 Подбор сечений верхнего стержня

В верхнем поясе действует продольное усилие $Q_1 = 47191,6$ Н.

Задаем сечение верхнего пояса фермы, с учетом сортамента на пиломатериалы, согласно [34], размеры пояса равны

b (толщина) \times h (ширина) = 125x210 мм с учетом усушки и фрезерования, согласно [32] и [33], размеры верхнего пояса равны $b \times h = 120 \times 200$ мм.

Проверяем верхний пояс на прочность, как сжато-изгибаемый элемент при полном загрузении его постоянной и временной снеговой нагрузкой определяется по формуле

$$\frac{N}{F_{\text{расч}}} + \frac{Q_1}{W_{\text{расч}}} \leq R_c, \quad (2.58)$$

где N – наибольшее усилие, кН;

R_c – расчетное сопротивление древесины, МПа;

Q_1 – наибольшее продольное усилие в верхнем поясе, кН;

$F_{\text{расч}}$ – расчетная площадь сечения доски фермы, м²;

$W_{\text{расч}}$ – расчетный момент сопротивления, м³, который определяется по формуле

$$W_{\text{расч}} = (b \cdot h^2)/6, \quad (2.59)$$

где b – толщина доски фермы, м;

h – ширина доски фермы, м.

Принимаем: $b = 0,12$ м, $h = 0,2$ м, согласно расчету.

Подставляем значения в формулу (2.59), получаем

$$W_{\text{расч}} = (0,12 \cdot 0,2^2)/6 = 0,0008 \text{ м}^3.$$

Принимаем: $R_c = 13$ МПа, согласно [28]; $Q_1 = 82,6$ кН, согласно расчету; $W_{\text{расч}} = 0,0008 \text{ м}^3$, согласно расчету по формуле (2.59); $F_{\text{рас}} = 0,024 \text{ м}^2$, согласно расчету; $N = 128,16$ кН, согласно таблице 2.3.

Подставляем значения в формулу (2.58), получаем

$$\frac{128160}{0,024} + \frac{82600}{0,0008} = 108590000 \text{ Па} = 10,86 \text{ МПа}$$

$$10,82 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Условие прочности выполняется.

2.5 Расчет кобылки

Размеры досок кобылки задаем согласно [34], с учетом фрезерования и усушки, согласно [32] и [33], толщина кобылки равна $b \times h = 70 \times 100$ мм. Материал прогона – сосна. Расчетное сопротивление изгибу, согласно [28], равно $R_u = 13$ МПа. Крепление кобылки к балке осуществляем стяжными болтами. Общий вид, расчетная схема и эпюра моментов приведены на рисунке 2.6.

Расчетное усилие, действующее на болт q , кН/м², определяется по формуле

$$q = (g_{\text{п}} + g_{\text{сн}}) \cdot b, \quad (2.60)$$

где $g_{\text{п}}$ – постоянная расчетная нагрузка, кН/м²;

$g_{\text{сн}}$ – временная (снеговая) расчетная нагрузка, кН/м²;

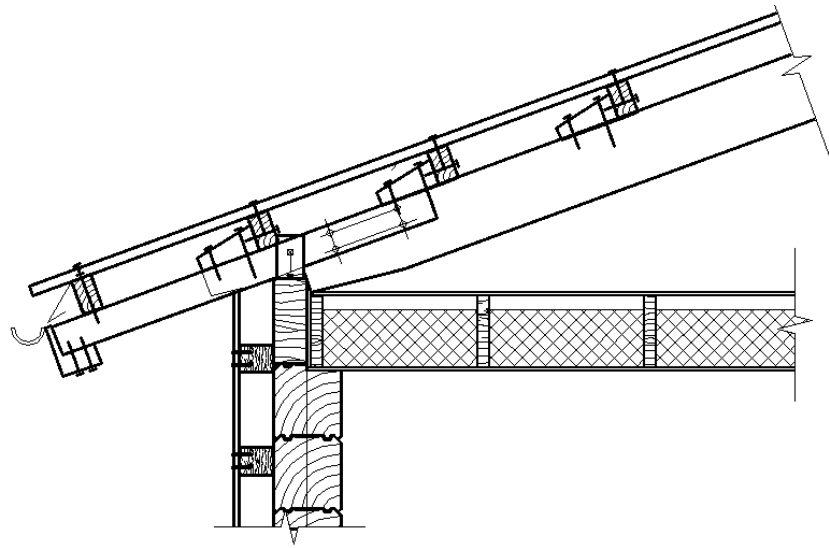
b – шаг несущих конструкций, м.

Принимаем: $g_{\text{п}} = 3,157$ кН/м², согласно таблице 2.2; $g_{\text{сн}} = 1,155$ кН/м², согласно таблице 2.2; $b = 3$ м.

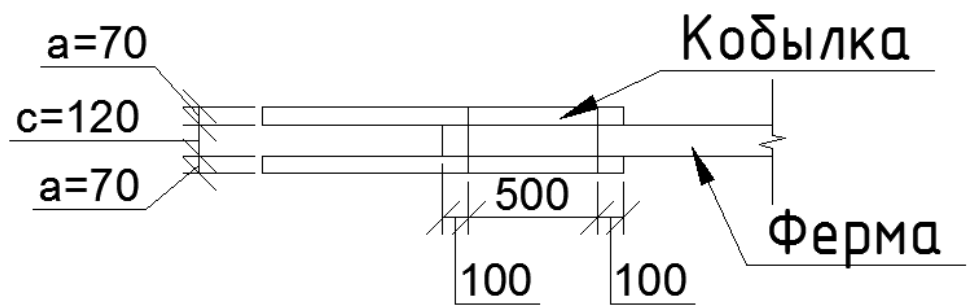
Подставляем значения в формулу (2.60), получаем

$$q = (3,157 + 1,155) \cdot 3 = 12,94 \text{ кН/м}^2.$$

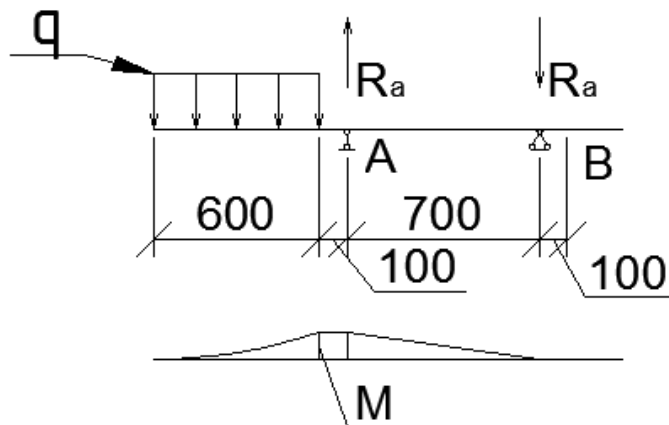
а)



б)



в)



а) вид с боку; б) вид сверху; в) расчетная схема и эпюра моментов с указанием нагрузки.

Рисунок 2.6 – Схема к расчету кобылки

Определяем расчетные усилия, действующие на болты, методами строительной механики.

$$\sum M_A = (12,94 \cdot 0,6) \cdot \left(0,1 + \frac{0,6}{2}\right) - R_B \cdot 0,7 = 0,$$

$$R_B = 4,44 \text{ кН};$$

$$\sum M_B = (12,94 \cdot 0,6) \cdot \left(\frac{0,6}{2} + 0,1 + 0,7\right) - R_A \cdot 0,7 = 0,$$

$$R_A = 12,2 \text{ кН};$$

$$\sum y = R_A - R_B - q \cdot 0,6 = 0;$$

$$12,2 - 4,44 - 12,94 \cdot 0,6 = 0.$$

Принимаем болты диаметром $d = 10$ мм.

Расчетная несущая способность одного болта T , кН, определяется по формулам

$$T_{\text{смс}} = 0,5 \cdot c \cdot d, \quad (2.61)$$

$$T_{\text{и}} = 1,8 \cdot d^2 + 0,02 \cdot a^2, \quad (2.62)$$

$$T_{\text{и}}^{\text{max}} = 2,5 \cdot d^2, \quad (2.63)$$

где c – толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, см;

d – диаметр нагеля, см;

a – толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений, см.

Принимаем: $c = 12$ см, согласно расчету ферм и [34]; $d = 1$ см; $a = 7$ см, согласно [34].

Подставляем значения в формулу (2.61), получаем

$$T_{\text{смс}} = 0,5 \cdot 12 \cdot 1 = 6 \text{ кН}.$$

Подставляем значения в формулу (2.62), получаем

$$T_{\text{и}} = 1,8 \cdot 1^2 + 0,02 \cdot 7^2 = 2,8 \text{ кН}.$$

Подставляем значения в формулу (2.63), получаем

$$T_{\text{и}}^{\text{max}} = 2,5 \cdot 1^2 = 2,5 \text{ кН}.$$

Расчетная несущая способность одного болта равна минимальной из несущих способностей, т.е. $T = 2,5$ кН.

Необходимое количество болтов n , определяется по формуле

$$n = \frac{N}{T \cdot n_c}, \quad (2.64)$$

где N – наибольшая сила, действующая на узел, кН;

T – несущая способность одной шпильки, кН;

n_c – количество срезов.

Принимаем: $T = 2,5$ кН, согласно расчету по формуле (2.63);

$N = 12,2$ кН, $N = 12,2$ кН, согласно расчетам по методу строительной механики;

$n_c = 2$.

Подставляем значения в формулу (2.64), получаем

$$n_1 = \frac{12,2}{2,5 \cdot 2} = 2,5,$$

$$n_1 = \frac{4,44}{2,5 \cdot 2} = 0,8.$$

Принимаем к проектированию соединение из 4 болтов, располагаем их в два ряда в соответствии с [28, п. 7.19].

Проверяем сечение кобылки на прочность.

Максимальный момент M_{\max} , кН · м, определяется по формуле

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{2}, \quad (2.65)$$

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

l – расстояние от конца кобылки до ближайшей опоры, м.

Принимаем: $q = 12,94$ кН, согласно расчету по формуле (2.60); $l = 0,6$ м, смотреть рисунок 2.6.

Подставляя значения в формулу (2.65), получаем

$$M_{\max} = \frac{12,94 \cdot 0,6^2}{2} = 2,33 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления W , м³, определяем по формуле

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}, \quad (2.66)$$

где b – ширина кобылки, м;

h – высота кобылки, м.

Принимаем: $b = 0,7$ м, $h = 0,22$ м, согласно [34].

Подставляем значения в формулу (2.66), получаем

$$W = \frac{0.07 \cdot 0.22^2}{6} = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Проверку прочности проверяем исходя из условия

$$\sigma = \frac{M}{W} < R_{и}, \quad (2.67)$$

где M – то же, что и в формуле (2.65);

W – то же, что и в формуле (2.65);

$R_{и}$ – расчетное сопротивление изгибу, МПа.

Принимаем: $M = 2,33 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $W = 5,65 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3$, согласно расчету по формулам (2.65) и (2.66); $R_{и} = 13 \text{ МПа}$, согласно [28].

Подставляем значения в формулу (2.67), получаем

$$\sigma = \frac{2,33 \cdot 10^3}{5,65 \cdot 10^{-4}} = 4,12 \text{ МПа},$$

$$4,12 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется, запас 68 %, следовательно, прочность обеспечена.

2.6 Проектирование плиты покрытия

2.6.1. Расчет плиты покрытия

Плита покрытия коробчатого сечения. Номинальные размеры наибольшей плиты в плане – l_n (длина) \times b_n (ширина) = 7000 \times 1500 мм. Общий вид плиты представлен на рисунке 1.5. Обшивки из фанеры марки ФСФ сорт В/ВВ [30]. Клей марки ФРФ-50, принимается по [31]. Продольные и поперечные рёбра из сосновых досок 2-го сорта. Утеплитель – двойные жесткие плиты из минеральной ваты (ПЖ-100) на битумном связующем марки П150 толщиной 75x2 мм с $\rho = 100 \text{ кг/м}^3$ (толщина определяется теплотехническим расчётом), согласно [14] и [20]. Пароизоляция – обмазочная битумная. Для предотвращения атмосферного увлажнения панелей при транспортировке и хранении на верхнюю обшивку панели должен быть наклеен 1 слой пергамина.

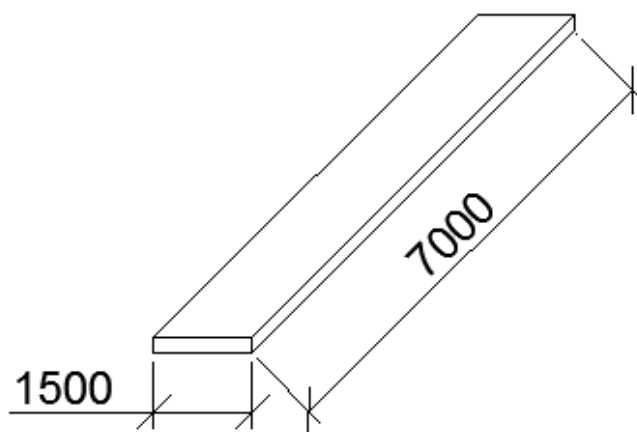


Рисунок 2.7 – Общий вид плиты

Расчётные сопротивления материалов плиты. Доски продольных рёбер (2 сорт): скалыванию вдоль волокон при изгибе не клееных элементов – $R_{ск} = 1,6$ МПа, изгибу – $R_{и} = 13$ МПа [28].

Фанера $\delta = 9$ мм марки ФСФ сорт В/ВВ: сопротивление сжатию вдоль волокон $R_{ф.с.} = 12$ МПа, скалыванию вдоль волокон $R_{ф.ск.} = 0,8$ МПа, изгибу поперёк волокон $R_{ф.и.} = 6,5$ МПа, согласно [17].

Направление волокон наружных шпонов фанеры верхней и нижней обшивке панели продольное для обеспечения стыков листов фанеры «на ус».

Расчётный модуль упругости древесины $E_{д} = 1 \times 10^4$ МПа (вдоль волокон), согласно [28].

Расчётный модуль упругости фанеры $E_{ф} = 0,9 \times 10^4$ МПа, согласно [28].

Плиты покрытия укладываются по двускатным балкам с уклоном верхней кромки $i = 10\%$, $\alpha = 6^\circ$.

Конструкцию плиты покрытия принимаем аналогичной существующим типам (см. типовую серию ПКД-01-04 и др.).

Толщина ребер, для определения постоянных нагрузок, назначаем 40 мм, согласно [34]. Высота ребер в плитах, предназначенных для отапливаемых зданий, принимается исходя из возможности размещения в полости плиты утеплителя и вентиляционных отверстий.

Высота плиты $h_{п}$, должна соответствовать условию, которое определяется по формуле

$$\frac{l}{h_{п}} \cdot 10^{-3} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{40}, \quad (2.68)$$

где l – длина плиты в м.

Высота плиты $h_{п}$, мм, определяется по формуле

$$h_{п} = \delta_1 + \delta_2 + 40 + \delta_3, \quad (2.69)$$

где δ_1, δ_3 – толщина фанерных листов, мм;

δ_2 – толщина утеплителя, мм;

40 – минимальное расстояние от утеплителя до фанерных листов.

Принимаем: $\delta_2 = 170$ мм (см. теплотехнический расчет плиты покрытия, согласно формуле (1.9)); $\delta_1 = \delta_2 = 9$ мм, принимаем по [30].

Подставляем в формулу (2.69), получаем

$$h_{\text{п}} = 9 + 170 + 40 + 9 = 228 \text{ мм.}$$

Подставляем в формулу (2.686), получаем

$$0,05 < \frac{7}{0,228} = 0,03 < 0,025$$

Условие выполняется.

Для изготовления ребер принимаем доски с учетом естественной усушки, согласно [32], до влажности 12% и с учетом припусков на фрезерование, согласно [33], сечением h_p (высота) \times b_p (ширина) = 225 \times 40 мм. Таким образом, размер ребра $h_p = 210$ мм, $b_p = 35$ мм.

Полная высота плиты $h_{\text{пп}}$, определяется по формуле

$$h_{\text{пп}} = h_p + \delta_1 + \delta_2, \quad (2.70)$$

где h_p – высота ребра, мм;

δ_1, δ_2 – толщина фанерных листов, мм.

Принимаем: $\delta_1 = \delta_2 = 9$ мм, принимаем по [30]; $h_p = 0,21$ м, смотреть расчет и рисунок 2.8.

Подставляем значения в формулу (2.70), получаем

$$h_{\text{пп}} = 210 + 9 + 9 = 228 \text{ мм.}$$

Шаг продольных ребер назначается не более 500 мм, исходя из условий работы верхней обшивки на изгиб от сосредоточенных грузов. Обшивки несущего каркаса выполняются из листов фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ из сосны толщиной не менее 9 мм для нижней растянутой обшивки и для верхней сжатой обшивки. Листы фанеры по длине стыкуются клеевым соединением на "ус". Обшивки склеиваются с продольными ребрами в положении, при котором направление наружных волокон фанеры и древесины продольных ребер совпадают.

Для увеличения жесткости, в местах расположения стыков фанерных обшивок, с шагом 1,5 м между продольными ребрами, ставятся поперечные ребра, имеющие те же размеры, что и продольные ребра. В поперечных ребрах,

выше утеплителя, устраиваем вентиляционные отверстия, сообщающиеся с наружным воздухом и обеспечивающие осушающий режим работы плит. В полости между продольными и поперечными ребрами, по слою пароизоляции, укладывается утеплитель. В качестве утеплителя применяем минераловатные плиты на битумном связующем.

Каркас плиты состоит из четырех продольных ребер сечением и пяти поперечных ребер сечением 210×35 мм. Верхняя и нижняя обшивка из фанеры толщиной 9 мм. У торцов плиты нижняя обшивка усилена (для крепления к стене) полосами фанеры шириной 150 мм и толщиной 20 мм. Ширина площадок опирания плиты на несущие стены принята от 60 до 100 мм [28].

Расчётный пролёт плиты l_p , мм, определяется по формуле

$$l_p = l_n - l_{on}, \quad (2.71)$$

где l_n – длина плиты, мм;

l_{on} – ширина площадок опирания плиты на балки, мм.

Принимаем: $l_n = 7000$ мм; $l_{on} = 60$ мм.

Подставляем значения в формулу (2.71), получаем

$$l_p = 7000 - 60 = 6940 \text{ мм} = 6,94 \text{ м.}$$

Поперечное сечения плиты приведены на рисунке 2.8.

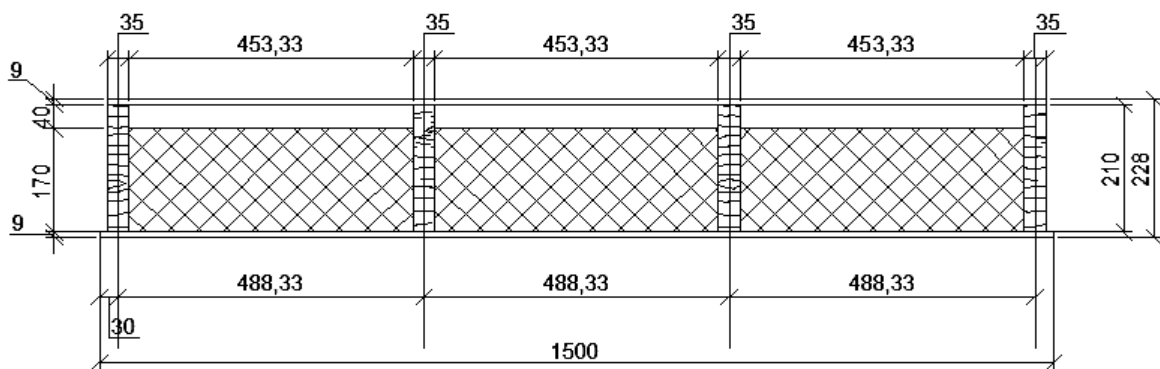


Рисунок 2.8 – Поперечное сечения плиты

Расчётная ширина плиты определяется в соответствии с [28, п. 8.27] в зависимости от шага продольных ребер и длины плиты – l_n .

В нашем случае расчётная ширина плиты l_n , определяется по формуле

$$l_{расч} = 14a, \quad (2.72)$$

где a – шаг ребер.

Принимаем: $a=0,482$ м, смотреть рисунок 2.2.2.

Подставляем в формулу (2.72), получаем

$$14 \cdot 0,488 = 6,83 < l_n = 7,0 \text{ м.}$$

Расчетная ширина $b_{\text{расч.}}$, м, определяется по формуле

$$b_{\text{расч.}} = 0,9 \cdot b_{\text{ф.в.}}, \quad (2.73)$$

где $b_{\text{ф.в.}}$ – ширина плиты.

Принимаем: $b_{\text{ф.в.}} = 1,48$ м, смотреть рисунок 2.8.

Подставляем в формулу (2.2.6), получаем

$$0,9 \cdot 1,48 = 1,323 < b_{\text{ф.в.}} = 1,5 \text{ м.}$$

Расчётное сечение плиты представляем в виде двутавра с шириной полок равной $b_{\text{расч.}} = 1,323$ м и толщиной стенки (рёбер) $4b_p = 0,14$ м, как показано на рисунке 2.9.

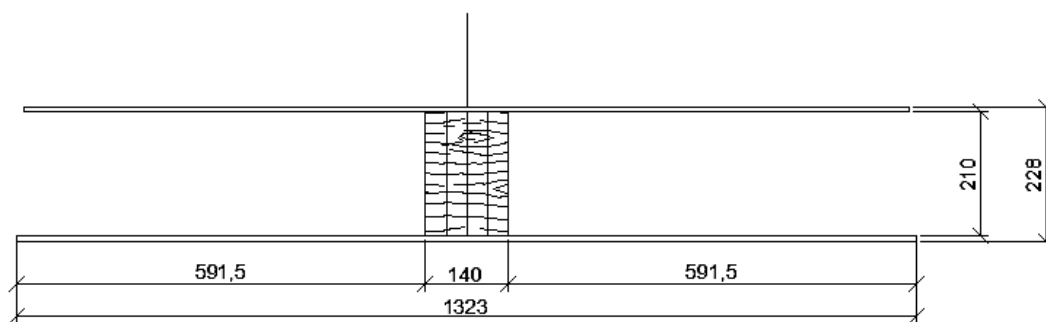


Рисунок 2.9 – Расчетное сечения плиты

Плиты рассчитываются по геометрическим характеристикам, приведённым к фанере обшивок, которые определяются по формуле

$$S_{\text{прив}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{др}} \cdot \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}}, \quad (2.74)$$

где $S_{\text{прив.}}$ – приведённая к фанере обшивок геометрическая характеристика поперечного сечения плиты (F, S_x, I_x);

$S_{\text{ф}}$ – геометрическая характеристика фанерных обшивок по расчётным размерам;

$S_{\text{др}}$ – геометрическая характеристика элементов плиты из древесины (продольных рёбер);

$E_{\text{др}}$ – модуль упругости древесины вдоль волокон;

$E_{\text{ф}}$ – модуль упругости фанеры вдоль волокон.

Коэффициент приведения $n_{\text{пр}}$, определяется по формуле

$$n_{\text{пр}} = \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}}, \quad (2.75)$$

где $E_{др}$ – модуль упругости древесины вдоль волокон, Па;

$E_{ф}$ – модуль упругости фанеры вдоль волокон, Па.

Принимаем: $E_{др} = 1 \times 10^4$ Па, согласно [28]; $E_{ф} = 0,9 \times 10^4$ Па, согласно [30].

Подставляем значения в формулу (2.75), получаем

$$n_{пр} = \frac{E_{др}}{E_{ф}} = \frac{1 \cdot 10^4}{0,9 \cdot 10^4} = 1,11.$$

Приведённая ширина $b_{прив}$, мм, определяется по формуле

$$b_{прив} = n_{пр} \cdot 4 \cdot b_p, \quad (2.76)$$

где $n_{пр}$ – коэффициент приведения;

b_p – ширина ребра, мм.

Принимаем: $n_{пр} = 1,11$, смотреть расчет, формула (2.75); $b_p = 35$ мм, смотреть расчет.

Подставляем значения в формулу (2.76), получаем

$$b_{прив} = 1,11 \cdot 4 \cdot 35 = 155 \text{ мм.}$$

Приведённая площадь сечения $F_{прив}$, m^2 , определяется по формуле

$$F_{прив} = b_{расч} \cdot (\delta_{ф.н.} + \delta_{ф.в.}) + b_{прив} \cdot h_p, \quad (2.77)$$

где $b_{расч}$ – расчетная ширина сечения плиты, м;

$\delta_{ф.н.}$ – толщина нижнего слоя фанеры, м;

$\delta_{ф.в.}$ – толщина верхнего слоя фанеры, м;

$b_{прив}$ – приведенная ширина ребра, м;

h_p – высота ребра, м.

Принимаем: $b_{расч} = 1,323$ м, смотреть расчет, формула (2.76);

$\delta_{ф.н.} = \delta_{ф.в.} = 0,009$ м, согласно [30]; $b_{прив} = 0,155$ м, смотреть расчет, формула (2.76); $h_p = 0,21$ м, смотреть расчет и рисунок 2.9.

Подставляем значения в формулу (2.77), получаем

$$F_{прив} = 1,323 \cdot (0,009 + 0,009) + 0,155 \cdot 0,21 = 5,57 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2.$$

Приведённый статический момент сечения относительно нижней плоскости плиты $S_{ст}$ определяется по формуле

$$S_{прив} = b_{расч} \cdot \left[\frac{\delta_{ф.н.}^2}{2} + \delta_{ф.в.}^2 \cdot \left(\delta_{ф.н.} + h_p + \frac{\delta_{ф.в.}}{2} \right) \right] + b_{прив} \cdot \left(\delta_{ф.в.} + \frac{h_p}{2} \right) \cdot h_p, \quad (2.78)$$

где $b_{расч}$ – то же, что и в формуле (2.76);

$\delta_{ф.н.}$ – то же, что и в формуле (2.77);
 $\delta_{ф.в.}$ – то же, что и в формуле (2.77);
 $b_{прив.}$ – то же, что и в формуле (2.77);
 h_p – то же, что и в формуле (2.77).

Принимаем: $b_{расч} = 1,323$ м, смотреть расчет формула (2.76);
 $\delta_{ф.н.} = \delta_{ф.в.} = 0,009$ м, согласно [30]; $b_{прив} = 0,155$ м, смотреть расчет по формуле (2.76); $h_p = 0,21$ м, смотреть расчет и рисунок 2.9.

Подставляем значения в формулу (2.78), получаем

$$S_{пр} = 1,323 \cdot \left[\frac{0,009^2}{2} + 0,009^2 \left(0,009 + 0,21 + \frac{0,009}{2} \right) \right] + 0,155 \cdot \left(0,009 + \frac{0,21}{2} \right) \cdot 0,21 =$$

$$= 3,79 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Координата центра тяжести сечения плиты относительно нижней плоскости y_0 , м, определяется по формуле

$$y_0 = \frac{S_{прив}}{F_{прив}}, \quad (2.79)$$

где $S_{прив}$ – приведённый статический момент сечения относительно нижней плоскости плиты, м^3 ;

$F_{прив}$ – приведенная площадь сечения, м^2 .

Принимаем: $S_{прив} = 3,79 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$, смотреть расчет формула (2.78);
 $F_{прив} = 5,57 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$, смотреть расчет формула (2.77).

Подставляем значения в формулу (2.79), получаем

$$y_0 = \frac{3,79 \cdot 10^{-3}}{5,57 \cdot 10^{-2}} = 0,068 \text{ м},$$

$$h_{пш} - y_0 = 0,228 - 0,068 = 0,16 \text{ м}.$$

Площади (F) и координаты центров тяжести (y) элементов поперечного сечения плиты, относительно нейтральной оси определяются по формулам

- площадь фанеры, $F_{ф}$, м^2 ,

$$F_{ф} = b_{рас} \cdot \delta_{ф.}, \quad (2.80)$$

- площадь продольных ребер, $F_{пр.р.}$, м^2 ,

$$F_{пр.р.} = b_{прив} \cdot h_p, \quad (2.81)$$

- координата центра тяжести верхней обшивки, $u_{ф.в.}$, м,

$$y_{ф.в.} = h_{пп} - y_0 - \frac{\delta_{ф.в.}}{2}, \quad (2.82)$$

- координата центра тяжести нижней обшивки, $y_{ф.н.}$, м,

$$y_{ф.н.} = y_0 - \frac{\delta_{ф.н.}}{2}, \quad (2.83)$$

- координата центра тяжести продольных ребер, $y_{пр.р.}$, м,

$$y_{пр.р.} = y_0 - \frac{h_p}{2} - \delta_{ф.н.} \quad (2.84)$$

где $b_{расч}$, $\delta_{ф.н.}$, $\delta_{ф.в.}$, $b_{прив.}$, h_p , $h_{пп}$, y_0 – то же, что и в формулах (2.78), (2.79) и (2.70).

Принимаем: $b_{расч} = 1,323$ м, смотреть расчет формула (2.76); $\delta_{ф.н.} = \delta_{ф.в.} = 0,09$ м, согласно [30]; $b_{прив.} = 0,155$ м, смотреть расчет по формуле (2.76); $h_p = 0,21$ м, смотреть расчет и рисунок 2.9; $h_{пп} = 0,228$ м, смотреть расчет по формуле (2.70); $y_0 = 0,068$ м, смотреть расчет по формуле (2.79).

Подставляем значения в формулы (2.80), (2.81), (2.82), (2.83) и (2.84), получаем

Верхней обшивки

$$F_{ф.в.} = 1,323 \cdot 0,009 = 0,012 \text{ м}^2,$$

$$y_{ф.в.} = 0,228 - 0,068 - \frac{0,009}{2} = 0,156 \text{ м.}$$

Нижней обшивки

$$F_{ф.н.} = 1,323 \cdot 0,009 = 0,012 \text{ м}^2,$$

$$y_{ф.н.} = 0,068 - \frac{0,009}{2} = 0,064 \text{ м.}$$

Продольных ребер

$$F_{пр.р.} = 0,155 \cdot 0,21 = 0,033 \text{ м}^2,$$

$$y_{пр.р.} = 0,068 - \frac{0,21}{2} - 0,009 = 0,046 \text{ м.}$$

Приведённые собственные моменты инерции элементов поперечного сечения плиты определяются по формулам

- моменты инерции обшивки I_o , м^4

$$I_o = \frac{b_{рас} \cdot \delta_{\phi}^3}{12}, \quad (2.85)$$

- моменты инерции продольных ребер $I_{пр.р}$, M^4

$$I_{пр.р} = \frac{b_{прив} \cdot h_p^3}{12}, \quad (2.86)$$

где $b_{рас}$, δ_{ϕ} , $b_{прив}$, h_p , – то же, что и в формулах (2.78).

Принимаем: $b_{рас} = 1,323$ м, смотреть расчет формула (2.76);
 $\delta_{ф.н.} = \delta_{ф.в.} = 0,09$ м, согласно [30]; $b_{прив} = 0,155$ м, смотреть расчет по формуле (2.76); $h_p = 0,21$ м, смотреть расчет и рисунок 2.9.

Подставляем значения в формулу (2.85) и (2.86), получаем
 - верхней обшивки

$$I_{о.в.} = \frac{1,323 \cdot 0,009^3}{12} = 8 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

- нижней обшивки

$$I_{о.н.} = \frac{1,323 \cdot 0,009^3}{12} = 8 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

- продольных ребер

$$I_{пр.р} = \frac{0,155 \cdot 0,21^3}{12} = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Приведённый момент инерции сечения плиты $I_{прив}$, определяется по формуле

$$I_{прив} = I_{о.в.} + I_{о.н.} + I_{пр.р.} + F_{ф.в.} \cdot y_{ф.в.}^2 + F_{ф.н.} \cdot y_{ф.н.}^2 + F_{пр.р.} \cdot y_{пр.р.}^2 \quad (2.87)$$

где - $I_{о.в.}$, $I_{о.н.}$, $I_{пр.р.}$, $F_{ф.в.}$, $y_{ф.в.}$, $F_{ф.н.}$, $y_{ф.н.}$, $F_{пр.р.}$, $y_{пр.р.}$ – то же, что и в формулах (2.85), (2.86), (2.80), (2.81), (2.82), (2.83) и (2.84).

Принимаем: $I_{о.в.} = 8 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$, $I_{о.н.} = 8 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$, $I_{пр.р.} = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$,
 $F_{ф.в.} = 0,012 \text{ м}^2$, $y_{ф.в.} = 0,156$ м, $F_{ф.н.} = 0,012 \text{ м}^2$, $y_{ф.н.} = 0,064$ м,
 $F_{пр.р.} = 0,033 \text{ м}^2$, $y_{пр.р.} = 0,046$ м – согласно расчету.

Подставляем значения в формулу (2.87), получаем

$$I_{прив} = 8 \cdot 10^{-8} + 8 \cdot 10^{-8} + 1,2 \cdot 10^{-4} + 0,012 \cdot 0,156^2 + 0,012 \cdot 0,064^2 + 0,033 \cdot 0,046^2 = 5,31 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

Приведённый момент сопротивления сечения $W_{\text{прив}}$, м^3 , определяется по формуле

$$W_{\text{прив}}^{\text{в(н)}} = \frac{I_{\text{прив}}}{h_{\text{пп}} - y_0(y_0)}, \quad (2.88)$$

где $I_{\text{прив}}$, $h_{\text{пп}}$, y_0 – то же, что и в формулах (2.2.3), (2.2.12) и (2.2.16).

Принимаем $I_{\text{прив}} = 5,31 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$, $h_{\text{пп}} = 0,228 \text{ м}$, $y_0 = 0,068 \text{ м}$ – согласно расчету по формулам (2.70), (2.79) и (2.87).

Принимаем: $I_{\text{прив}} = 5,31 \cdot 10^{-4}$, согласно расчету по формуле (2.87); ; $h_{\text{пп}} = 0,228 \text{ м}$, смотреть расчет по формуле (2.70); $y_0 = 0,068 \text{ м}$, смотреть расчет по формуле (2.79).

Подставляем значения в формулу (2.88), получаем
- верхнее сечение

$$W_{\text{прив}}^{\text{в}} = \frac{5,31 \cdot 10^{-4}}{0,228 - 0,068} = 3,32 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3,$$

- нижнее сечение

$$W_{\text{прив}}^{\text{н}} = \frac{5,31 \cdot 10^{-4}}{0,068} = 7,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Статический момент верхней обшивки относительно нейтральной оси $S_{\text{в.о.}}$, м^3 , определяется по формуле

$$S_{\text{в.о.}} = F_{\text{ф.в.}} \cdot y_{\text{ф.в.}}, \quad (2.89)$$

где $F_{\text{ф.в.}}$, $y_{\text{ф.в.}}$ – то же, что и в формулах (2.80) и (2.82).

Принимаем: $F_{\text{ф.в.}} = 0,012 \text{ м}^2$, $y_{\text{ф.в.}} = 0,156 \text{ м}$ – согласно расчету.

Подставляем значения в формулу (2.89), получаем

$$S_{\text{в.о.}} = 0,012 \cdot 0,156 = 1,87 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Приведённый статический момент верхней сдвигаемой части сечения плиты относительно нейтральной оси $S_{\text{в.сд.ч}}$, м^3 , определяется по формуле

$$S_{\text{в.сд.ч}} = S_{\text{в.о.}} + b_{\text{прив}} \cdot \frac{(h_{\text{пп}} - y_0 - \delta_{\text{в.ф.}})^2}{2} \quad (2.90)$$

где $S_{\text{в.о.}}$, $b_{\text{прив}}$, $h_{\text{пп}}$, y_0 , $\delta_{\text{в.ф.}}$ – то же самое, что и в формулах (2.2.9), (2.84) и (2.89).

Принимаем: $S_{\text{в.о.}} = 1,87 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$, смотреть расчет формула (2.89);

$\delta_{ф.в.} = 0,09$ м, согласно [30]; $b_{прив} = 0,155$ м, смотреть расчет по формуле (2.76); $h_{пп} = 0,228$ м, смотреть расчет по формуле (2.70); $y_0 = 0,068$ м, смотреть расчет по формуле (2.79).

Подставляем значения в формулу (2.90), получаем

$$S_{в.сд.ч} = 1,87 \cdot 10^{-3} + 0,155 \cdot \frac{(0,228 - 0,068 - 0,009)^2}{2} = 3,64 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$$

2.6.2 Сбор нагрузок на плиту перекрытия

Нормативный вес конструкций или отдельных конструктивных элементов плиты приходящейся на единицу покрытия $g_{н.д.}$ определяется по формулам

$$g_n = \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot V \cdot \rho \cdot g, \quad (2.91)$$

$$g_n = \delta_{ф.} \cdot \rho_s \cdot g, \quad (2.92)$$

где g_n – нормативный вес конструкций или отдельных элементов, кН/ м²;
 b_n – ширина плиты, м;
 l_n – длина плиты, м;
 V – объём конструктивного элемента или сумма объёмов однотипных элементов, м³;
 ρ – плотность материала элемента, кг/м³;
 $g = 9,81$ м/сек² – ускорение свободного падения;
 ρ_s – поверхностная плотность материала кг/м²;
 $\delta_{ф.}$ – толщина фанерных обшивок, м.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия определено $S_0 = 1,5$ кН/м², согласно [11].

Таблица 2.4– Сбор нагрузок

Конструктивные элементы и нагрузки	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке [25]	Расчетная, кН/м ²
1	2	3	4
1 Фанерные обшивка плиты Принимаем $\delta_{ф.н} = \delta_{ф.в} = 0,009$ м, согласно расчету; $\rho_s = 700$ кг/м ³ , согласно [30]; Подставляем в формулу (2.2.20), получаем $g_n = (\delta_{ф.н.} + \delta_{ф.в.}) \cdot \rho_s \cdot g =$ $= (0,009 + 0,009) \cdot 700 \cdot 9,81$	0,124 0,29	1,2	0,15 0,35

Окончание таблицы 2.4

<p>2 Продольные ребра</p> <p>Принимаем $b_n=1,5$ м, $l_n=7$ м, $h_p=0,21$ м, $b_p=0,035$ м - согласно расчету; $\rho=500$ кг/м³, согласно [28]. Подставляем в формулу (2.2.20), получаем</p> $g_n = \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot V \cdot n \cdot \rho \cdot g =$ $= \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot (b_p \cdot h_p \cdot l_n) \cdot n \cdot \rho \cdot g =$ $= \frac{1}{1,5 \cdot 7} \cdot (0,035 \cdot 0,21 \cdot 7) \cdot 4 \cdot 500 \cdot 9,81$	0,096	1,2	0,115
<p>3 Поперечные ребра</p> <p>Принимаем $b_n=1,5$ м, $l_n=7$ м, $h_p=0,21$ м, $l_p=6,94$ м, $b_p=0,035$ м - согласно расчету; $\rho=500$ кг/м³, согласно [28]. Подставляем в формулу (2.2.20), получаем</p> $g_n = \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot V \cdot n \cdot \rho \cdot g =$ $= \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot (b_p \cdot h_p \cdot l_p) \cdot n \cdot \rho \cdot g =$ $= \frac{1}{1,5 \cdot 7} \cdot (0,035 \cdot 0,21 \cdot 6,94) \cdot 5 \cdot 500 \cdot 9,81$	0,119	1,2	0,143
<p>4 Утеплитель</p> <p>Принимаем $b_n=1,5$ м, $l_n=7$ м, $b_p=0,035$ м, согласно расчету; $l=3a=3 \cdot 0,488$ м - длинна, согласно расчету; $(l_n - 4 \cdot b_p)$ – ширина; $\delta=0,17$ м – толщина, согласно расчету; $\rho=150$ кг/м³, согласно [20]. Подставляем в формулу (2.2.20), получаем</p> $g_n = \frac{1}{b_n \cdot l_n} \cdot 3a \cdot (l_n - 4 \cdot b_p) \cdot \delta \cdot \rho \cdot g =$ $= \frac{1}{1,5 \cdot 7} \cdot 3 \cdot 0,488 \cdot (7 - 4 \cdot 0,035) \cdot$ $\cdot 0,17 \cdot 150 \cdot 9,81$	0,239	1,2	0,287
<p>5 Пароизоляция (Техно-николь)</p> <p>Принимаем $\delta_\phi=0,0002$ м, $\rho_s=80$ г/м².</p> $g_n = \delta_\phi \cdot \rho_s \cdot g = 0,0002 \cdot 80 \cdot 9,81$	0,0001	1,2	0,00012
<p>Итого постоянная</p>	0,6	-	0,7
<p>Временная (снеговая)</p>	1,5	1,1	1,65
<p>Итого полная:</p>	2,1	-	2,35

2.6.3 Статический расчет плиты

Расчётные значения внутренних усилий в плите определяем представляя ее как простую балку двутаврового сечения (рисунок 2.9).

Момент M , определяется по формуле

$$M = \frac{q \cdot l_{\text{рас}}^2}{8}, \quad (2.93)$$

где q – линейная равномерно распределенная нагрузка, кН/м;

$l_{\text{расч.}}$ – величина пролета, м.

Принимаем; $q = 2,35$ кН/м, согласно расчету, смотреть таблицу 2.4;
 $l_{\text{расч.}} = 6,83$ м, смотреть расчет, формула (2.72).

Подставляем значения в формулу (2.93), получаем

$$M = \frac{2,35 \cdot 6,83^2}{8} = 14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилия в балке определяются по формуле

$$Q = \frac{q \cdot l_{\text{рас}}}{2}, \quad (2.94)$$

где q и $l_{\text{расч.}}$ – то же, что и в формуле (2.93).

Подставляем значения в формулу (2.93), получаем

$$Q = \frac{2,35 \cdot 6,83}{2} = 8,02 \text{ кН}.$$

2.6.4 Проверка на растяжение

Нижняя фанерная обшивка проверяется на растяжение в соответствии с [28, п. 6] условием, которое определяется по формуле

$$\frac{M}{W_{\text{прив}}^H} < R_{\text{ф.р}} \cdot m_{\text{ф}}, \quad (2.95)$$

где M и $W_{\text{прив}}^H$ – то же, что и в формуле (2.88) и (2.93);

$R_{\text{ф.р.}}$ – расчётное сопротивление фанеры на растяжение;

$m_{\text{ф}}$ – коэффициент условий работы фанерной обшивки, учитывающий ослабления её стыками.

Принимаем: $M = 14$ кН·м, $W_{\text{прив}}^H = 7,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$, смотреть расчет, формулы (2.88) и (2.93); $R_{\text{ф.р.}} = 14$ Мпа, согласно [30]. $m_{\text{ф}} = 0,6$, согласно [30].

Подставляем значения в формулу (2.95), получаем

$$\frac{14}{7,8 \cdot 10^{-3}} = 1808 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1,8 \text{ МПа},$$

$$14 \cdot 0,6 = 8,4 \text{ МПа},$$

$$1,8 \text{ МПа} < 8,4 \text{ МПа}.$$

2.6.5 Проверка устойчивости

Верхняя сжатая фанерная обшивка проверяется на устойчивость в соответствии с [28, п. 6] условием, которое определяется по формуле

$$\frac{M}{\varphi_{\phi} W_{\text{прив}}^H} < R_{\phi, \text{с}} \cdot m_{\phi}, \quad (2.96)$$

где M и $W_{\text{прив}}^H$, m_{ϕ} – то же, что и в формуле (2.95);

$R_{\phi, \text{с}}$ – расчётное сопротивление фанеры на сжатие;

φ_{ϕ} – коэффициент устойчивости сжатой фанерной обшивки.

Коэффициент устойчивости φ_{ϕ} , определяется по формуле

$$\varphi_{\phi} = \frac{a'}{\delta_{\phi, \text{в}}}, \quad (2.97)$$

где a' – расстояние между продольными рёбрами плиты «в свету»;

$\delta_{\phi, \text{в}}$ – толщина верхней обшивки.

Принимаем: $a' = 0,453 \text{ м}$, $\delta_{\phi, \text{в}} = 0,009 \text{ м}$, согласно расчету.

Подставляем значения в формулу (2.97), получаем

$$\varphi_{\phi} = \frac{0,453}{0,009} = 50,3,$$

$$50,3 \geq 50,$$

при $\varphi_{\phi} \geq 50$, тогда

$$\varphi_{\phi} = \frac{1250}{\left(\frac{a'}{\delta_{\phi, \text{в}}}\right)^2} = \frac{1250}{50,3^2} = 0,5.$$

Принимаем: $\varphi_{\phi} = 0,5$, $M = 14 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $W_{\text{прив}}^H = 7,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$, согласно расчету по формулам (2.97), (2.88) и (2.93); $R_{\phi, \text{с}} = 12 \text{ МПа}$, согласно [30].

Подставляем значения в формулу (2.97), получаем

$$\frac{14}{0,5 \cdot 7,8 \cdot 10^{-3}} = 3615 \text{ кН/м}^2 = 3,615 \text{ МПа},$$

$$12 \cdot 0,6 = 7,2 \text{ МПа,}$$

$$3,615 \text{ МПа} < 7,2 \text{ МПа.}$$

Запас прочности 50,2 %.

2.6.6 Проверка на изгиб

Дополнительно верхняя фанерная обшивка плиты проверяется на местный изгиб от сосредоточенного груза $P = 1000 \text{ Н}$ с коэффициентом перегрузки $n = 1,2$ при ширине расчётной полосы $b_{\text{ф.в.}} = 1,0 \text{ м}$ по схеме, приведённой на рисунке 2.5.

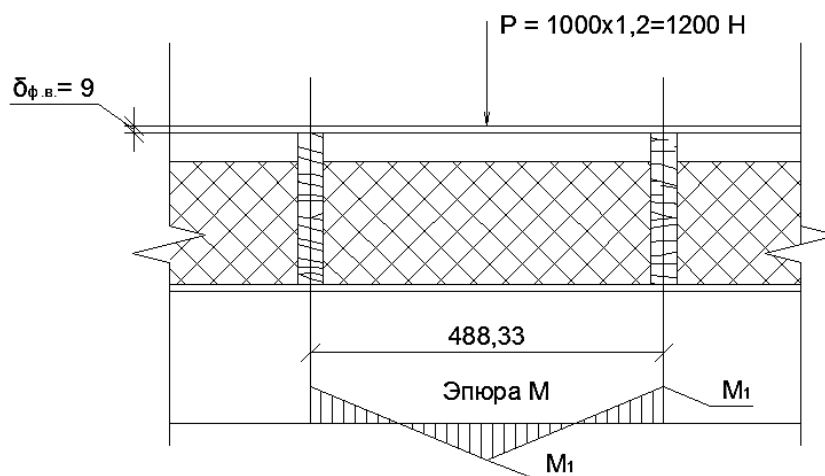


Рисунок 2.5 – Расчётная схема верхней обшивки на местный изгиб

Момент при действии сосредоточенной силы M_1 , $\text{кН} \cdot \text{м}$, определяется по формуле

$$M_1 = \frac{P \cdot a}{8}, \quad (2.98)$$

где P – величина сосредоточенного груза с учетом коэффициента перегрузки;
 a – расстояние между осями ребер.

Принимаем: $P = 1200 \text{ Н}$, смотреть рисунок 2.5; $a = 0,488 \text{ м}$, смотреть рисунок 2.5.

Подставляем значения в формулу (2.98), получаем

$$M_1 = \frac{1200 \cdot 0,488}{8} = 73,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент сопротивления верхней обшивки шириной 1 м для расчёта на местную нагрузку $W_{\text{в.о.}}, \text{ м}^3$, определяется по формуле

$$W_{в.о} = \frac{b'_{ф.в} \cdot \delta_{ф.в}^2}{6}, \quad (2.99)$$

где $b'_{ф.в}$ – ширина расчетной полосы, м;

$\delta_{ф.в}$ – толщина расчетной полосы, м.

Принимаем: $b'_{ф.в} = 1$ м, $\delta_{ф.в} = 0,009$ м, согласно расчету.

Подставляем значения в формулу (2.99), получаем

$$W_{в.о} = \frac{1 \cdot 0,009^2}{6} = 13,5 \cdot 10^{-6} \text{ м}^3.$$

Проверяем фанерную обшивку на изгиб

$$\frac{M_1}{W_{в.о}} \leq R_{ф.и} \cdot n, \quad (2.100)$$

Подставляем значения в формулу (2.100), получаем

$$\frac{73,2}{13,5 \cdot 10^{-6}} = 5420 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 5,42 \text{ МПа},$$

$$6,5 \cdot 1,2 = 7,8 \text{ МПа},$$

$$5,42 \text{ МПа} < 7,8 \text{ МПа}.$$

2.6.7 Проверка на скалывание при изгибе

В соответствии с [28, п. 6] ребра по нейтральному слою и клеевой шов между рёбрами и фанерной обшивкой проверяются на скалывание при изгибе по формуле

$$\frac{Q \cdot S_{а.сд.ч}}{S_{в.о} \cdot b_{рас}} < R_{ф.ск} \quad (2.101)$$

где Q – расчетная поперечная сила, кН;

$S_{в.о}$ – статический момент верхней обшивки относительно нейтральной оси;

$S_{в.сд.ч}$ – статический момент сдвигаемой части поперечного сечения плиты относительно нейтральной оси;

$R_{ф.ск}$ – расчётное сопротивление древесины или фанеры на скалывание при изгибе с учётом всех коэффициентов условий работы;

$b_{рас}$ – расчётная ширина, м, определяемая как

$$b_{рас} = n \cdot b_p, \quad (2.102)$$

где n – количество балок;

b_p – ширина балки, м.

Подставляем значения в формулу (2.102), получаем

$$b_{\text{рас}} = 4 \cdot 0,035 = 0,14 \text{ м.}$$

Принимаем: $S_{\text{в.о}} = 1,87 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$, согласно расчету по формуле (2.89);
 $S_{\text{в.сд.ч}} = 3,64 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3$, согласно расчету по формуле (2.90); $b_{\text{рас}} = 0,14 \text{ м}$,
согласно расчету по формуле (2.102); $R_{\text{ф.ск}} = 0,8 \text{ МПа}$, согласно [30];
 $R_{\text{ск}} = 1,6 \text{ МПа}$, согласно [28]; $Q = 8,2 \text{ кН}$, согласно расчету по формуле (2.94).

Подставляем значения в формулу (2.101), получаем

Рёбра по нейтральному слою

$$\frac{8,2 \cdot 3,64 \cdot 10^{-3}}{1,87 \cdot 10^{-3} \cdot 0,14} = 114 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0,114 \text{ МПа,}$$

$$0,114 \text{ МПа} < 0,8 \text{ МПа.}$$

Запас прочности 14,25 %.

Клеевой шов между рёбрами и обшивкой

$$\frac{8,2 \cdot 3,64 \cdot 10^{-3}}{1,87 \cdot 10^{-3} \cdot 0,14} = 114 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 0,114 \text{ МПа,}$$

$$0,114 \text{ МПа} < 1,6 \text{ МПа.}$$

Запас прочности 71,3 %.

Как видно из выполненного расчёта принятые размеры и конструкция элементов плиты покрытия удовлетворяет требованиям прочности.

2.6.8 Расчёт плиты на жесткость (прогиб)

В соответствии с [28, п. 6.35] прогиб плиты определяется с учётом деформаций сдвига f по формуле

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right], \quad (2.103)$$

где f_0 - прогиб плиты постоянного сечения без учета деформаций сдвига, определяется по формуле

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l_p^4}{E_\phi \cdot I_{\text{прив}}}, \quad (2.104)$$

где $h = h_{\text{шт}}$ - высота сечения, м;

l – длина плиты, м;
 q^H – нормальная составляющая полной нормативной нагрузки на плиту;
 k – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения изгибаемого элемента;

E_ϕ – расчетный модуль упругости фанеры;

$I_{\text{прив}}$ – то же, что и формуле (2.2.16);

c – коэффициент, учитывающий влияние касательных напряжений на величину изгиба, определяемый по [28, таблица Е3, приложение Е]:

$$c = (45,3 - 6,9 \cdot \beta) \cdot \gamma, \quad (2.105)$$

$$\gamma = \frac{F_{\text{ф.в.}} + F_{\text{ф.н.}}}{b_{\text{прив}} \cdot h_p}, \quad (2.106)$$

где β – коэффициент, учитывающий переменность высоты сечения.

Принимаем: $q^H = 2,13 \text{ кН/м}^2$, смотреть таблицу 2.4; $h = h_{\text{пш}} = 0,228 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (2.70); $l = l_p = 6,94 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (2.71); $k = 1$, согласно [28]; $\beta = 1$, согласно [28]; $F_{\text{ф.в.}} = 0,012 \text{ м}^2$, $F_{\text{ф.н.}} = 0,012 \text{ м}^2$ согласно расчету по формуле (2.80); $b_{\text{прив}} = 0,155 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (2.76); $h_p = 0,21 \text{ м}$, согласно расчету и рисунку 2.9; $E_\phi = 0,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, согласно [30]; $I_{\text{прив}} = 53,1 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$, согласно расчету по формуле (2.87).

Подставляем в формулу (2.106), (2.105) и (2.104) получаем

$$\gamma = \frac{0,012 + 0,012}{0,155 \cdot 0,21} = 0,73.$$

$$c = (45,3 - 6,9 \cdot 1) \cdot 0,73 = 28.$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,13 \cdot 6,94^4}{0,9 \cdot 10^4 \cdot 53,1 \cdot 10^{-5}} = 0,28 \text{ МПа}.$$

Подставляем значения в формулу (2.103), получаем

$$f = \frac{0,28}{1} \cdot \left[1 + 28 \cdot \left(\frac{0,228}{6,94} \right)^2 \right] = 0,29 \text{ МПа}.$$

Относительный прогиб плиты определяется по формуле

$$\frac{f}{l_p} < \left[\frac{f}{l} \right], \quad (2.107)$$

Принимаем: $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$ – в соответствии с [28, таблица 19]; $l_p = 6,94 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (2.71).

$$\frac{0,00029}{6,94} = 0,000042,$$

$$\frac{1}{250} = 0,004,$$

$$0,000042 < 0,004.$$

Плита покрытия удовлетворяет требованиям жёсткости.

Таким образом, все условия прочности по первому и второму предельному состоянию выполняются, поэтому принимаем плиту покрытия коробчатого сечения с номинальными размерами в плане $l_n = 7000$ мм, $b_n = 1500$ мм, высота плиты $h_n = 228$ мм.

2.7 Расчет фундамента

2.7.1 Оценка инженерно-геологических условий строительной площадки

Район строительства – г. Ачинск.

Детское дошкольное учреждение с размерами в осях 39х39 м.

Высота этажа – 3,0м.

Глубина сезонного промерзания суглинка в г. Ачинске равна $d_{fn} = 2,4$ м.

Анализ инженерно – геологических условий начинаем с построения колонки, изображенной на рисунке 2.1.

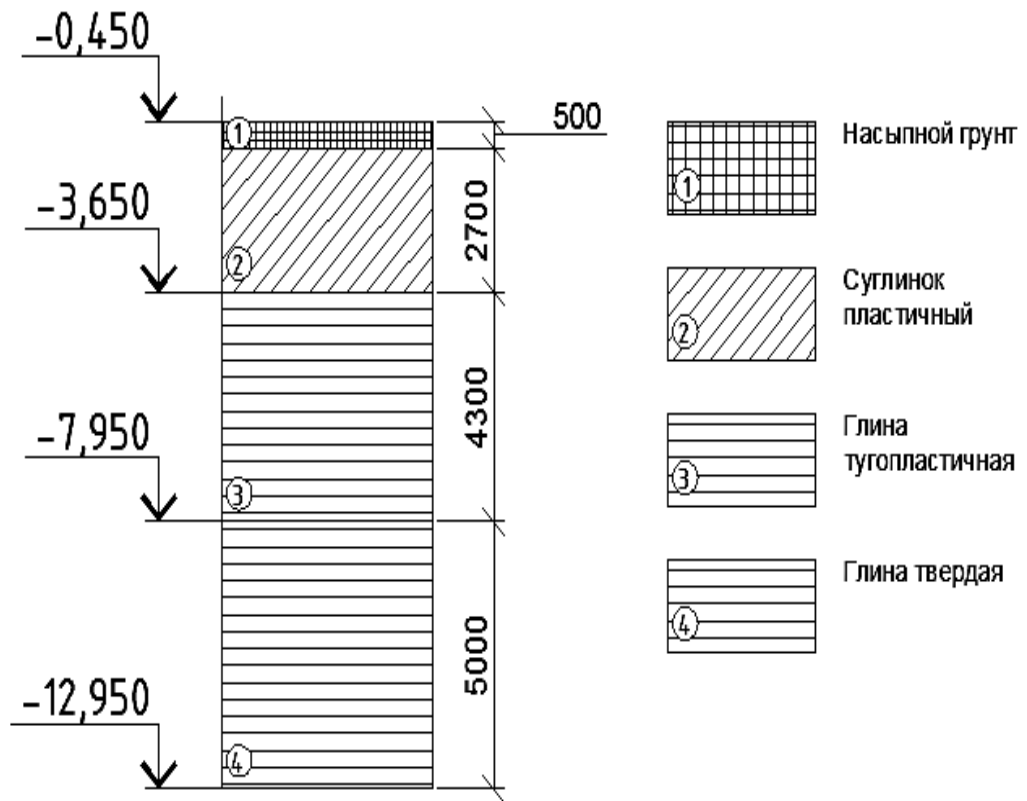


Рисунок 2.11 – Инженерно – геологическая колонка

Находим недостающие физические характеристики грунтов: плотность сухого грунта ρ_d , коэффициент пористости e , степень водонасыщения S_r , удельный вес γ .

Плотность сухого грунта ρ_d , т/м^3 , определяется по формуле

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \quad (2.108)$$

где ρ – плотность грунта, т/м^3 ;

W – влажность, %.

Коэффициент пористости e , определяется по формуле

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d}, \quad (2.109)$$

где ρ_s – плотность твердых частиц грунта, т/м^3 ;

ρ_d – то же, что и в формуле (2.102);

Степень водонасыщения S_r , определяется по формуле

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (2.110)$$

где ρ_s - плотность твердых частиц грунта, т/м³;
 ρ_w - плотность воды, принимаемая $\rho_w = 1$ т/м³.
 W – то же, что и в формуле (2.103);
 e – то же, что и в формуле (2.103).

Удельный вес γ , кН, определяется по формуле

$$\gamma = g \cdot \rho, \quad (2.111)$$

где g – ускорение свободного падения, ;
 ρ – то же, что и в формуле (2.102).

Для насыпных грунтов дополнительно определяется только удельный вес.
 Для глинистых грунтов дополнительно определяется показатель текучести.

Показатель текучести I_L , определяется по формуле

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P}, \quad (2.112)$$

где W – то же, что и в формуле (2.103);
 W_L – влажность на границе текучести, %;
 W_P – влажность на границе пластичности, %.

Все характеристики грунта, включая механические: удельное сопротивление s , угол внутреннего трения φ , модуль деформации E , расчетное сопротивление R_0 заносим в таблицу 2.5.

Таблица 2.5 – Физико – механические характеристики грунта

№ слоя	Полное наименование грунта	h, м	Плотность, т/м ³			Уд.вес, кН/м ³		Влажность			e	S _r	I _L	Механические характеристики			
			ρ	ρ_s	ρ_d	γ	γ_{sb}	W	W _p	W _L				E, МПа	ϕ , град	c, кПа	R ₀ , кПа
1	Насыпной грунт	0,5	1,5	–	–	15	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	Суглинок пластичный	2,7	2,7	3,5	2,25	27	–	0,2	–	–	0,65	1,1	0,6	17	19	25	275
3	Глина тугопластичная	4,3	2,72	4,5	2,2	27,2	–	0,25	0	0,62 5	0,85	1,3	0,4	15	16	43	248
4	Глина твердая	5	2,76	4,03	2,3	27,6	–	0,2	0,2	0	0,75	1,07	0	21	19	54	400

где W - влажность; ρ - плотность грунта; ρ_s - плотность твердых частиц грунта; ρ_d - плотность сухого грунта; e – коэффициент пористости грунта; S_r - степень водонасыщения; γ - удельный вес грунта; γ_{sb} - удельный вес грунта, ниже уровня подземных вод; W_p - влажность на границе раскатывания; W_L - влажность на границе текучести; I_L - показатель текучести; I_p – число пластичности; c – удельное сцепление грунта; ϕ - угол внутреннего трения; E – модуль деформации; R₀ – расчетное сопротивление грунта.

Модуль деформации, расчетное сопротивление грунта, угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта определяются согласно [37, приложение 3, таблица 3 и 4; приложение 1 таблица 2].

Вывод: грунт суглинок пластичный являются пучинистым, поэтому необходимо устройство искусственное основание – насыпной грунт. В качестве основания может служить – глина твердая.

2.7.2 Определение глубины заложения фундамента и сбор нагрузок

Определяем глубину заложения подошвы фундамента.

Глубина сезонного промерзания грунта d_f , м, производим согласно [37] по формуле

$$d_f = d_{fn} \cdot k_n, \quad (2.113)$$

где k_n – коэффициент теплового режима здания; $k_n = 0,5$

d_{fn} – глубина промерзания, м. Для г. Красноярска $d_{fn} = 2,5$ м.

Принимаем: $d_{fn} = 2,4$ м, согласно [37]; $k_n = 0,7$, согласно [37, таблица 1].

Подставляем значения в формулу (2.113), получаем

$$d_f = 0,7 \cdot 2,4 = 1,68 \text{ м.}$$

В пучинистых грунтах глубину заложения фундамента принимают не менее расчетной глубины промерзания. Принимаем глубину заложения фундамента $d = 1,8$ м (кратно 0,3 м).

Подсчёт нагрузок на фундамент приведён в таблице 2.6. Нагрузки взяты из таблиц 2.2 и 2.4.

Таблица 2.6 – Сбор нагрузок для сечения

№	Наименование	Нормативная, кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке [25]	Расчетная, кН/м	Нагрузка на грузовую площадь, кН/м ²
1	Кровля из битумной черепицы	0,05	1,3	0,117	9,1
2	Обрешетка	1,06	1,3	1,43	11,1
3	Прогоны	1,23	1,3	1,6	12,43
4	Ферма	7,16	1,3	9,31	72,34
5	Плита покрытия	0,6	1,2	0,7	5,44
6	Стены	9,81	1,3	12,7	98,68
7	Плита перекрытия	0,74	1,2	0,9	6,99
Итого постоянная нагрузка:					423,17
8	Временная (снеговая), S	1,05	1,1	1,155	8,97
9	Длительная	1	1,2	1,2	9,32

При учете двух и более временных нагрузок они принимаются с коэффициентом сочетаний и расчете на основное сочетание: $\varphi_1=0,95$ – для длительных нагрузок и $\varphi_2=0,9$ – для кратковременных.

При расчете на основное сочетание нормативная нагрузка (по II группе) для сеч. 1-1 составит:

$$N_{II} = 423,17 + 0,9 \cdot 8,97 + 0,95 \cdot 9,32 = 440,1 \text{ кН/м}^2.$$

2.7.3 Определение предварительных размеров фундамента и расчетного сопротивления грунта

Здание не имеет жёсткую конструктивную схему, не имеет подвала.

В первом приближении предварительно площадь подошвы фундамента A , м^2 , определяем по формуле

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_0 - d \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.114)$$

где $\gamma_{cp} = 20 \text{кН/м}^3$ – усредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах;

d – глубина заложения фундамента, м;

R_0 – условно принятое расчетное сопротивление в первом приближении.

Принимаем: $d = 1,8$ м, согласно [37]; $N_{II} = 440,1 \text{кН/м}^2$; $R_0 = 275 \text{кПа}$, согласно таблице 2.6; $\gamma_{cp} = 20 \text{кН/м}^3$, согласно [39].

Подставляем значения в формулу (2.114), получаем

$$A = \frac{440,1}{275 - 1,8 \cdot 20} = 1,8 \text{ м}^2.$$

Размеры подошвы определяют, считая, что фундамент имеет квадратную или прямоугольную формы.

Соотношение сторон прямоугольного фундамента η , определяется по формуле

$$\eta = l/b, \quad (2.115)$$

где l – длина фундамента, м;

b – ширина фундамента, м.

Размеры сторон подошвы определяются по формулам

$$b = \sqrt{A/\eta}, \quad (2.116)$$

$$l = \eta \cdot b, \quad (2.117)$$

где A – то же, что и в формуле (2.107);

η – то же, что и в формуле (2.108);

b – то же, что и в формуле (2.109).

Принимаем $\eta = 1,2$.

Подставляем значения в формулы (2.116) и (2.117) получаем

$$b = \sqrt{1,8/1,2} = 1,2 \text{ м}.$$

$$l = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ м} \approx 1,5 \text{ м.}$$

Тогда площадь подошвы A , м^2 , равна

$$A = 1,2 \cdot 1,5 = 1,8 \text{ м}^2 .$$

Среднее расчетное сопротивление грунта R , кПа, основания рассчитывается по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] , \quad (2.118)$$

где b – то же, что и в формуле (2.116);

d – то же, что и в формуле (2.114);

γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условия работы;

k – коэффициент, учитывающий надежность определения характеристик c и φ ;

M_γ , M_g , M_c – коэффициенты зависящие от φ ;

k_z – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при ширине фундамента $b < 10\text{м}$;

γ_{II} – осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м^3 ;

γ'_{II} – то же, залегающих выше подошвы, кН/м^3 ;

c_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Принимаем: $\gamma_{c1} = 1$, $\gamma_{c2} = 1$, согласно [38, таблица 3]; $k = 1,1$; $M_\gamma = 0,47$, $M_g = 2,89$, $M_c = 5,48$, согласно [38, таблица 4]; $\gamma_{II} = 27 \text{ кН/м}^3$, согласно таблице 2.5; $k_z = 1$; $\gamma'_{II} = 15 \text{ кН/м}^3$; $c_{II} = 25 \text{ кПа}$, согласно таблице 2.5; $b = 1,2 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (2.116); $d = 1,8 \text{ м}$, – то же, согласно расчету по формуле (2.113).

Подставляем значения в формулы (2.118) получаем

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1,1} [0,47 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 15 + 2,89 \cdot 1,8 \cdot 15 + 5,48 \cdot 25] = 203,2 \text{ кПа.}$$

Поскольку $R = 203,2 \text{ кПа}$ отличается от предыдущего значения $R = 275 \text{ кПа}$ больше чем на 5%, принимаем размеры подошвы фундамента: $b = 1,2 \text{ м}$ и $l = 1,5 \text{ м}$, $A = 1,8 \text{ м}^2$.

2.7.4 Приведение нагрузок к подошве фундамента

I комбинация:

$$N' = \frac{N_{\max}}{1,15} + \frac{N_{\text{ст}}}{1,1} + N_{\phi}, \quad (2.119)$$

где N_{ϕ} – нагрузка от веса фундамента.

$$M' = \frac{M_{\text{соот}}}{1,15} + \frac{Q_{\text{соот}} \cdot h}{1,15} + \frac{N_{\text{ст}}}{1,15} \cdot \alpha, \quad (2.120)$$

$$Q' = Q_k = \frac{Q_{\text{соот}}}{1,15}, \quad (2.121)$$

Нагрузка от веса фундамента N_{ϕ} , кН, рассчитывается по формуле

$$N_{\phi} = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{\text{ср}}, \quad (2.122)$$

где b – то же, что и в формуле (2.109);

d – то же, что и в формуле (2.106);

l – то же, что и в формуле (2.110);

$\gamma_{\text{ср}}$ – то же, что и в формуле (2.107).

Принимаем: $b = 1,2$ м, $l = 1,5$ м, согласно расчету по формулам (2.109) и (2.110); $d = 1,8$ м, – то же, согласно расчету по формуле (2.106); $\gamma_{\text{ср}} = 20$ кН/м³, согласно [39].

Подставляем значения в формулы (2.122) получаем

$$N_{\phi} = 1,8 \cdot 1,2 \cdot 1,5 \cdot 20 = 64,8 \text{ кН.}$$

Подставляем значения в формулы (2.119) получаем

$$N'_I = \frac{2100+140}{1,15} + 1,8 \cdot 2,4 \cdot 1,65 \cdot 20 = 2090,39 \text{ кН.}$$

Подставляем значения в формулы (2.120) получаем

$$M'_I = \frac{210}{1,15} + \frac{70 \cdot 1,5}{1,15} - \frac{140}{1,15} \cdot 0,44 = 220,3 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Подставляем значения в формулы (2.121) получаем

$$Q' = Q_k = \frac{Q_{\text{соот}}}{1,15} = \frac{70}{1,15} = 60,8 \text{ кН.}$$

II комбинация:

Подставляем значения в формулы (2.119) получаем

$$N'_{II} = \frac{2000+140}{1,15} + 1,8 \cdot 2,4 \cdot 1,65 \cdot 20 = 2003,46 \text{ кН} .$$

Подставляем значения в формулы (2.120) получаем

$$M'_{II} = \frac{-200}{1,15} + \frac{-70 \cdot 1,5}{1,15} - \frac{140}{1,15} \cdot 0,44 = -318,81 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Подставляем значения в формулы (2.121) получаем

$$Q'_{II} = \frac{-70}{1,15} = -60,8 \text{ кН} .$$

где N' – вертикальная нагрузка на основание от фундамента;
 M' – нагрузка, приведенная к подошве фундамента;
 Q' – горизонтальная нагрузка на основание фундамента;
 $N_{ст}$ - нагрузка на фундамент от стены здания.

2.7.5 Проверка условий под давлением

Проверим выполнения условий при $R = 549 \text{ кПа}$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{cp} < R \\ P_{max} < 1,2R \\ P_{min} > 0 \end{array} \right.$$

$$W = bl^2/6 = 1,8 \cdot 2,4^2/6 = 1,728 \text{ м}^3 .$$

$$A = 4,32 \text{ м}^2 .$$

I комбинация:

$$P_{cp} = \frac{N'}{A} = \frac{2090,39}{4,32} = 483,88 \text{ кПа} < R = 549 \text{ кПа};$$

$$P_{max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{2090,39}{4,32} + \frac{220,3}{1,728} = 611,38 \text{ кПа} < 1,2R = 658,8 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = \frac{2090,39}{4,32} - \frac{220,3}{1,728} = 356,38 \text{ кПа} > 0 .$$

II комбинация:

$$P_{cp} = \frac{N'}{A} = \frac{2003,46}{4,32} = 463,76 \text{ кПа} < R = 549 \text{ кПа};$$

$$P_{\max} = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = \frac{2003,46}{4,32} + \frac{-318,81}{1,728} = 279,26 \text{ кПа} < 1,2R = 658,8 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = \frac{2003,46}{4,32} - \frac{-318,81}{1,728} = 648,26 \text{ кПа} > 0.$$

Условия выполняются, окончательно принимаем размеры подошвы фундамента: $b = 1,2 \text{ м}$ и $l = 1,5 \text{ м}$ с $A = 1,8 \text{ м}^2$.

2.7.6 Расчет осадки фундамента

Расчет осадок приведен в таблице 2.7.

Расчет выполняется методом послойного суммирования.

Разделяем грунт под подошвой фундамента на слои.

Природное давление на уровне подошвы фундамента $\sigma_{zg,0}$, кПа, определяется по формуле

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d, \quad (2.123)$$

где γ' – удельный вес грунта выше подошвы фундамента, м;

d – высота фундамента – 1,65 м.

Принимаем: $\gamma' = 15 \text{ кН/м}^3$, согласно таблице 2.5; $d = 2,25 \text{ м}$.

Подставляем значения в формулы (2.123) получаем

$$\sigma_{zg,0} = 15 \cdot 2,25 = 33,75 \text{ кПа}.$$

Природное давление на границе слоев $\sigma_{zg,i}$, кПа, определяется по формуле

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum \gamma_i h_i, \quad (2.124)$$

где γ_i – удельный вес, кН/м^3 ;

h_i – мощность для каждого слоя, м.

Дополнительное давление под подошвой фундамента P_o , кН, определяется по формуле

$$P_o = P_{cp} - \sigma_{zg,0}, \quad (2.125)$$

где P_{cp} – большее из двух комбинаций среднее давление от фундамента;

$\sigma_{zg,0}$ – то же что и в формуле (2.123).

Принимаем: $P_{cp} = 244,5 \text{ кН/м}^3$, согласно расчету; $\sigma_{zg,0} = 33,75 \text{ м}$.

Подставляем значения в формулы (2.125) получаем

$$P_0 = 244,5 - 33,75 = 7,2 \text{ кН.}$$

Напряжение на границе слоев $\sigma_{zp,i}$, определяется по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot P_0, \quad (2.126)$$

где α_i – коэффициент рассеивания, принимаемый [39, таблица 5], в зависимости от отношения $l/b = 1,5/1,2 = 1,25$ и $2z_i/b$ (z_i – глубина расположения i -го слоя ниже подошвы фундамента);

P_0 – то же что и в формуле (2.125).

Построим эпюры напряжений σ_{zp} с правой стороны оси фундамента и эпюру природных давлений σ_{zg} слева.

Определим условную границу сжимаемой толщи ВСТ, до которой следует учитывать дополнительные напряжения и возникающие при этом осадки.

ВСТ находится там, где удовлетворяется условие

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}, \quad (2.127)$$

или

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,1\sigma_{zg,i},$$

если в пределах сжимаемой толщи находится слабый грунт с модулем деформации $E \leq 10 \text{ МПа}$.

Для каждого слоя в пределах сжимаемой толщи определяем среднее давление

$$\sigma_{zp,i}^{cp} = (\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1})/2, \quad (2.128)$$

Определим осадку каждого слоя по формуле:

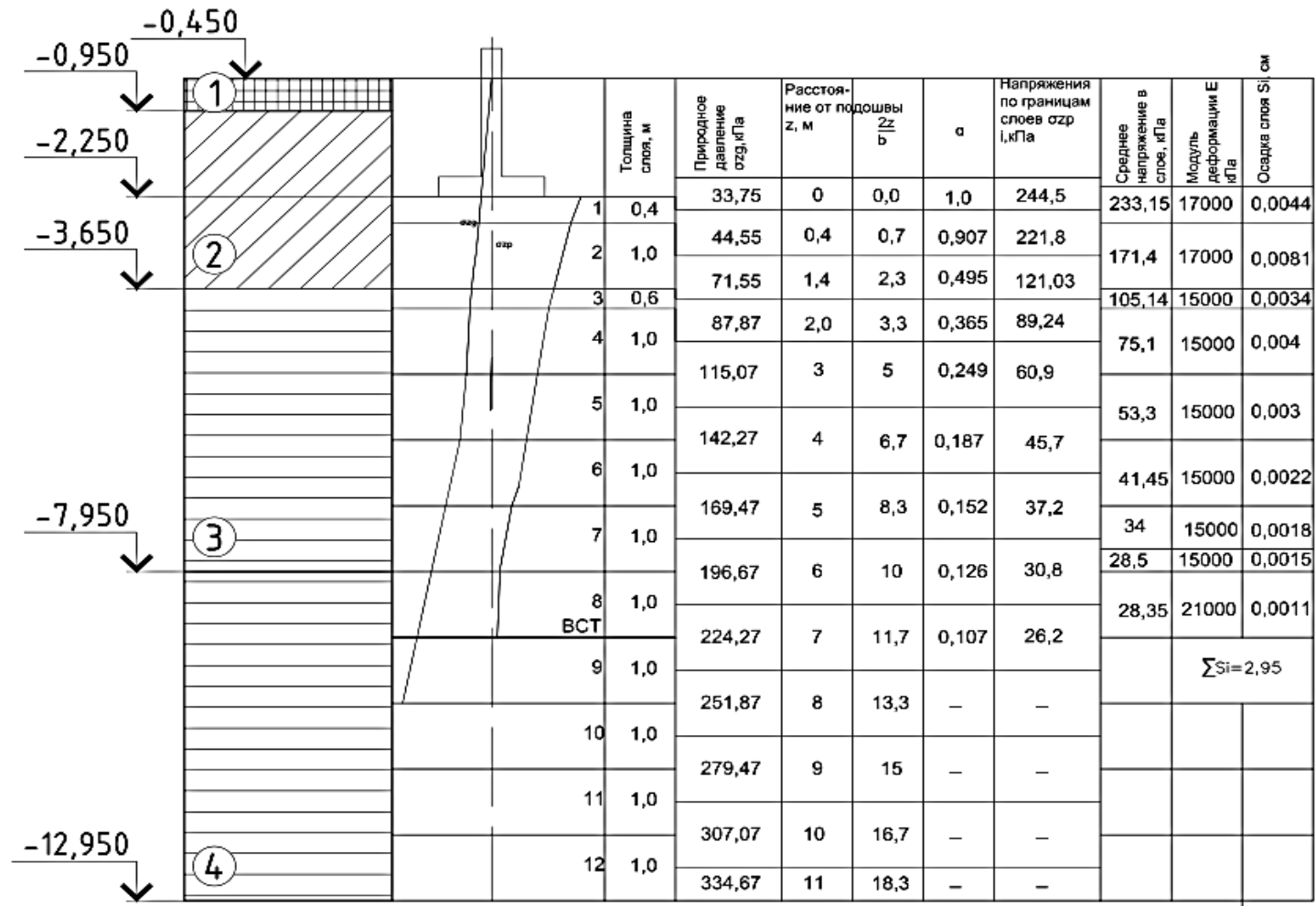
$$S_i = \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \cdot h_i}{E_i} \beta, \quad (2.129)$$

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

β – коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Суммируем осадку слоев передлах сжимаемой толщи и сравниваем полученный результат с предельно допустимым

Таблица 2.7 – Расчет осадок фундамента



$$\Sigma S_i \leq S_u, \quad (2.130)$$

где S_u – предельная осадка фундамента для промышленного одноэтажного здания.

Принимаем: $S_i = 2,95$ см, смотреть таблицу 2.12; $S_u = 8$ см.

Подставляем значения в формулы (2.130) получаем

$$2,95 \text{ см} \leq 8 \text{ см}.$$

Следовательно, осадка не превышает предельно допустимого значения.

2.7.7 Проверка слабого подстилающего слоя

Произведем проверку слабого подстилающего слоя (пластичной супеси) в основании столбчатого фундамента:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (2.131)$$

где $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ - вертикальные напряжения на кровле слабого слоя (глины туго - пластичной), кПа;

R_z - расчетное сопротивление слабого слоя.

Суммарное напряжение $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$, определяется из таблицы 2 на кровле слоя

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 87,87 + 89,24 = 177,11 \text{ кПа}.$$

Расчетное сопротивление определяем по формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_z \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (2.132)$$

где b – то же, что и в формуле (2.109);

d – то же, что и в формуле (2.106);

γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условия работы;

k – коэффициент, учитывающий надежность определения характеристик c и φ ;

M_γ , M_g , M_c – коэффициенты зависящие от φ ;

k_z – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при ширине фундамента $b < 10$ м;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды), кН/м³;

γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы, кН/м³;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента.

Принимаем: $\gamma_{c1}=1, \gamma_{c2}=1$, согласно [38, таблица 3]; $k = 1,1; M_{\gamma} = 0,47, M_g = 2,89, M_c = 5,48$, согласно [38, таблица 4]; $\gamma_{II} = 27 \text{ кН/м}^3$, согласно таблице 2.5; $k_z = 1; \gamma'_{II} = 15 \text{ кН/м}^3; c_{II} = 25 \text{ кПа}$, согласно таблице 2.5; $b = 1,2 \text{ м}$, согласно расчету по формуле (2.116); $d = 1,8 \text{ м}$, – то же, согласно расчету по формуле (2.113).

$$A_z = N' / \sigma_{zp}, \quad (2.133)$$

Подставляем значения в формулу (2.133), получаем

$$A_z = 2090,39 / 87,87 = 23,8 \text{ м}^2.$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a. \quad (2.134)$$

где A_z – то же что и в формуле (2.133).

$$a = l - b/2 = 0,9 \text{ м}. \quad (2.135)$$

где b - то же, что и в формуле (2.116);

l - то же, что и в формуле (2.117).

Подставляем значения в формулу (2.135), получаем

$$a = 1,5 - 1,2/2 = 0,9 \text{ м}.$$

Подставляем значения в формулу (2.134), получаем

$$b_z = \sqrt{23,8 + 0,9^2} - 0,9 = 4,1 \text{ м}.$$

Тогда расчетное сопротивление супеси составит:

$$R = \frac{1 \cdot 1}{1,1} [0,47 \cdot 1 \cdot 4,1 \cdot 15 + 2,89 \cdot 1,8 \cdot 15 + 5,48 \cdot 25] = 221,8 \text{ кПа}.$$

Подставляем значения в формулу (2.131), получаем

$$177,11 \text{ кПа} \leq 221,8 \text{ кПа}.$$

2.7.8 Конструирование ленточного монолитного фундамента на естественном основании

Параметры монолитного ленточного фундамента: $d = 2,25$ м, $b = 1,2$ м, $l = 1,5$ м.

Размеры фундамента поверху 300 мм.

Принимаем высоту ступени 300 мм и вылет 300 мм. Размеры фундамента представлены ниже на рисунке 2.6.

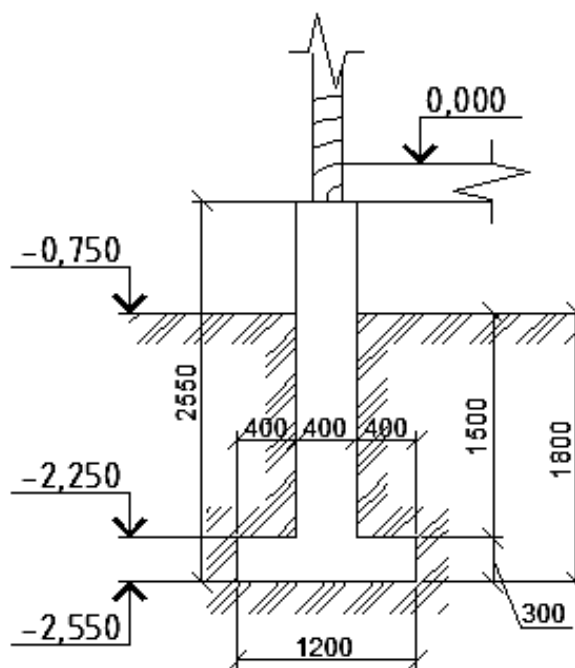


Рисунок 2.6 – Ленточный монолитный фундамента.

2.7.9 Подбор нижней арматуры фундамента

Рассчитывая арматуру нужно учесть следующие факторы:

- 1). В ленточном фундаменте основная нагрузка приходится на продольную арматуру.
- 2). Ребристый профиль арматуры позволит добиться максимальной сцепки с бетоном.
- 3). Расстояние от арматуры до стенок опалубки и до дна траншеи должно быть не менее 40-50мм
- 4). Для вертикальных и поперечных элементов можно использовать гладкие пруты диаметром 6 или 8 мм. Суммарная нагрузка на эти элементы будет не такой большой, как на продольные части каркаса.

Рассчитаем и запроектируем арматуру плитной части фундамента.

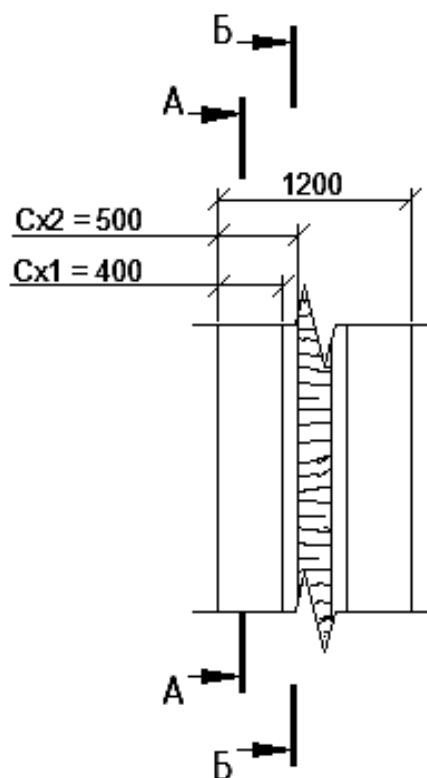


Рисунок 2.7 - Схема к расчету фундамента

Под давлением отпора грунта фундамент изгибается, в сечениях возникают моменты, которые определяют, считая ступени работающими как консоль, защемленная в теле фундамента.

Момент, возникающий в ступени, фундамента M_{xi} , определяется по формуле

$$M_{xi} = \frac{Nc_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2} \right), \quad (2.135)$$

где N – расчетная нагрузка на основание без учета веса фундамента и грунта на его обрезах;

e_{ox} – эксцентриситет нагрузки при моменте M , приведенном к подошве фундамента;

c_{xi} – вылеты ступеней.

Изгибающие моменты в сечениях M_{yi} , действующих в плоскости, параллельной меньшей стороне фундамента b

$$M_{yi} = \frac{Nc_{yi}^2}{2b}, \quad (2.136)$$

где c_{yi} – то же, что и в формуле (2.135);

N – то же, что и в формуле (2.135);

b – то же, что и в формуле (2.116).

Площадь рабочей арматуры A_{si} , по величине моментов в каждом сечении, определяется по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi h_{oi} R_s}, \quad (2.137)$$

где M_i – то же, что и в формуле (2.136);

R_s - расчетное сопротивление растяжению; для арматуры А-III - $R_s = 365$ МПа;

h_{oi} – рабочая высота каждого сечения, м, определяется как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры:

для сечения 1-1: $h_{o1} = h_2 - 0,05 = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м;

для сечения 2-2: $h_{o2} = h - 0,05 = 1,8 - 0,05 = 1,75$ м.

ξ - коэффициент, определяемый в зависимости от величины:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}, \quad (2.138)$$

где b_i – ширина сжатой зоны сечения:

- в направлении x :

для сечения 1-1: $b_{x1} = b = 1,2$ м;

для сечения 2-2: $b_{x2} = b - 2c_{x1} = 1,2 - 2 \cdot 0,4 = 0,4$ м.

R_b - расчетное сопротивление на осевое сжатие, для бетона В12,5 - $R_b = 7,5$ МПа.

$e_{ox} = 0,6$, $N = 440,1$ кН/м², согласно таблице 2.6. Результаты расчета сечения приведены в таблице 2.8, в которых рассчитывалась арматура, показаны на рисунке 2.8, армирование фундамента представлено на листе 5 графической части.

Таблица 2.8. Результаты расчета армирования плитной части фундамента.

Сече- -ние	Вылет , c_i , м	$\frac{Nc_{xi}^2}{2l}$	$\left(1 + \frac{6e_{ox}}{l} - \frac{4e_{ox}c_{xi}}{l^2}\right)$	M , кН·м	α_m	ξ	h_{oi} , м	A_s , см ²
1-1	0,4	29,3	3,34	97,9	0,174	0,904	0,25	4,2
2-2	0,5	45,8	3,17	145,2	0,016	0,992	1,75	2,3

Конструируем сетку С-1 – подошва фундамента. Шаг арматуры в обоих направлениях принимаем 150 мм, таким образом сетка С-1 в продольном

направлении имеет - 8 ϕ 10 А-III с $A_s = 2,02 \text{ см}^2 (> 2,2 \text{ см}^2)$, в поперечном направлении арматуру ϕ 8 А-III с $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ ставим каждые 500 мм. Длины стержней принимаем соответственно 1150мм и 5950.

Колонну фундамента армируем двумя сетками С-2, принимая продольную арматуру конструктивно с шагом 100 мм - 4 ϕ 6 А-III с $A_s = 1,13 \text{ см}^2$, $l = 1150$ мм; поперечную с шагом 600 - 3 ϕ 6 А-I с $A_s = 0,85 \text{ см}^2$, $l = 1150$ мм, предусматривая ее только на участке от дна колонны до подошвы.

Стенки колонны армируем сеткой С-3, диаметр арматуры принимаем – ϕ 8 А-I, длину всех стержней 2200 мм. Сетки С-3 устанавливаются следующим образом: защитный слой у верхней сетки – 50мм; расстояние между сетками – 50, 100, 100, 200 и 200мм.

2.7.10 Конструирование ленточного монолитного фундамента на свайном основании

Глубину заложения ростверка принимаем равной глубине ленточного фундамента, $d_p = -2,550$ м, высота ростверка должна быть кратной 300мм, следовательно, принимаем $h_p = 1,8$ м, $d_p = -2,550$ м.

Отметку головы свай принимаем на 0,3 м выше подошвы ростверка – 1,5м.

В качестве несущего слоя принимаем – гину твердую, так как свая должна прорезать слой слабого грунта – глина тугопластичная – от которого следует ожидать деформации при применении более коротких свай.

Заглубление свай в несущий слой должно быть не менее 0,5 м, поэтому длину свай принимаем 7 м (С70.30).

Отметка нижнего конца свай –9,250м.

Заглубление в суглинок составит – 1 м.

Сечение свай принимаем 300 \times 300 мм.

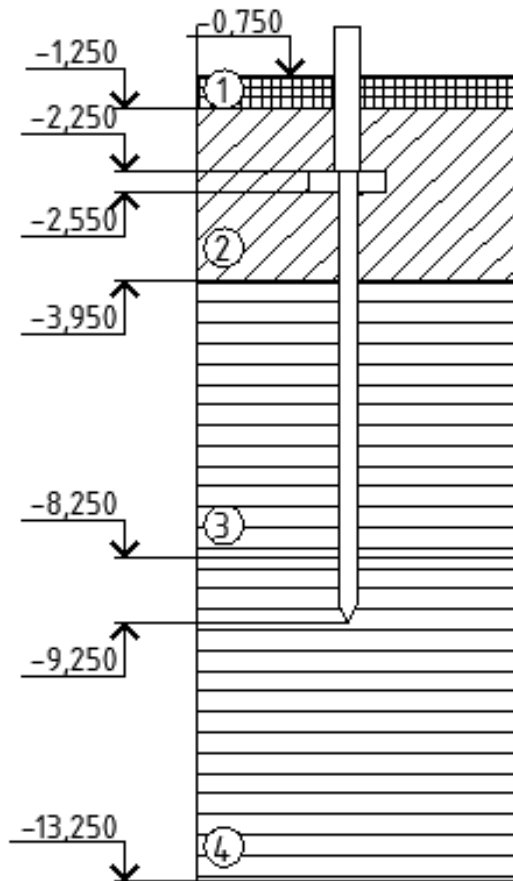


Рисунок 2.8. ИГР и отметки фундамента и свай.

2.7.11 Определение несущей способности свай

Так как свая опирается на сжимаемый грунт, она является висячей сваей, работающей за счет сопротивления грунта под нижним концом и за счет сопротивления грунта по боковой поверхности.

Несущая способность висячих свай F_d , определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.139)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, m^2 ;

γ_{cR} – коэффициент условия работы грунта под нижним концом сваи;

u – периметр поперечного сечения сваи;

γ_{cf} – коэффициент условия работы по боковой поверхности сваи;

f_i – расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи в пределах i -го слоя грунта, кПа, принимаемый по табл.3 [2];

h_i – толщина i -го слоя грунта, м.

Принимаем: $\gamma_c = 1$; $R = 10300$ кПа, согласно [, таблица 2]; $A = 0,09$ m^2 ; $\gamma_{cR} = 1$; $u = 1,2$ м; $\gamma_{cf} = 1$; f_i – принимаемый [, таблице 3].

Данные для расчета несущей способности свай приведены в таблице 2.9.

Эскиз	Толщина слоя, м	Расстояние от поверхности до середины слоя	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кПа
1	0,0	1,15	36	0
2	1,4	2,5	45	63
3	1,1	3,75	51,7	56,87
	1,1	4,85	55,5	61,05
	1,1	5,95	57,9	63,69
4	1,0	7	60	60
4	0,75	7,875	61,7	46,3
	0,75	8,625	62,9	47,17
				Σ 334,4

Рисунок 2.9 – Определение несущей способности свай

Подставляем значения в формулу (2.139), получаем

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 10300 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 334,4) = 1328,3 \text{ кН}$$

Допускаемая нагрузка на сваю согласно расчету определяется по формуле

$$F_d / \gamma_k, \quad (2.140)$$

где $\gamma_k = 1,4$ - коэффициент надежности свай по нагрузке.

Подставляем значения в формулу (2.140), получаем

$$1328,3 / 1,4 = 948,8 \text{ кН.}$$

2.7.12 Определение количества свай и размещение их в фундаменте

Допускаемая нагрузка на сваю $N_{св}$, определяется по формуле

$$N_{св} \leq F_d / \gamma_k, \quad (2.141)$$

Подставляем значения в формулу (2.141), получаем

$$440,1 < 794,7.$$

Количество свай в кусте n, определяется по формуле

$$n = \frac{\Sigma N}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (2.142)$$

где ΣN - расчетная нагрузка;

F_d / γ_k – то же, что и в формуле (2.140);

$0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}$ - нагрузка, приходящаяся на одну сваю, m^2 ;

- $0,9$ – площадь ростверка, приходящаяся на одну сваю, m^2 ;

- d_p – глубина заложения ростверка;

- γ_{cp} – усредненный средний вес ростверка и грунта на его обрезах.

Принимаем: $\Sigma N = 2240$ кН; $\gamma_{cp} = 20$ кН/м; $d_p = 2,25$ м – согласно расчетам.

Подставляем значения в формулу (2.142), получаем

$$n = \frac{2240}{948,8 - 0,9 \cdot 2,25 \cdot 20} = 2,5.$$

Принимаем 3 сваи.

Расстановку свай в кусте принимаем так, чтобы расстояние между осями не превышало 900мм. Размеры ростверка с учетом свеса его за наружные грани свай 150мм, ширина ростверка 1200 мм.

2.7.12 Сравнение ленточного монолитного фундамента на естественном основании и на свайном основании

Таблица 2.4 – Ведомость трудозатрат.

№	Наименование работ	Ед. изм.	Вариант	Объем	Стоимость, руб		Трудоёмкость, ч/дн	
					Ед.	Всего	Ед.	Всего
1	Разработка грунта	100м ³	1	38,02	1601,5	60,8 тыс.	0,1	3,8
			2	38,02	1601,5	60,8 тыс.	0,1	3,8
2	Устройство подготовки под фундамента	100м ³	1	4,7	487,6	2,29 тыс.	0,13	0,611
			2	4,7	487,6	2,29 тыс.	0,13	0,611
3	Устройство монолитного Ж/Б фундамента	100м ³	1	4,7	1972	9,27 тыс	0,38	1,8
			2	-				

Окончание таблицы 2.4

4	Устройство монолитного Ж/Б фундамента на свайном основании	100м ³	1 2	- 4,7+1,6	2150	13,5 тыс	0,42	2,65
6	Гидроизоляция	100м ²	1 2	4,37 4,37	25,4 25,4	0,1 тыс 0,1 тыс	0,047 0,047	0,205 0,205
7	Обратная засыпка грунта бульдозером	100м ³	1 2	74,36 73,81	976,8 976,8	72,63 тыс 72,63 тыс	- -	- -
	Итого:					145,1 тыс 149,3 тыс		6,416 7,266

Вывод

Исходя из данных можно определить затраты на заработную плату рабочих, а также трудоемкость процессов. Оптимальным выбором является устройство монолитного ленточного фундамента на естественном основании.

Монолитный фундамент на естественном основании более экономичный по стоимости и менее трудоемок по сравнению с фундаментом на свайном основании. Однако, грунты, залегающий на поверхности являются пучинистыми, поэтому фундамент на естественном основании закладываем ниже глубины промерзания. Таким образом, главным критерием в данном случае будет экономичность фундамента, поэтому предпочтение отдаем ленточному монолитному фундаменту на естественном основании.

3 Технология строительного производства

3.1 Область применения

Технологическая карта разработана на возведение каркаса дошкольного учреждения из клееного бруса в г.Ачинск.

В технологической карте предусмотрены следующие виды работ:

- разгрузка деревянных конструкций;
- возведение стен из клееного бруса;
- установка плит покрытия;
- установка обвязочного бруса;
- сборка и установка ферм;
- установка прогонов;
- установка обрешетки.

Работы по монтажу деревянного каркаса здания производятся в две смены.

3.2 Выбор монтажного крана для возведения каркаса здания

Выбор крана для монтажа элементов каркаса здания производится с учетом требуемой высоты подъема элементов, веса монтажного элемента, необходимого вылета стрелы монтажного крана, технических и технико – экономических показателей и их работы.

Грузоподъемность, Q_k , т, определяется по формуле

$$M = M_э + M_г, \quad (4.4)$$

где $M_э$ – масса самого тяжелого элемента, т;

$M_г$ – масса грузозахватного устройства, т.

Принимаем: $M_э = 0,21$ т, объемом 200х200х6000, согласно [19];

$M_г = 2 \cdot 0,003 + 0,09 + 0,0027$ т - строп 4СКО-4, подстропок ВК-2-1,6 – 2 шт, пружинный замок ПР-3,2 – 0,0027.

Подставляем значения в формулу (4.4), получаем

$$M_m = 0,21 + (2 \cdot 0,003 + 0,09 + 0,0027) = 0,31 \text{ т.}$$

Монтажная высота подъема крюка H , м, определяется по формуле

$$H = h_0 + h_3 + h_э + h_г, \quad (4.5)$$

где h_0 – высота от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, находящийся наиболее высоко, м;

h_3 – высота подъема элемента над опорой, м;

$h_э$ – высота элемента в положении подъема, м;

h_r – высота грузозахватного устройства, м.

Принимаем: $h_0 = 6,18$ м, $h_3 = 0,5$ м, $h_3 = 0,245$ м, $h_r = 4$ м, смотреть рисунок 4.1

Подставляем значения в формулу (4.5), получаем

$$H = 6,18 + 0,5 + 0,245 + 4 = 10,925 \text{ м.}$$

Монтажный вылет крюка l_k , м, определяется по формуле

$$l_k = B + b_1, \quad (4.6)$$

где B – расстояние от оси крана до ближайшей к крану выступающей части здания, м;

b_1 – расстояние от центра тяжести крана наиболее удаленного монтируемого элемента до выступающей части здания со стороны крана, м.

Принимаем: $B = 4,4$ м, $b_1 = 19,4$ м, смотреть рисунок 4.1.

Подставляем значения в формулу (4.6), получаем

$$l_k = 4,4 + 19,4 = 23,9 \text{ м.}$$

Исходя из монтажных характеристик, выбираем по каталогу кран СКГ-40/63.

Технические характеристики крана:

Максимальный вылет крюка – 25 м;

Минимальный вылет крюка – 7,4 м;

Рабочий вылет крюка – 23,45 м;

Максимальная высота подъема крюка – 17,5 м;

Грузоподъемность – 2,1 т;

Длина стрелы – 30 м.

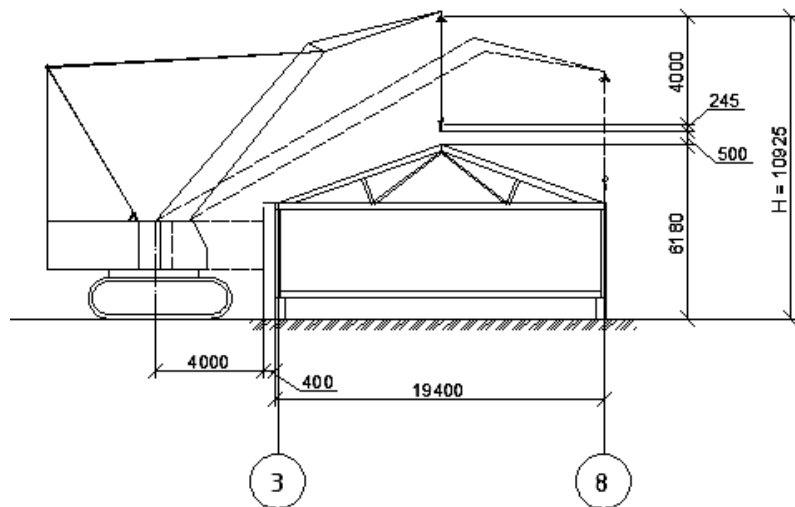


Рисунок 4.1 - Привязка крана к наземной части здания

3.3 Организация и технология выполнения работ

3.3.1 Подготовительные работы

Основанием для начала работ по возведению деревянного каркаса зданий служит Акт технической готовности нулевого цикла. К акту приемки прилагают исполнительные геодезические схемы с нанесением положения опорных поверхностей в плане и по высоте.

До начала работ по монтажу КДК должны быть закончены предшествующие работы:

- выполнены части здания (фундаменты), служащие опорами несущих элементов КДК;
- проложены временные автомобильные дороги;
- подготовлена и спланирована площадка для промежуточного складирования и, при необходимости, укрупнительной сборки КДК. Складирование и укрупнительную сборку КДК следует производить в местах, максимально приближенных к местам установки их в проектное положение;
- проведены сети временного электроснабжения строительной площадки и бытового городка;
- выполнено обозначение на местности границы опасных зон действия кранов и выставлено сигнальное ограждение и знаки, запрещающие вход в эту зону людей.

Монтаж КДК, согласно требованиям [43, пункт 3.3], следует выполнять в соответствии с ППР. При этом монтаж сборных несущих КДК должен производиться только специализированной монтажной организацией.

Работы по монтажу КДК следует начинать с инструментальной разбивки осей КДК, проверки горизонтальных и вертикальных отметок мест их опирания (закладных деталей). Оси должны быть обозначены непосредственно на закладных деталях несмываемой краской. Отклонение горизонтальных и вертикальных отметок от проектных должно быть исключено.

Строповка КДК осуществляется в соответствии со схемой строповки, вывешенной в месте производства работ, согласно требованиям правил безопасности [44]. Для строповки КДК должны применяться мягкие (пеньковые) стропы, соответствующие массе и характеру поднимаемой конструкции, с учетом числа ветвей и их наклона. В местах строповки под стропы подкладываются уголки из фанеры или доски, исключая смятие древесины. Перемещение КДК, на которые не разработаны схемы строповки, должно производиться в присутствии и под руководством лица, ответственного за безопасное производство работ кранами.

Использование установленных в проектное положение КДК для прикрепления к ним грузовых полиспастов, отводных блоков и других грузоподъемных приспособлений допускается только в случаях, предусмотренных ППР.

Процесс сборки стыков поясов и узлов ферм КДК включает следующие технологические операции:

- сварка выпусков клеенных стержней;
- огне- и биозащита поверхности конструкций;
- омоноличивание зазоров в стыковых соединениях деревянных элементов, работающих на сжатие;
- устройство декоративных и защитных накладок.

Сварку выпусков клеенных стержней выполняют в соответствии с [45].

Огне- и биозащиту поверхности конструкций выполняют в соответствии с [45] или СТУ.

Зазоры в стыковых соединениях деревянных элементов, работающих на сжатие, омоноличивают полимербетоном. На заливку каждого стыка должен быть оформлен акт освидетельствования скрытых работ в соответствии с [45].

В процессе сборки стыков поясов и узлов ферм КДК, до устройства декоративных и защитных накладок, необходимо обеспечить приемку работ по сварке выпусков клеенных стержней, по огне- и биозащите, по омоноличиванию полимербетоном зазоров в стыковых соединениях деревянных элементов, работающих на сжатие, составить в соответствии с [45] акты освидетельствования скрытых работ, провести лабораторные испытания прочности полимербетона и сварных соединений. Результаты испытаний прочности полимербетона следует заносить в «Журнал омоноличивания монтажных стыков и узлов».

Металлические конструкции и детали, применяемые для КДК, защищают антикоррозионным покрытием, в соответствии со степенью агрессивного воздействия среды, по [46].

Крепежные элементы (гвозди, шурупы, болты, шпильки и т.д.), применяемые для КДК, защищают цинковым покрытием в соответствии с требованиями [46] или выполняются из нержавеющей стали. Металлические связи и другие открытые металлические элементы, находящиеся внутри помещения, защищают огнезащитным покрытием, указанным в РД, в соответствии с требованиями [46]. При монтаже металлических изделий, применяемых для КДК, следует руководствоваться [43].

3.3.2 Работы по монтажу деревянного каркаса здания

Монтаж колонн и стоек выполняют в соответствии с ППР, с учетом требований [43].

На стену в местах установки обвязочного бруса следует несмываемой краской нанести метки, обозначенные в [45].

Подготовленную к установке в проектное положение стену необходимо выверить с помощью геодезического инструмента - нивелира, после чего закрепить к опоре.

По окончании монтажа выполняется контроль надежности закрепления к опоре, с отметкой в журнале производства работ и составлением акта.

Монтаж прогонов и балок выполняют в соответствии с ППР, с учетом требований [43].

В балках постоянного по пролету сечения, т.е. у которых центр тяжести выше линии, соединяющей опоры, необходимо выполнить:

- раскрепление верхних кромок из плоскости;
- шарнирно-неподвижное закрепление опор;
- раскрепление опорных сечений, в том числе, из плоскости. Способы раскрепления и закрепления указываются в ППР.

Подъем блоков следует выполнять при помощи специальной траверсы, ограничивающей свесы. Места строповки конструкций следует усиливать металлическими сварными уголками, препятствующими смятию и сколу древесины.

На стыковочные узлы балок следует составлять акты освидетельствования скрытых работ с обязательным привлечением авторского надзора проектировщика.

По окончании монтажа выполняется контроль закрепления прогонов и балок к опоре и раскрепления из плоскости, с отметкой в журнале производства работ и составлением акта.

Монтаж сборных ферм выполняют в соответствии с ППР, с учетом требований [43].

Перед началом монтажа фермы должны быть полностью собраны и установлены на специальные временные опоры в вертикальном положении в зоне действия крана. На поясах ферм должны быть нанесены в соответствии с РД риски осей прогонов, распорок, места строповки, марка, обозначены подвижные и неподвижные опоры.

Сборка ферм, согласно [43], должна производиться в вертикальном положении на специальных стапелях с приспособлениями для установки и рихтовки элементов ферм.

Для монтажа ферм на сборочном стенде следует произвести монтажное усиление стыков поясов ферм и узлов крепления раскосов для повышения их жесткости из плоскости при выведении ферм в вертикальное положение. Места и способы монтажного усиления указываются в ППР.

До подъема ферм в местах стыков поясов и в других местах по верхним поясам предусматриваются средства раскрепления из плоскости в соответствии с ППР.

По окончании монтажа выполняется контроль закрепления ферм к опорам и раскрепления из плоскости, величины строительного подъема, с отметками в журнале производства работ и составлением акта.

Монтаж плит покрытия следует выполнять в соответствии с требованиями [43], [45] и ППР.

Плиты покрытия следует укладывать в направлении от карниза к коньку с площадками их опирания на несущие конструкции не менее 5 см. Между плитами необходимо оставлять зазоры для заполнения герметиком, обеспечивающие плотную герметизацию швов. Для выполнения этих работ на покрытии, а также для складирования материалов и деталей, установки различных приспособлений и механизмов на определенных участках покрытия,

в соответствии с ППР, необходимо устраивать временный дощатый настил, а также использовать переносные трапы. Укладывать кровлю следует сразу после укладки плит покрытия и герметизации швов. При укладке профнастила в местах опирания необходимо устраивать перехлест, исключая увлажнение КДК осадками.

Монтаж покрытия по КДК производится по факту, в соответствии с контрольными замерами по исполнительной схеме, после завершения монтажа КДК. Геодезическая съемка для составления исполнительной схемы должна осуществляться только после проектного закрепления в опорах и раскрепления из плоскости в зоне жестких стыков, в ключе и в других местах, расстроповки конструкций или раскружаливания элементов купола. Результаты геодезической съемки фиксируются в журнале производства работ.

3.3.3 Заключительные работы

После завершения основных работ необходимо очистить строительную площадку от строительного мусора, снять ограждения и предупредительные знаки опасных зон. Убрать с территории технологическое оборудование, оснастку и инструменты, передать подрядчику исполнительную и техническую документацию на выполненные работы.

3.4 Общие технические требования

Процессы сборки и монтажа КДК неразрывно связаны с процессом их изготовления, так как сборка КДК осуществляется, как правило, частично на заводе-изготовителе, а частично в процессе монтажа. При этом на стадии изготовления необходимо учитывать также транспортные и монтажные габариты.

Габаритные, установочные и присоединительные размеры КДК должны соответствовать рабочей документации (РД) и, при необходимости, техническим условиям (ТУ).

Основные технические решения по КДК должны учитывать возможности заводов-изготовителей и монтажных организаций.

Несущие КДК, узлы их соединений и элементы крепления должны выполняться из материалов, соответствующих расчетному сроку службы и уровню ответственности здания или сооружения, а также удовлетворять требованиям по пожарной безопасности согласно [26].

КДК должны поставляться на строительную площадку комплектно, вместе с комплектующими изделиями (накладками, крепежными болтами, затяжками, подвесками, стяжными муфтами, элементами связей и др.). При осуществлении монтажа захватками комплект должен обеспечивать монтаж захватки.

К принимаемым с завода-изготовителя КДК должен прилагаться паспорт, в котором указываются основные характеристики КДК, условия и особенности их применения, вид использованного клея и защитно-декоративных составов

Сборка и монтаж КДК осуществляются в соответствии с [45] и проектом производства работ (ППР), с учетом требований [43].

Для обеспечения качества и надежности КДК (в процессе их изготовления, транспортирования, складирования, хранения, монтажа и эксплуатации) следует избегать образования в них трещин и расслоений.

Для обеспечения требуемой [25] надежности зданий и сооружений с применением КДК, по завершении строительства в зоне расположения КДК должны быть обеспечены следующие параметры окружающей среды:

- температура воздуха не более 35 °С;
- влажность воздуха не менее 45 %.

3.5 Контроль выполнения строительно-монтажных работ

Контроль выполнения строительно-монтажных работ с применением КДК осуществляется в соответствии с требованиями [47] и включает:

- входной контроль проектной документации (по 8.2.2);
- входной контроль КДК, комплектующих изделий и материалов;
- освидетельствование геодезической разбивочной основы;
- операционный контроль в процессе выполнения и по завершении монтажа КДК;
- освидетельствование выполненных работ, результаты которых становятся недоступными для контроля после начала выполнения последующих работ, с составлением актов скрытых работ;
- заключительная оценка соответствия законченного монтажа каркаса из КДК;
- контроль качества огнезащитного покрытия КДК.

При поступлении в подрядную организацию проектной документации должен быть выполнен ее входной контроль, в процессе которого проверяется наличие сведений о КДК, поступивших на объект, а также приведены необходимые технические требования:

- для серийно выпускаемых конструкций – наименование производителя, наименование марки и, если применимо, наименование типоразмера конструкции;
- обозначение действующего национального стандарта, устанавливающего технические требования к КДК, или соответствующих ТУ;
- плановая и высотная привязка КДК к сопрягаемым конструкциям;
- масса монтируемой конструкции;
- чертежи узловых соединений КДК;
- технические, а в необходимых случаях и технологические требования и указания к производству работ по монтажу КДК;
- указание, на какой стадии строительства следует выполнять монтаж КДК;
- требования к производству сборки в условиях строительной площадки, включая места расположения монтажных сварных соединений и технические

требования к ним, если конструкция поставляется не в полной заводской готовности;

- перечень скрытых работ, выполняемых при сборке и монтаже КДК, а также ответственных конструкций, подлежащих приемке с оформлением соответствующих актов.

Проектная документация, прошедшая входной контроль, должна быть утверждена подрядной организацией к производству работ до начала выполнения работ по устройству конструкций деформационных швов.

До начала производства работ должен быть произведен входной контроль всех поставленных на строительную площадку КДК, комплектующих изделий и материалов. При проведении входного контроля следует руководствоваться требованиями [48].

При осуществлении входного контроля КДК, комплектующих изделий и материалов проверяется наличие маркировки, паспортов и сертификатов качества, а также соответствие марок и количества КДК, комплектующих изделий и материалов. При необходимости, могут выполняться контрольные измерения и испытания отдельных КДК, комплектующих изделий и материалов.

Результаты входного контроля КДК, комплектующих изделий и материалов должны быть документированы в журналах входного контроля.

КДК и комплектующие изделия, применяемые при производстве монтажных работ, должны соответствовать РД, стандартам, ТУ и иметь документы, подтверждающие возможность применения данных конструкций и материалов на территории РФ. КДК и комплектующие изделия, несоответствие которых установленным требованиям выявлено входным контролем, следует отделить от соответствующих и промаркировать. Работы с применением этих КДК или комплектующих изделий следует приостановить. Заказчик должен быть извещен о приостановке работ и ее причинах. Примечание – По результатам обследования несоответствующих КДК или комплектующих изделий может быть принято одно из трех решений:

- поставщик выполняет замену КДК и комплектующих изделий, не соответствующих установленным требованиям, соответствующими;

- КДК и комплектующие изделия, не соответствующие РД или техническим нормативным документам, дорабатываются;

- после доработки КДК и комплектующие изделия, ранее не соответствующие установленным требованиям, могут быть применены после обязательного согласования с заказчиком, проектировщиком и органом государственного контроля (надзора) по его компетенции.

При освидетельствовании геодезической разбивочной основы определяют расположение разбивочных осей, по которым производится монтаж КДК. Если установлено, что имеют место отклонения от проектных значений свыше допускаемых по ГОСТ 21779, приступать к работам по монтажу запрещается, а вопрос о дальнейшем производстве работ решается после согласования с проектировщиком.

В процессе производства работ по сборке и монтажу КДК на всех этапах должен выполняться операционный контроль выполняемых работ, включающий контроль последовательности и состава технологических операций в соответствии с ППР.

В процессе сборки и монтажа КДК проводится освидетельствование выполненных работ, оценка результатов которых становится недоступной для контроля после начала выполнения последующих работ, а также выполненных узловых соединений, устранение дефектов которых, выявленных контролем, невозможно без разборки или повреждения КДК.

Результаты освидетельствования работ, скрывааемых последующими работами, согласно требованиям проектной и нормативной документации, оформляются актами освидетельствования скрытых работ, в соответствии с [45]. Заказчик может потребовать повторного освидетельствования после устранения выявленных дефектов.

При заключительной оценке соответствия законченного строительством монтажа каркаса из КДК контролю подлежат:

- соответствие применяемых конструкций и деталей требованиям проекта, стандартов и других нормативных документов;
- соответствие объемов работ по отдельным видам требований проектной и исполнительной документации;
- полнота и качество промежуточной приемки ответственных конструкций, освидетельствования скрытых работ и ведения исполнительной производственно-технической документации.

Исполнительная производственно-техническая документация включает:

- исполнительные чертежи с внесенными (при их наличии) отступлениями, допущенными предприятием-изготовителем или монтажной организацией, согласованными с разработчиками чертежей, и документы об их согласовании;
- общие журналы работ и журналы авторского надзора;
- акты освидетельствования скрытых работ и промежуточной приемки ответственных конструкций;
- исполнительные геодезические схемы положения конструкций; - документы о контроле качества сварных соединений;
- журналы лабораторного контроля, акты испытаний строительных материалов и контрольных образцов, паспорта, сертификаты на материалы и изделия.

Операционный контроль качества монтажных работ представлен в таблице 4.1.

Таблица 3.1 Допуски и отклонения

Технические требования	Предельные отклонения	Контроль (метод, объем, вид регистрации)
1. Отклонение глубины врубок от проектной	± 2 мм	Измерительный, каждый элемент регистрации)
2. Отклонения в расстояниях между центрами рабочих болтов, панелей, шпонок в соединениях относительно проектных: - для входных отверстий - для выходных отверстий поперек волокон - для выходных отверстий вдоль волокон	± 2 мм 2 % толщины пакета, но не более 5 мм 4 % толщины пакета, но не более 10 мм	То же Измерительный, выборочный
3. Отклонение в расстояниях между центрами гвоздей со стороны забивки в гвоздевых соединениях	± 2 мм	То же

3.5 Требования безопасности

Требования безопасности при производстве всех видов выполняемых строительно-монтажных работ установлены в ППР.

Выполнение работ по сборке и монтажу КДК разрешается при условии подготовки стройплощадки в соответствии с требованиями проекта организации строительства (ПОС) и ППР. В пределах стройплощадки должны быть разработаны безопасные маршруты прохода работников к местам сборки и монтажа КДК. Опасные зоны должны быть отмечены хорошо видимыми знаками и надписями.

Применяемые машины, механизмы и оборудование должны иметь технические освидетельствования и находиться в исправном состоянии.

До начала работ необходимо оградить участок сборки и монтажа дорожными знаками.

В случаях проведения работ в вечернее и ночное время, необходимо организовать соответствующее освещение места работ с помощью прожекторов или мощных светильников, устанавливаемых на временных опорах, и установить в зоне работ специальное светотехническое предупреждающее оборудование в виде импульсных сигнальных фонарей красного цвета (работающих от любого источника питания напряжением не более 36 В),

устанавливаемых на высоте не менее 1,2 м и видимых на расстоянии не менее 50 м, а также импульсных инвентарных сигнальных стрелок, указывающих направление движения общего транспорта.

По окончании работ рабочий инструмент, инвентарь и защитные приспособления должны быть убраны в специально отведенные места, не мешающие движению общего транспорта, а механизмы должны быть отведены в специальные места стоянки или ограждены в случае нахождения их на проезжей части.

Все работы на стройплощадке должны выполняться в соответствии с требованиями [49].

На стадиях изготовления и обращения (транспортирования и хранения) КДК должны быть обеспечены требования по видам безопасности, приведенным в таблице 2.

Таблица 2 – Виды безопасности КДК

Вид безопасности	Нормативные требования
Механическая	Конструкторская и технологическая документация (рабочие чертежи деталей, изделий, конструкций; режимы; карты и др.). Монтажная документация, включая положения ПОС и ПОР по [47]. Паспорт КДК
Промышленная	[49] – до введения специальных технических регламентов («О безопасности строительных материалов и изделий», «О безопасности продукции деревообработки» и др.)
Пожарная	[50]– до введения общего технического регламента «О пожарной безопасности»
Радиационная	Не допускается применение древесины со сверхнормативным заражением радионуклидами для изготовления деталей, изделий и конструкций до введения общего технического регламента «О ядерной и радиационной безопасности»
Экологическая, включая санитарно-гигиеническую	Применение в производстве КДК только разрешенных органами санитарно-эпидемиологического надзора полимерных и синтетических материалов.

4 Организация строительного производства

Объектный строительный генеральный план разработан на период возведения надземной части детского дошкольного учреждения по адресу 3-й Привокзальный микрорайон, д.18а, г. Ачиске.

При разработке строительного генерального плана определяется система рационального размещения механизированных установок и монтажного крана. В процессе размещения решаются следующие основные задачи: обеспечение бесперебойности поставки на строительную площадку материалов и полуфабрикатов; обеспечение четкой, ритмичной работы монтажного крана; обеспечение безопасных условий труда машинистов строительных машин и обслуживаемых ими рабочих.

4.1 Расчет продолжительности строительства

Расчет продолжительности строительства выполнен в соответствии со СП .13330.2012 «Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений», а так же согласно «Рекомендациям для определения продолжительности реконструкции предприятий, зданий и сооружений».

Согласно СП .13330.2012 продолжительность строительства будет составлять 4 месяца, в том числе 1 месяц на подготовительные работы.

4.2 Организационно-технологическое решение на возводимое здание

Строительно-монтажные работы выполняются поточным методом. После выполнения работ подготовительного периода приступают к возведению нулевого цикла, затем надземной части здания. Земляные работы осуществляются экскаватором ЭО-4321, емкостью ковша 0,5м³. Работы по возведению надземной части ведутся гусеничным краном СКГ-40/63.

4.3 Проектирование временных проездов и автодорог

Для внутрипостроечных перевозок пользуются в основном автомобильным транспортом.

Постоянные подъезды не обеспечивают строительство из-за несоответствия трассировки и габаритов, в связи с этим устроили временные дороги.

Временные дороги – самая дорогая часть временных сооружений, стоимость временных дорог составляет 1-2 % от полной сметной стоимости строительства.

Схема движения транспорта и расположения дорог в плане обеспечивает подъезд в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, к площадкам укрупнительной сборки, складам, бытовым помещениям. При

разработке схемы движения автотранспорта максимально используем существующие и проектируемые дороги. Построечные дороги предусмотрели кольцевые и тупиковые, на тупиковых устроили разъезды и разворотные площадки. При трассировке дорог соблюдаются максимальные расстояния:

- между дорогой и складской площадкой – 1 м,
- между дорогой и забором, ограждающим строительную площадку – 1,5 м.

Ширина проезжей части однополосных дорог – 3,5 м, двустороннее – 6 м. На участках дорог, где организовано одностороннее движение, в зоне выгрузки и складирования материалов ширина дороги увеличивается до 6 м, длина участка уширения 12-18 м.

Радиусы закругления дорог приняли 12 м, но при этом ширина проездов в пределах кривых увеличивается с 3,5 до 5 м.

Общая протяженность автомобильной дороги 1,9 км.

4.4 Проектирование складского хозяйства

При объектный склад каждого строящегося здания проектируется из расчёта хранения на нём нормативного запаса $P_{скл}$ определяемого по формуле

$$P_{скл} = (P_0/T)T_n \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (4.1)$$

где P_0 – количество материалов, конструкций и изделий, необходимых для выполнения работ в расчётный период (m^2 , m^3 , шт. и т.д.), принимаемое по ведомости потребности в основных материалах, конструкциях, изделиях;

T – продолжительность расчётного периода, дн., определяемая по календарному плану строительства или ведомости объёмов СМР;

T_n – норма запаса материала, дн.;

K_1 – коэффициент учёта неравномерности поставки материалов на склад, зависящий от вида транспорта (для железнодорожного и автомобильного он равен 1,1–1,5);

K_2 – коэффициент учёта неравномерности потребления материалов, равный 1,3.

Полезная площадь склада F , определяется по формуле

$$F = P/V, \quad (4.2)$$

где V – количество материала, укладываемого на 1 m^2 площади склада;

P – то же, что и в формуле (4.1).

Общая площадь склада S , определяется по формуле

$$S = F/\beta, \quad (4.3)$$

где β – коэффициент использования склада характеризующий отношение полезной площади к общей (для закрытых складов - 0,6-0,7; при штабельном хранении - 0,4-0,6; для навесов - 0,5-0,6; для металла - 0,5-0,6.).

Таблица 4.1 - Расчет площади складов

Наименование материалов	Ед. изм.	Кол-во на 1 м ² пол. площади складов	Нормы запасов при перевозке, дн.	Общее кол-во материала	Пол. площадь склада, м ²	Общая площадь склада, м ²
Клееный брус	м ³	0,7	5	180	126	17,6
Плиты перекрытия и покрытия	м ²	0,9	5	804	723,6	86,8
Клееные доски для фермы	м ³	1,5	5	433,5	255	51
Прогоны	м ³	1,2	5	111,25	133,5	26,7
Обвязочный брус	м ³	1,2	5	111,25	133,5	26,7
Итого:						510

Итого: площадь открытых складов $S = 510 \text{ м}^2$.
Закрытых складов - 510 м^2 .

4.5 Размещение грузоподъемных механизмов

Грузоподъемность, Q_k , т, определяется по формуле

$$M = M_3 + M_r, \quad (4.4)$$

где M_3 – масса самого тяжелого элемента, т;

M_r – масса грузозахватного устройства, т.

Принимаем: $M_3 = 0,21$ т, объемом 200x200x6000, согласно [19];

$M_r = 2 \cdot 0,003 + 0,09 + 0,0027$ т - строп 4СКО-4, подстропок ВК-2-1,6 – 2 шт, пружинный замок ПР-3,2 – 0,0027.

Подставляем значения в формулу (4.4), получаем

$$M_m = 0,21 + (2 \cdot 0,003 + 0,09 + 0,0027) = 0,31 \text{ т.}$$

Монтажная высота подъема крюка H , м, определяется по формуле

$$H = h_0 + h_3 + h_3 + h_r, \quad (4.5)$$

где h_0 – высота от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, находящийся наиболее высоко, м;

h_3 – высота подъема элемента над опорой, м;
 h_9 – высота элемента в положении подъема, м;
 h_T – высота грузозахватного устройства, м.

Принимаем: $h_0 = 6,18$ м, $h_3 = 0,5$ м, $h_9 = 0,245$ м, $h_T = 4$ м, смотреть рисунок 4.1

Подставляем значения в формулу (4.5), получаем

$$H = 6,18 + 0,5 + 0,245 + 4 = 10,925 \text{ м.}$$

Монтажный вылет крюка l_k , м, определяется по формуле

$$l_k = B + b_1, \quad (4.6)$$

где B – расстояние от оси крана до ближайшей к крану выступающей части здания, м;

b_1 – расстояние от центра тяжести крана наиболее удаленного монтируемого элемента до выступающей части здания со стороны крана, м.

Принимаем: $B = 4,4$ м, $b_1 = 19,4$ м, смотреть рисунок 4.1.

Подставляем значения в формулу (4.6), получаем

$$l_k = 4,4 + 19,4 = 23,9 \text{ м.}$$

Исходя из монтажных характеристик, выбираем по каталогу кран СКГ-40/63.

Технические характеристики крана:

Максимальный вылет крюка – 25 м;

Минимальный вылет крюка – 7,4 м;

Рабочий вылет крюка – 23,45 м;

Максимальная высота подъема крюка – 17,5 м;

Грузоподъемность – 2,1 т;

Длина стрелы – 30 м.

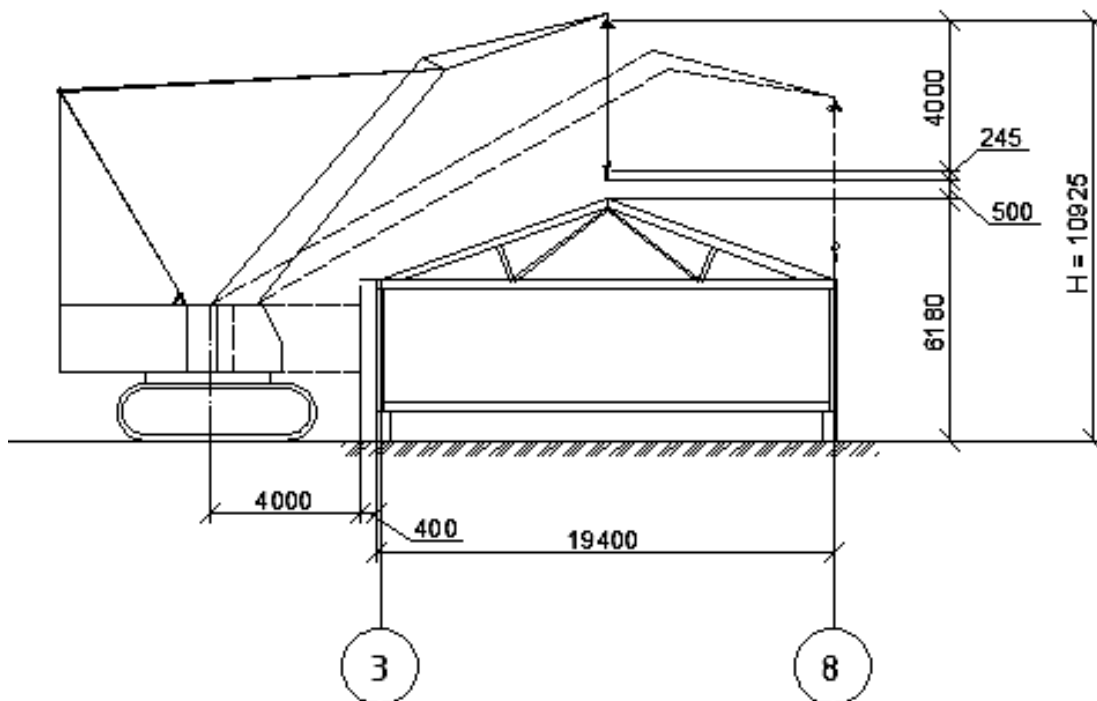


Рисунок 4.1 - Привязка крана к наземной части здания

Монтажная зона R_m , определяется по [РД 11.06-2007, рисунок 15]

$R_m = 2$ м, при высоте зданий 6180 м.

Рабочая зона R_{max} , (зона обслуживания крана) определяется по формуле

$$R_{max} = l_k, \quad (4.7)$$

где l_k – то же, что и в формуле (4.6).

Принимаем: $l_k = 23,9$ м, согласно расчету по формуле (4.6)

Подставляем значения в формулу (4.7), получаем

$$R_{max} = l_k = 23,9 \text{ м.}$$

Граница опасной зоны $R_{оп}$, определяется по формуле

$$R_{оп} = R_{max} + 0,5 \cdot l_{эл}^{max} + l_{без}, \quad (4.8)$$

где R_{max} – то же, что и в формуле (4.7);

$l_{без}$ – расстояние отлета груза со здания, м;

$l_{эл}^{max}$ – длина элемента, м.

Принимаем: $R_{\max} = 23,9$ м, согласно расчету по формуле (4.7); $l_{\text{без}} = 2,5$ м, согласно [45, рисунок 15]; $l_{\text{эл}}^{\max} = 6$ м, смотреть п. 1.2.

Подставляем значения в формулу (4.8), получаем

$$R_{\text{оп}} = 23,9 + 0,5 \cdot 6 + 2,5 = 29,4 \text{ м.}$$

4.6 Расчет временных зданий на строительной площадке

Требуемую площадь временных помещений определяют по формуле

$$F_{\text{тр}} = N \cdot F_{\text{н}},$$

где N – общая численность рабочих, чел.; при расчете площади гардеробных N – списочный состав рабочих во все смены суток; при расчете площади здравпункта, столовой N – общая численность работающих на стройке, включая ИТР, служащих ПСО и др.; для всех остальных помещений N – максимальное количество рабочих, занятых в наиболее загруженную смену.

Таблица 4.2. Экспликация временных зданий и сооружений

№	Наименование помещения	Кол-во человек	Площадь, м ²		Принятый тип бытового помещения	Площадь, м ²		Кол-во зданий
			на одного чел-ка	расчетная		одного здания	всех зданий	
Санитарно-бытовые помещения								
1	Гардеробная	26	0,9	18	5055-1	21	126	3
2	Душевая	20	1 на 12 чел.	5,33	ВД-1	29,5	29,5	2
3	Туалет	9	0,07	4,48	5055-27А	20,5	20,5	1
4	Умывальня	20	0,05	4,3	494-4-14	24	24	1
5	Столовая	26	0,6	51,6	ИЗКТС-Б	85	170	2
6	Медпункт	9	20 на 300 чел.	20	ЦУБ	20	23	1

Окончание таблицы 4.2

Служебные помещения								
7	Прорабская	5	24 на 5 чел.	72	ГОСС-11-3	24	72	1
8	Диспетчерская	3	7 на 1 чел.	21	5555-9	21	21	1
<u>ИТОГО:</u>							510	
Проходы (30%)							153	
<u>ИТОГО (с проходами):</u>							663	

4.7 Потребность в электроэнергии

Расчет мощности, необходимой для обеспечения строительной площадки электроэнергией определяется

$$P = \alpha \left(\sum \frac{K_1 \cdot P_C}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 \cdot P_T}{\cos \varphi} + \sum K_3 P_{OCB} + \sum K_4 P_H \right), \quad (4.9)$$

где P – расчетная нагрузка потребителей, кВт;

α – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности, сечения (1,05 – 1,1);

K_1, K_2, K_3, K_4 – коэффициенты спроса, определяемые числом потребителей и несовпадением по времени их работы;

P_C – мощности силовых потребителей, кВт;

P_T – мощности, требуемые для технологических нужд;

P_{OB} – мощности, требуемые для наружного освещения;

$\cos \varphi$ – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей.

Таблица 4.3 - Мощность потребителей электроэнергии

Наименование машин и механизмов	Ед.изм.	Кол-во	Удельная мощность на ед. изм., кВт	Коэф-ты спроса K_c	Требуемая мощность, кВт
1.Компрессор СО-243 $\cos\varphi=0,8$	шт	2	4,5	0,7	7,88
2.Вибратор ИВ-116А $\cos\varphi=0,6$	шт	2	0,8	0,15	0,4
3.Ручной электроинструмент $\cos\varphi=0,6$	шт	4	0,5	0,15	0,5
4. Сварочный аппарат $\cos\varphi=0,4$	шт	2	1	0,35	2,5
				Итого	11,78

Окончание таблицы 4.3

Кран башенный Cosφ=0,5	шт	1	30	0,2	12
1.Трёхфазный воздушный трансформатор ТБ-35 для электро прогрева Cosφ=0,85	шт	2	14	0,5	16,4
1.Контора прораба 2.Гардеробная	м ² м ²	27 36	0,015 0,014	0,8 0,8	0,32 0,40
				Итого	0,72

$$P=1,05 \cdot (11,78+16,4+0,72+3,06+12)=46,158 \text{ кВт.}$$

Принимается трансформаторная подстанция СКТП-100 (мощность 100кВт).

Количество прожекторов, определяется по формуле

$$n = \frac{P \cdot E \cdot s}{P_{л}} \quad (4.10)$$

где P – удельная мощность, Вт/м²;

E – освещенность, лк.;

s – размер площадки, подлежащей освещению, м²;

P_л – мощность лампы прожектора, Вт.

Принимаем: P=0,3 Вт/м², (прожектор ПЗС-35); E=3,5лк; P_л=1000 Вт;

Подставляем в формулу (4.10), получаем

$$n=0,3 \cdot 3,5 \cdot 20300/1000 = 20$$

Принимаем 9 прожекторов с расстановкой через 28 м по периметру ограждения.

В качестве источника электроэнергии принимаем районные сети высокого напряжения. В подготовительный период строительства сооружают ответвления от высоковольтной линии на площадку и трансформаторную подстанцию мощностью 100 кВт. Питание от сети производится с трансформацией тока до напряжения 220/380В.

В качестве временных линий (ЛЭП) применяем воздушные линии электропередач.

4.8 Мероприятия по обеспечению сохранности материалов

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.

4.9 Организация службы геодезического и лабораторного контроля

Согласно [3,п.7.1.2], лицо, осуществляющее строительство, выполняет приемку предоставленной ему застройщиком (заказчиком) геодезической разбивочной основы, проверяет ее соответствие установленным требованиям к точности, надежности закрепления знаков на местности; с этой целью можно привлечь независимых экспертов, имеющих выданное саморегулируемой организацией свидетельство о допуске к работам по созданию опорных геодезических сетей. Приемку геодезической разбивочной основы у застройщика (заказчика) следует оформлять соответствующим актом.

Согласно [3,п.7.1.4], в случае выполнения контроля и испытаний привлеченными лабораториями следует проверить соответствие применяемых ими методов контроля и испытаний установленным национальным стандартам.

4.10 Требования, которые должны быть учтены в рабочей документации в связи с принятыми методами возведения строительных конструкций и монтажа оборудования

При входном контроле проектной документации следует проанализировать всю предоставленную документацию, включая ПОС и рабочую документацию, проверив при этом: ее комплектность; соответствие проектных осевых размеров и геодезической основы; наличие согласований и утверждений; наличие ссылок на нормативные документы, материалы и изделия; соответствие границ стройплощадки на стройгенплане установленным сервитутам; наличие требований к фактической точности контролируемых параметров; наличие указаний о методах контроля и измерений, в том числе в виде ссылок на соответствующие нормативные документы.

Требуемое качество и надежность зданий и сооружений должны обеспечиваться строит. организациями, путем осуществления комплекса технических, экономических и организационных мер эффективного контроля на всех стадиях создания строительной продукции.

Контроль качества строительного-монтажных работ должен осуществляться специалистами или спец. службами, входящими в состав строит. организации или привлекаемых со стороны и оснащенных тех.

средствами, обеспечивающими необходимую достоверность и полноту контроля.

Производственный контроль качества строительного-монтажных работ должен включать входной контроль рабочей документации, конструкций, изделий, материалов и оборудования, операционный контроль отдельных строительных процессов или производственных операций и приемочный контроль строительного-монтажных работ.

Операционный контроль должен осуществляться в ходе выполнения строительных процессов или производственных операций и обеспечивать своевременное выявление дефектов и принятие мер по их устранению и предупреждению.

4.11 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

Опасные зоны, в которые вход людей, не связанных с данным видом работ, запрещен, огораживаются и обозначаются.

Предусмотрены безопасные пути для пешеходов и автомобильного транспорта.

Временные административно-хозяйственные и бытовые здания и сооружения размещены вне опасной зоны от работы монтажного крана.

Туалеты размещены таким образом, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200 м.

Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающем 75 м от рабочих мест.

Между временными зданиями и сооружениями предусмотрены противопожарные разрывы согласно [47].

На строительной площадке должны создаваться безопасные условия труда, исключая возможность поражения людей электрическим током в соответствии с нормами [47].

Строительная площадка, проходы, проезды и рабочие места освещены.

Обозначены места для курения и размещены пожарные посты, оборудованные инвентарем для пожаротушения.

Техника безопасности на строительной площадке.

Земляные работы:

При производстве земляных работ на территории населенных пунктов или на производственных территориях котлованы, ямы, траншеи и канавы в местах где происходит движение людей и транспорта, должны быть ограждены, установлены переходные мостики.

Персонал, эксплуатирующий средства механизации, оснастку, приспособления и ручные машины, до начала должен быть обучен безопасным методам и приемом работ с их применением согласно требованиям инструкций завода-изготовителя и инструкции по охране труда.

Такелажные работы или строповки грузов должны выполняться лицами, прошедшими специальное обучение.

Работы в зимнее время.

Работы по возведению конструкции в зимнее время разрешается производить по проекту производства работ, разработанному строительной организацией и согласовано с привязывающей организацией.

1. Зачистку основания котлована производят непосредственно перед возведением фундаментов.

2. Категорически запрещается замораживать бетон в процессе возведения бетонных фундаментов.

4.12 Мероприятия по охране окружающей среды

Природоохранные мероприятия проводятся по следующим основным направлениям:

- охрана и рациональное использование водных ресурсов, земли и почвы;
- снижение уровня загрязнения воздуха;
- борьба с шумом.

В связи с этим предусматриваем установку границ строительной площадки, максимальную сохранность на территории строительства кустарников и деревьев, травяного покрова.

При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, предварительно снимается и складывается в специально отведенных местах.

Предусматривается установка границ строительной площадки, которая обеспечивает максимальную сохранность за территорией строительства деревьев, кустарников, травяного покрова.

Исключается беспорядочное и неорганизованное движение строительной техники и автотранспорта. Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно-кустарной растительности.

Бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных ёмкостях. Организуются места, на которых устанавливаются ёмкости для мусора.

5 Экономика строительства

5.1 Социально-экономическое обоснование строительства пятидесяти местного дошкольного учреждения

Проблема катастрофической нехватки детских садов охватывает всю Россию. Между тем, их дефицит серьезно сказывается на демографической ситуации, препятствуя росту рождаемости. Матери, не имеющие возможность отдать ребенка в детский сад, вынуждены сидеть дома, и лишаются возможности работать. Конечно, это ударяет по благосостоянию семей, но зачастую и ставит женщину перед дилеммой: ребенок или работа. Однако, в первую очередь, детский сад важен для самих малышей. Как отмечают психологи, навыки общения, полученные в детском саду, являются важнейшим аспектом развития ребенка.

В Красноярском крае функционирует 1033 детских сада, но этого недостаточно. На учёте для определения в дошкольные образовательные учреждения состоит порядка 12 700 детей в возрасте от трёх до семи лет.

По данным 2012 году численность населения в Красноярске составляла 997,316 тыс. человек, в 2015 году численность значительно выросла и составила 1052,218 тыс. человек. Статистика численности приведена в таблице 1, более наглядно изменение показано на рисунке 1.

Таблица 1– Численность населения Красноярского края

Год	2012	2013	2014	2015
Численность (тыс. чел.)	997,316	1016,385	1035,528	1052,218

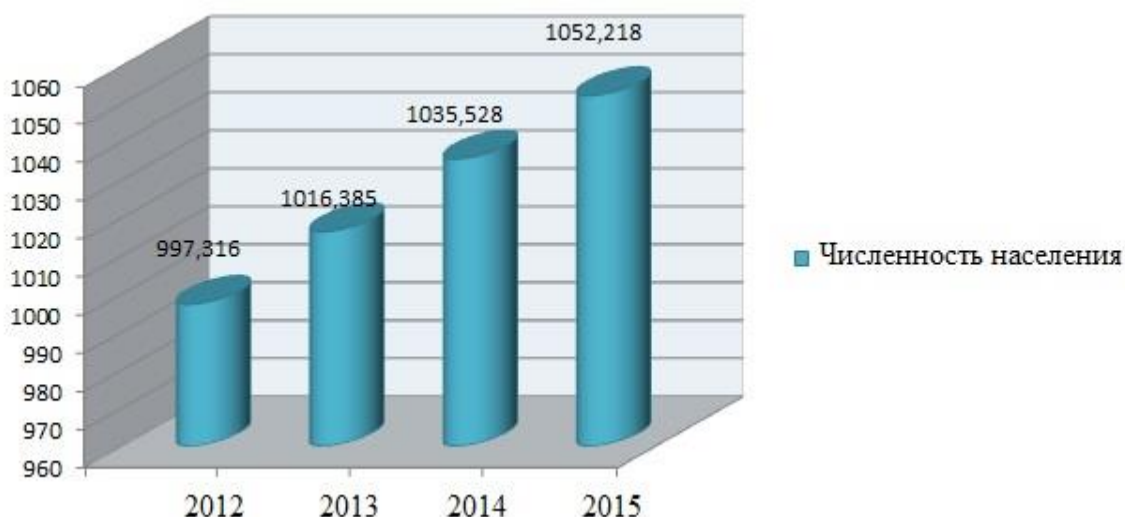


Рисунок 5.1 - Изменение численности населения в Красноярском крае в период с 2012 по 2015 гг.

(по данным <http://krasstat.gks.ru>)

Проектируемый малокомплектный детский дошкольный учреждение на 50 мест – одноэтажный деревянный: с деревянными перекрытиями, скатной крышей и деревянными стенами из клееного бруса.

Расположен по адресу 3-й Привокзальный микрорайон, д.18а, г. Ачинск. Ситуационный план представлен на рисунке 1.1.



Рисунок 5.1. – Ситуационный план

5.2 Определение стоимости строительства пятидесяти местного дошкольного учреждения по НДС

Прогнозная стоимость планируемого к строительству объекта $C_{ПР}$, тыс. руб, определяется по формуле

$$C_{ПР} = [(\sum_{i=1}^N \text{НДС}_i \cdot M \cdot K_c \cdot K_{тр} \cdot K_{рег} \cdot K_{зон}) + Z_p] \cdot I_{ПР} + \text{НДС}, \quad (5.1)$$

где НДС_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 планируемого к строительству объекта;

I_{IPR} – прогнозный индекс, определяемый в соответствии с МДС 81-02-12-2011 на основании индексов цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемых для прогноза социально-экономического развития РФ;

K_{mp} – коэффициент перехода от цен базового района (Московская область) к уровню цен субъектов РФ;

$K_{рег}$ – коэффициент, учитывающий регионально-климатический условия осуществления строительства (приложение №1 к МДС 81-02-12-2011);

K_c – коэффициент, характеризующий удорожание стоимости строительства в сейсмических районах РФ (приложение №3 к МДС 81-02-12-2011);

$K_{зон}$ – коэффициент зонирования, учитывающий разницу в стоимости ресурсов в пределах региона (приложение №2 к МДС 81-02-12-2011);

Z_p – дополнительные затраты, учитываемые по отдельному расчету;

$НДС$ – налог на добавленную стоимость.

Дополнительные затраты определяется по формуле:

$$Z_p = 206,25 + 2586,921 = 2793,171 \text{ тыс. руб.}$$

«Плата за землю» рассчитывается на основании Постановления Правительства РФ от 16 июля 2009 года №582 «Об основных принципах определения арендной платы при аренде земельных участков, находящихся в государственной муниципальной собственности, и о правилах определения размера арендной платы, а также порядка, условий и сроков внесения арендной платы за землю, находящиеся в собственности российской федерации»:

П.6 Арендная плата за земельный участок, на котором расположены здания, сооружения, объекты незавершенного строительства рассчитывается на основании рыночной стоимости земельного участка, определяемой в соответствии с законодательством Российской Федерации об оценочной деятельности. В этих случаях арендная плата рассчитывается как произведение рыночной стоимости земельного участка и выраженной в процентах ставки рефинансирования Центрального банка Российской Федерации, действующей на начало календарного года, в котором принято решение о предоставлении земельного участка.

Арендная плата за земельный участок определяется по формуле

$$A = C \cdot P, \tag{5.2}$$

где А - арендная плата;

С - рыночная стоимость земельного участка, определяемая на основании результатов оценки, проведенной не более чем за 6 месяцев до заключения договора аренды земельного участка [<http://krasocenka24.ru/uslugi/ocenka-zemelnyx-uchastkov.html>];

Р - действующая ключевая ставка Центрального банка Российской Федерации,
[http://www.cbr.ru/print.asp?file=/statistics/credit_statistics/refinancing_rates].

«Затраты на подключение к инженерным сетям» рассчитывается следующим образом.

Если в утвержденную в установленном порядке инвестиционную программу включены мероприятия по увеличению мощности и/или пропускной способности сети инженерно-технического обеспечения, к которой будет подключаться объект капитального строительства, и установлены тарифы на подключение к системе коммунальной инфраструктуры вновь создаваемых (реконструируемых) объектов капитального строительства, размер платы за подключение определяется расчетным путем как произведение заявленной нагрузки объекта капитального строительства (увеличения потребляемой нагрузки - для реконструируемого объекта капитального строительства) и тарифа на подключение. При включении мероприятий по увеличению мощности и/или пропускной способности сети инженерно-технического обеспечения в утвержденную инвестиционную программу исполнителя, но при отсутствии на дату обращения заказчика утвержденных в установленном порядке тарифов на подключение, заключение договора о подключении откладывается до момента установления указанных тарифов.

Затраты на подключение к инженерным сетям определяем по формуле

$$Z_{\text{инж}} = T \cdot C, \quad (5.3)$$

где Т – тариф на подключение, равный 6 %
[<https://www.kraskom.com/press/info/>];

С – стоимость строительства с учетом сейсмичности, территориальных и регионально - климатических условий.

Прогнозный расчет стоимости объекта с использованием НЦС оформлен согласно [МДС 81-02-12-2011] и приведен в таблице ниже (таблица 5.1).

Таблица 5.1 – Прогнозная стоимость строительства объекта

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед. измерения	Кол.	Стои-ть ед. изм. по состоянию на 01.01.2014, тыс. руб.	Стои-ть в текущем (прогнозно м) уровне, тыс. руб.
1.	Дошкольное учреждение на 50 мест					
	Стоимость общая	НЦС 81-02-01-2014, табл. 03-01-001, расценка 03-01-001-01	1 место	50	667	33 350
2.	Наружные инженерные сети					
2.1.	Водоснабжение. Асбестоцементные трубы диаметром 100 и глубиной 3 м	НЦС 81-02-14-2014, табл. 14-01-002, расценка 14-01-002-2	км	0,4	2434,28	973,7
2.2.	Водоотведение. Асбестоцементные трубы диаметром 150 и глубиной 3 м	НЦС 81-02-14-2014, табл. 14-06-004, расценка 14-06-004-10	км	0,4	2864,56	1145,8
2.3.	Энергоснабжение. Прокладка кабеля медного в траншее	НЦС 81-02-12-2014, табл. 12-01-004, расценка 12-01-004-01	км	0,6	1880,6	1128,3
2.4.	Наружные сети связи. Подземная прокладка телефонного кабеля	НЦС 81-02-11-2014, табл. 11-02-002, расценка 11-02-002-04	км	0,5	1241,3	620,7
2.5.	Теплотрасса. Бесканальная прокладка трубопроводов в изоляции ППУ d = 250 мм	НЦС 81-02-13-2014, табл. 13-04-003, расценка 13-04-003-06	км	0,7	20662,5	14463,7
	Итого по инженерным сетям					18332,2
3.	Элементы озеленения и благоустройства					

Продолжение таблицы 5.4

3.2.	Малые архитектурные формы: Устройство групповой площадки для детей в возрасте от 1 до 3 лет Устройство групповой площадки для детей в возрасте от 1 до 2 лет	НЦС 81-02-16-2012, табл. 16-07-002, расценка 16-07-002-01	кв.м.	192 222	1	193+ 222= 415
3.3.	Озеленение двора	НЦС 81-02-17-2014, табл. 17-01-001, расценка 17-01-006-03	Озеленение на 1 место	50	7,57	378,5
3.4	Площадки, дорожки и тротуары из плиток тротуарных по песчаному основанию толщиной 10 см	НЦС 81-02-16-2012, табл. 16-02-005, расценка 16-02-005-01	100 кв.м. покрытия	0,03	213,39	6,40
	Благоустройство и озеленение					780
4.	Поправочные коэффициенты					
	Поправочный коэффициент перехода от базового района Московская область к ТЕР Красноярского края (1 зона)	Приложение 2 Методических рекомендаций			0,93	
	Регионально-климатический коэффициент	Приложение 1, Методических рекомендаций			1,09	
	Стоимость строительства с учетом сейсмичности, территориальных и регионально-климатических условий					53 181
5.	Плата за землю	расчет (МДС 81-02-12-2011)				1500

Окончание таблицы 5.4

6.	Затраты на подключение к инженерным сетям	расчет				18 230,07
	Всего по состоянию на 01.01.2014					72 931,17
	Продолжительность строительства		мес.	4		
	Начало строительства	01.09.2015				
	Окончание строительства	31.12.2015				
	Расчет индекса-дефлятора на основании показателей Минэкономразвития России: Ин. стр. с 01.01.2015 по 31.12.2015 = 105,6%. Ипл.п. с 01.01.2016 по 31.12.2016 = 104,9%	Информация Министерства экономического развития Российской Федерации			1,08	
	Всего стоимость строительства с учетом срока строительства					78 765,7
	НДС	Налоговый кодекс Российской Федерации	%	18		14 177,8
	Всего с НДС					92 943,5

Анализ стоимости возведения пятидесяти местного дошкольного учреждения в г.Ачинск, определенный по НЦС

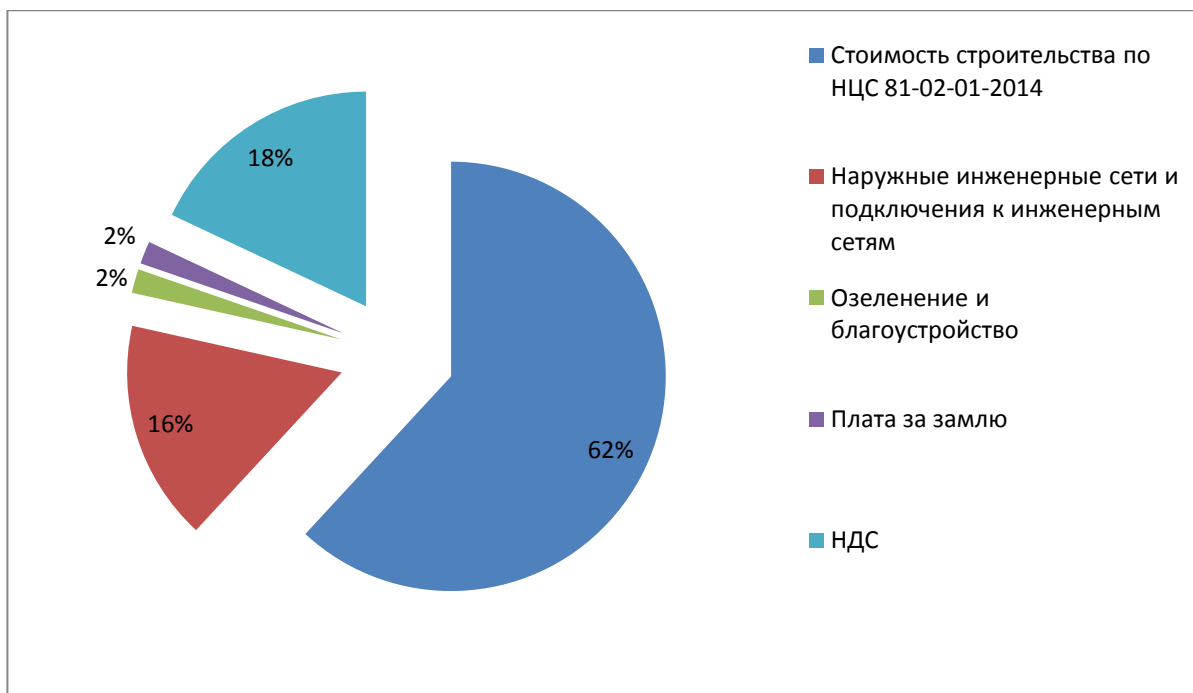


Рисунок 5.2 – Структура прогнозной стоимости строительства объекта, %

5.3 Определение стоимости работ по возведению каркаса здания с применением ПК Гранд Смета

5.3.1 Пояснительная записка к локальному сметному расчету

Сметная документация составлена на основании [51].

При составлении локального сметного расчета был использован программный комплекс «Гранд Смета». Для составления сметной документации применены федеральные единичные расценки на строительные и монтажные работы строительства объектов промышленно-гражданского назначения, составленные на нормах и ценах, введенных с 1 января 2001 года.

Сметная стоимость пересчитана в текущие цены 1 кв. 2016 г. с использованием индексов к СМР для Красноярска – 6,94 (Приложение Б).

Прочие лимитированные затраты учтены по действующим нормам:

- затраты на временные здания и сооружения – 1,8 %, согласно [52, п. 4.3];
- затраты при производстве строительного-монтажных работ в зимнее время – 2% (ГСН 81-05-02.2007, температурная зона V)
- затраты на непредвиденные расходы – 2% [53];
- НДС – 18%

Размеры сметной прибыли приняты по видам строительных и монтажных работ от фонда оплаты труда, согласно [53].

Локальный сметный расчет приведен в Приложении Б.

5.3.2 Анализ локального сметного расчета

Анализ структуры сметной стоимости общестроительных работ по разделам локального сметного расчета и по составным элементам приведены в таблице 5.5 и таблице 5.6 соответственно.

Таблица 5.5 - Структура локального сметного расчета на общестроительные работы по разделам

Наименование раздела	Сумма, руб.	Удельный вес, %
1	2	3
Фундаменты	1 954 191,46	44,1
Стены и перегородки	954 413,94	39,9
Плиты перекрытия и покрытия	323 516,96	7,3
Фермы	255 768,63	5,8
Кровля	129 233,71	2,9
ИТОГО:	4 431 935,49	100

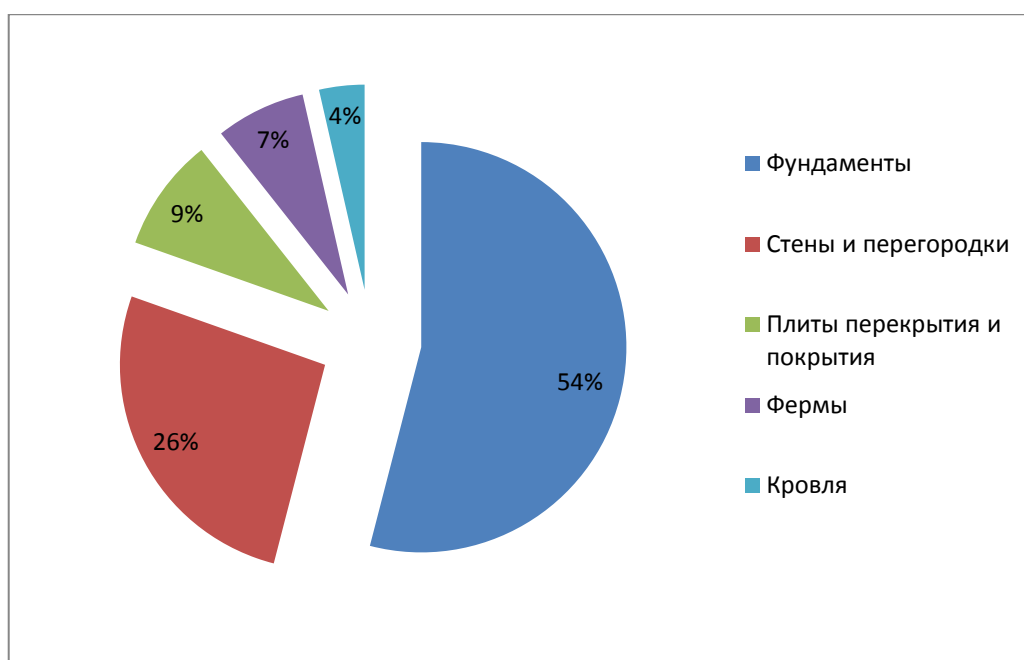


Рисунок 5.3 - Структура локального сметного расчета по разделам, %

Структура сметной стоимости по разделам показывает удельный вес каждого раздела, выраженный в процентах от общей стоимости строительства: фундаменты 54 %; стены и перегородки 26 %; плиты перекрытия и покрытия 9 %; фермы 7 %; кровля 4 %.

Анализ структуры сметы свидетельствует о том, что наибольший удельный вес составляют устройство фундаментов (54 %), меньшая часть денежных средств расходуется на кровлю (4 %) от всех общестроительных работ.

Таблица 5.6 – Структура локального сметного расчета на общестроительные работы по составным элементам

Элементы	Сумма, руб.	Удельный вес, %
Прямые затраты, всего	3 617 124,63	81,41
в том числе:		
материалы	329 022,03	74
эксплуатация машин	29 521,37	0,67
Основная заработная плата	69 870,96	1,6
Накладные расходы	80 414,67	1,01
Сметная прибыль	45 215,87	1,0
Временные затраты	65 108,24	1,47
Лимитированные затраты	73 644,66	1,66
НДС	676 057,96	15,25
ИТОГО	4 431 935,49	100

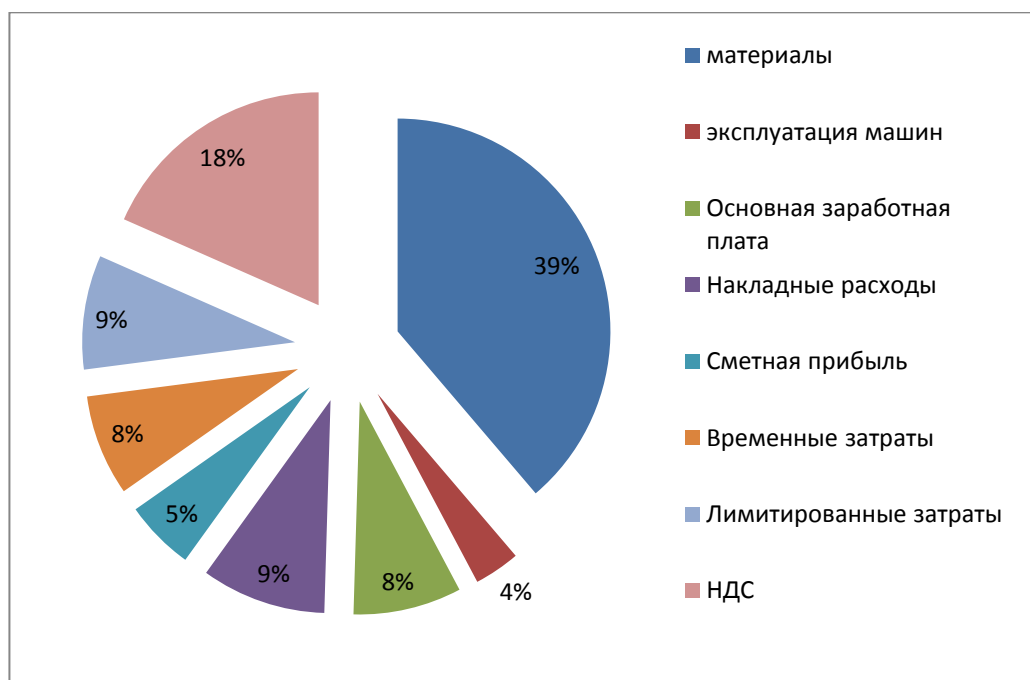


Рисунок 5.4 - Структура локального сметного расчета на общестроительные работы по составным элементам, %.

Структура сметной стоимости по экономическим элементам показывает удельный вес каждого элемента, выраженный в процентах от общей стоимости строительства: НДС 18 %; накладные расходы 9 %; сметная прибыль 5 %; ОЗП 8 %; материалы 39 %; машины и механизмы 4 %.

По результатам построенной диаграммы можно сделать вывод, что большая часть денежных средств расходуется на материалы (39 %), меньшая часть – на машины и механизмы (4 %).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выпускная квалификационная работа на тему «Пятидесяти местное дошкольное учреждение из клееного бруса в г. Ачинск» разработана в соответствии с заданием на дипломное проектирование. В процессе её выполнения было проработано и обосновано объемно-планировочное решение здания. Исходя из условий энергосбережения подсчитано требуемое сопротивление наружных ограждающих конструкций.

В расчетно – конструктивной части были рассчитаны: рабочий настил, прогоны, ферма, стены, плита покрытия. Было выполнено сравнение ленточного монолитного фундамента на естественном основании и на свайном основании.

Разработаны объектный строительный генеральный план и технологическая карта на возведение деревянного каркаса здания.

В квалификационной работе разработаны мероприятия по обеспечению соблюдения всех требований охраны труда и техники безопасности в соответствии с нормативными документами.

В экономической части работы был составлен локальный сметный расчет на возведение деревянного каркаса здания и определена стоимость возведения объекта строительства по НЦС.

Выпускная квалификационная работа разработана на основании действующих нормативных документов, справочной и учебной литературы.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Положение о государственной итоговой аттестации выпускников по программам бакалавриата, специалитета и магистратуры (ПВД ПГИАВ – 2016), Принято на заседании Ученого совета СФУ 25.01.2015 (протокол №1), - Красноярск 2016.
- 2 СТО 4.2-07-2014 Система менеджмента качества. Общие требования к изложению и оформлению документов учебной деятельности. – Введ. 09.01.2014. – Красноярск : ИПК СФУ, 2013. – 60 с.
- 3 ГОСТ Р 21.1101-2013 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной документации. – Взамен ГОСТ Р 21.1101.-2009; введ. с 11.06.2013. - Москва: Стандартинформ, 2013. – 55с.
- 4 Положение о составе разделов проектной документации и требования к их содержанию (утверждено Постановлением Правительства Российской Федерации от 16 февраля 2008г. №87).
- 5 ГОСТ 21.501-2011 Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ Р 21.1101.-2009; введ. с 1.05.2013. - Москва: Стандартинформ, 2013. – 45с.
- 6 ГОСТ 2.316-2008 Единая система конструкторской документации. Правила нанесения надписей, технических требований и таблиц на графических документах. – Взамен ГОСТ 2316-68; введ. с 01.07.2009. - Москва: Стандартинформ, 2019с.
- 7 ГОСТ 2.304-81 с изм. №№1,2 Единая система конструкторской документации. Шрифты чертежные. – Введ. 01.01.82. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 21с.
- 8 ГОСТ 2.302-68* Единая система конструкторской документации. Масштабы (с Изменениями №№1, 2, 3). Межгосударственный стандарт. – Взамен ГОСТ 3451-59*; введ. 01.01.71. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 3с.
- 9 ГОСТ 2.301-68* Единая система конструкторской документации. Форматы (с Изменениями №№1, 2, 3). Межгосударственный стандарт. – Взамен ГОСТ 3450-60*; введ. 01.01.71. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 4с.
- 10 ГОСТ 2.303-68* Единая система конструкторской документации. Линии (с Изменениями №№1, 2, 3). Межгосударственный стандарт. – Взамен ГОСТ 3456-59; введ. 01.01.71. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 5с.
- 11 СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99. – Введ. 01.01.2013. – Москва: Минрегион России, 2012. – 116 с. – Введ. 01-07-2013.
- 12 СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85. – Введ. 20-05-2011. – Москва: Минрегион России, 2011. – 85 с.
- 13 СП 14.13330.2011 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81*. – Введ. 20.05.2011. – Москва: Минрегион России, 2010 – 88 с.

14 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. – Введ. 01-07-2013. – Москва: Минрегион России, 2012. – 100 с.

15 СанПиН 2.4.1.3049-13 Санитарно-эпидемиологические требования к устройству, содержанию и организации режима работы дошкольных образовательных организаций (с изменениями на 27 августа 2015). – Введ. 29.05.2013. – Москва: Министерство юстиции РФ, 2013. – 69 с.

16 СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009 (с Изменением №1). Общественные здания и сооружения. – Введ. 01-09-2014. – Москва: ФАУ ФЦС, 2012 – 77с.

17 ГОСТ 30494-2011 Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях. – Введ. 01.01.2013. – Москва: Минрегион России, 2012. – 16 с.

18 СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*. – Взамен СП 52.13330.2010; введ. 20.05.2011. – Москва: ОАО ЦПП, 2011. – 70с.

19 СТО 77511573-01-2006 Брус деревянный клееный стеновой. Технические условия. – Введ. 01-11-2006. – Москва.

20 ГОСТ 9573-2012 Плиты из минеральной ваты на синтетическом связующем теплоизоляционные. – Взамен ГОСТ 9573-96. Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии, 2013 года – 27 с.

21 ГОСТ 6266-97 Листы Гипсокартонные. Технические условия. Взамен 6266-89. – Введ. 01-04-1999. – Москва: МНТКС, 1999.

22 СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76. – Взамен СП 17.13330.2010; введ. 20.05.2011. – Москва: ОАО ЦПП, 2010. - 74с.

23 ГОСТ 30674-99 Блоки оконные из поливинилхлоридных профилей. Технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01-01-2001. Москва: Госстрой России.

24 ГОСТ 23166-99 Блоки оконные. Общие технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01-01-2001.

25 ГОСТ Р 54257-2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования. – Введ. 01-09-2011. – Москва: Федеральное агентство по техническому регулированию и метрологии, 2010 – 18с.

26 СП 2.13130.2012 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты. – Введ. 1-12-2012. - Москва: ФГБУ ВНИИПО МЧС России.

27 СП 4.13130.2013 Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям. – Введ. 24-06-2013. – МЧС России, 2013 – 187 с.

- 28 СП 64.13330.2011 Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80. – Введ. 20.05.2011. – Москва : ОАО ЦПП, 2011. - 88 с.
- 29 ГОСТ 26816-86 Плиты цементно-стружечные. Технические условия. Межгосударственный стандарт. – Введ. 01-07-1986. – Москва. – 14с.
- 30 ГОСТ 3916.1-96 Фанера общего назначения с наружными слоями из шпона листовых пород. Технические условия. – Взамен ГОСТ 3916.1-89, ГОСТ 10.55-71. – Введ. 01-01-1998. – Москва: Государственного комитета Российской Федерации по стандартизации, метрологии и сертификации, 1997. – 5 с.
- 31 ТУ 6-05-930-73 Технология процесса склеивания древесины. Введ. – 19-03-2015. Санкт-Петербург: Государственного лесотехнического университета имени С.М. Кирова, СПбГЛТУ, 2015. – 53 с.
- 32 ГОСТ 6782.1-75 Пилопродукция из хвойных пород. Величина усушки (с Изменениями №1,). Межгосударственный стандарт.– Введ. 01-07-1976. - Москва: Стандартинформ, 2008. – 8с.
- 33 ГОСТ 7307-75* Детали из древесины и древесных материалов. Припуски на механическую обработку (с Изменениями №1). Межгосударственный стандарт.– Введ. 01-01-1977. - Москва: Стандартинформ, 2008. – 14с.
- 34 ГОСТ 24454-80 Пиломатериалы хвойных пород. Размеры (с Изменениями №1, 2). Межгосударственный стандарт. Пиломатериалы хвойных пород. – Введ. 01-01-1981. - Москва: Стандартинформ, 2007. – 4с.
- 35 ГОСТ 20022.6-93 Защита древесины. Способы пропитки. – Введ. 01-01-1995. Межгосударственный Совет по стандартизации, метрологии и сертификации, 1995. – 23 с.
- 36 ГОСТ 20022.0-93 Защита древесины. Параметры защищенности. – Введ. 01-01-1995. Межгосударственный Совет по стандартизации, метрологии и сертификации, 1995. – 42 с.
- 37 СНиП 2.02.01-83*. Основания зданий и сооружений/Минстрой РФ.- М:ГУП ЦПП, 1995.-89с.
- 38 СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР. –М.: Изд-во стандартов, 1985. -78с.
- 39 Козаков Ю. Н., Шишканов Г.Ф. Проектирование фундаментов неглубокого заложения: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию. Красноярск.– КрасГАСА, 2002. – 60с.
- 40 Козаков Ю. Н., Шишканов Г.Ф. Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию. Красноярск. – КрасГАСА, 2003. – 54с.
- 41 СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Введ. 20-05-2011. – Москва : Минрегион России, 2011. – 171 с.
- 42 СТО НОСТРОЙ 2.11.88-2013 Сборка и монтаж конструкций деревянных клееных. Правила, контроль выполнения и требования к

результатам работ. – Введ.15-03-2013. – Москва: ОАО «Научно-исследовательский центр «Строительство», 2015 – 69 с.

43 СП 70.13330.2011 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87– Введ. 01-07-1988. – Москва: ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова», 2013 – 297 с.

44 ФНП №533 от 12.11.13 Приказ об утверждении Федеральных норм и правил в области промышленной безопасности «Правила безопасности опасных производственных объектов, на которых используются подъемные сооружения»

45 РД-11-06-2007 Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 11-06-2007. – 68 с.

46 СП 28.13330.2012 Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85 – Введ. 01-01-2013 – Москва, 2012 – 99 с.

47 СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004. – Введ. 27-12-2002. – Москва: ТК 465 «Строительство», 2011 – 25 с.

48 ГОСТ 24297-2013 Верификация закупленной продукции. Организация проведения и методы контроля. – Введ. 01-01-2014. – Москва: Стандартиформ, 2014 – 15 с.

49 СП 12-135-2013 Безопасность труда в строительстве. – Введ.01-07-2003. – Москва: ФГУ ЦОТС, - 171 с.

50 СП 112.13330.2011 Пожарная безопасность зданий и сооружений. – Введ. 01-01-1998. – Москва: ВНИИПО МВД России. – 21 с.

51 МДС 81-02-12-2011 Методические рекомендации по применению государственных сметных нормативов – укрупненных нормативов цены строительства непромышленного назначения и инженерной инфраструктуры. – Введ. 27-12-2011 – Москва, 2011 – 24 с.

52 ГСН 81-05-2001 Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений. – Введ. 15-05-2001. – Москва: МЦЦС – 13 с.

53 МДС 81-35.2004 Методика определения стоимости строительной продукции Российской Федерации (с Изменениями от 16.06.2014). – Введ. 09-03-2004. – Москва: ЦНИИЭУС Госстроя России

СОГЛАСОВАНО:

УТВЕРЖДАЮ:

" ____ " _____ 2009 г.

" ____ " _____

(наименование стройки)

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ №

(локальная смета)

на _____ фундамент и основные деревянные конструкции
(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание: чертежи №

Сметная стоимость строительных работ _____ 4431,936 тыс.руб.

Средства на оплату труда _____ 69,871 тыс.руб.

Сметная трудоемкость _____ 7198,62 чел.час

Составлен(а) в текущих (прогнозных) ценах по состоянию на __1__ 2016 г.

№ пп	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат, единица измерения	Количество	Стоимость единицы, руб.		Общая стоимость, руб.			Затраты рабочих, занявших обслуживающих машин
				всего	эксплуатации машин	Всего	оплаты труда	эксплуатация машин	
				оплаты труда	в т.ч. оплаты труда				в т.ч. оплаты труда
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Раздел 1. Фундамент									
1	ФЕР06-01-001-01	Устройство бетонной подготовки (100 м3 бетона, бутобетона и железобетона в деле) <i>НР, (5039,98 руб.): 105% от ФОТ (4799,98 руб.)</i> <i>СП, (3119,99 руб.): 65% от ФОТ (4799,98 руб.)</i>	3,4	57787,79 1271,63	921,89 140,13	196478,49	4323,54	3134,43 476,44	163,03
2	ФЕР06-01-012-01	Устройство опалубки (снизу) и поддерживающих ее конструкций для высоких ростверков (100 м2 площади горизонтальной проекции ростверков) <i>НР, (13002,86 руб.): 105% от ФОТ (12383,68 руб.)</i> <i>СП, (8049,39 руб.): 65% от ФОТ (12383,68 руб.)</i>	15,21	2150,88 810,52	39,68 3,66	32714,88	12328,01	603,53 55,67	95,92

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3	ФЕР08-01-003-01	Гидроизоляция стен, фундаментов горизонтальная: цементная с жидким стеклом (100 м2 изолируемой поверхности) <i>НР, (6125,03 руб.): 122% от ФОТ (5020,52 руб.)</i> <i>СП, (4016,42 руб.): 80% от ФОТ (5020,52 руб.)</i>	15,21	1929,52 325,85	30,16 4,23	29348	4956,18	458,73 64,34	38,2
Итого прямые затраты по разделу в ценах 2001г.						258541,37	21607,73	4196,69 596,45	
Накладные расходы						24167,87			
Сметная прибыль						15185,8			
Итого по разделу 1 Фундамент :									
Бетонные и железобетонные монолитные конструкции в промышленном строительстве						258405,59			
Конструкции из кирпича и блоков						39489,45			
Итого						297895,04			
Индекс РЦЦС, 1 квартал 2016г. 297 895,04 * 6,56						1954191,46			
Справочно, в ценах 2001г.:									
Материалы						232736,95			
Машины и механизмы						4196,69			
ФОТ						22204,18			
Накладные расходы						24167,87			
Сметная прибыль						15185,8			
Итого по разделу 1 Фундамент						1954191,46			
Раздел 2. Стены									
4	ФЕР10-02-024-03	Сборка стен из брусьев толщиной: 200 мм (100 м2 стен за вычетом проемов) <i>НР, (22645,98 руб.): 118% от ФОТ (19191,51 руб.)</i> <i>СП, (12090,65 руб.): 63% от ФОТ (19191,51 руб.)</i>	7,92	5619,71 2352,39	704,23 70,78	44508,1	18630,93	5577,5 560,58	231,08
5	ФЕР10-04-001-03	Устройство перегородок с заделкой стыков водостойкой шпатлевкой для жилых и общественных зданий с обшивкой гипсокартонными листами в два слоя без изоляционной прокладки, толщиной перегородки: 106 мм (100 м2 перегородок) <i>НР, (5958,13 руб.): 118% от ФОТ (5049,26 руб.)</i> <i>СП, (3181,03 руб.): 63% от ФОТ (5049,26 руб.)</i>	2,81	20322,43 1772,03	211,59 24,86	57106,03	4979,4	594,57 69,86	211,46
Итого прямые затраты по разделу в ценах 2001г.						101614,13	23610,33	6172,07 630,44	
Накладные расходы						28604,11			
Сметная прибыль						15271,69			
Итого по разделу 2 Стены :									
Итого Поз. 4-5						101614,13	23610,33	6172,07 630,44	
Накладные расходы 118% ФОТ (от 24 240,77)						28604,11			
Сметная прибыль 63% ФОТ (от 24 240,77)						15271,69			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Итого с накладными и см. прибылью						145489,93			
Индекс РЦЦС, 1 квартал 2016г. 145 489,93 * 6,56						954413,94			
Справочно, в ценах 2001г.:									
Материалы						71831,65			
Машины и механизмы						6172,07			
ФОТ						24240,77			
Накладные расходы						28604,11			
Сметная прибыль						15271,69			
Итого по разделу 2 Стены						954413,94			
Раздел 3. Плиты перекрытия и покрытия									
6	ФЕР10-02-012-02	Сборка перекрытий из панелей площадью: более 5 м2 (100 м2 панелей) <i>НР, (14534,61 руб.): 118% от ФОТ (12317,47 руб.)</i> <i>СП, (7760,01 руб.): 63% от ФОТ (12317,47 руб.)</i>	30,4	865,64 371,28	379,73 33,90	26315,46	11286,91	11543,79 1030,56	37,39
7	ФЕР10-02-012-01	Сборка перекрытий из панелей площадью: до 5 м2 (100 м2 панелей) <i>НР, (137,61 руб.): 118% от ФОТ (116,62 руб.)</i> <i>СП, (73,47 руб.): 63% от ФОТ (116,62 руб.)</i>	0,22	1370,33 473,28	775,77 56,80	301,47	104,12	170,67 12,50	50,03
8	ФЕР10-02-046-02	Сборка: козырька над входом без покрытия (1 шт.) <i>НР, (61,88 руб.): 118% от ФОТ (52,44 руб.)</i> <i>СП, (33,04 руб.): 63% от ФОТ (52,44 руб.)</i>	3	33,02 17,48	4,51	99,06	52,44	13,53	1,76
Заголовок									
Итого прямые затраты по разделу в ценах 2001г.						26715,99	11443,47	11727,99 1043,06	
Накладные расходы						14734,11			
Сметная прибыль						7866,51			
Итого по разделу 3 Плиты перекрытия и покрытия :									
Итого Поз. 6-8						26715,99	11443,47	11727,99 1043,06	
Накладные расходы 118% ФОТ (от 12 486,53)						14734,11			
Сметная прибыль 63% ФОТ (от 12 486,53)						7866,51			
Итого с накладными и см. прибылью						49316,61			
Индекс РЦЦС, 1 квартал 2016г. 49 316,61 * 6,56						323516,96			
Справочно, в ценах 2001г.:									
Материалы						3544,53			
Машины и механизмы						11727,99			
ФОТ						12486,53			
Накладные расходы						14734,11			
Сметная прибыль						7866,51			
Итого по разделу 3 Плиты перекрытия и покрытия						323516,96			
Раздел 4. Ферма									

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
9	ФЕР10-01-001-01	Укрупнительная сборка и установка конструкций арок и ферм, сегментных с металлической затяжкой пролетом: 18 м (1 конструкция) <i>1 054,05 = 1 001,55 + 11,17 x 0,325 + 4 887,02 x 0,01</i> <i>НР, (7551,88 руб.): 118% от ФОТ (6399,9 руб.)</i> <i>СП, (4031,94 руб.): 63% от ФОТ (6399,9 руб.)</i>	26	1054,05 234,25	198,47 11,90	27405,3	6090,5	5160,22 309,40	21,67
3	1. 201-9160	Элементы металлические, (кг)	0,325 8,45	11,17		94,39			
Уд	2. 201-9160	Элементы металлические, (кг)	0	11,17					
3	3. 203-9051	Конструкции деревянные клееные, (м3)	0,01 0,26	4887,02		1270,63			
Уд	4. 203-9051	Конструкции деревянные клееные, (м3)	0	4887,02					
Итого прямые затраты по разделу в ценах 2001г.						27405,3	6090,5	5160,22 309,40	
Накладные расходы						7551,88			
Сметная прибыль						4031,94			
Итого по разделу 4 Ферма :									
Итого Поз. 9						27405,3	6090,5	5160,22 309,40	
Накладные расходы 118% ФОТ (от 6 399,90)						7551,88			
Сметная прибыль 63% ФОТ (от 6 399,90)						4031,94			
Итого с накладными и см. прибылью						38989,12			
Индекс РЦЦС, 1 квартал 2016г. 38 989,12 * 6,56						255768,63			
Справочно, в ценах 2001г.:									
Материалы						16154,58			
Машины и механизмы						5160,22			
ФОТ						6399,9			
Накладные расходы						7551,88			
Сметная прибыль						4031,94			
Итого по разделу 4 Ферма						255768,63			
Раздел 5. Кровля									
10	ФЕР10-02-035-01	Сборка: кровли с установкой стропил, подкосов, прогонов устройством обрешетки и покрытием волнистыми асбестоцементными листами (100 м2 кровли, развернутой поверхности карниза, фронтонов) <i>НР, (5356,7 руб.): 118% от ФОТ (4539,58 руб.)</i> <i>СП, (2859,94 руб.): 63% от ФОТ (4539,58 руб.)</i>	7,98	1439,05 559,50	283,76 9,37	11483,62	4464,81	2264,4 74,77	58,1
Итого прямые затраты по разделу в ценах 2001г.						11483,62	4464,81	2264,40 74,77	
Накладные расходы						5356,7			

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
						2859,94			
Сметная прибыль						2859,94			
Итого по разделу 5 Кровля :									
						11483,62	4464,81	2264,40 74,77	
Итого Поз. 10									
Накладные расходы 118% ФОТ (от 4 539,58)						5356,7			
Сметная прибыль 63% ФОТ (от 4 539,58)						2859,94			
Итого с накладными и см. прибылью						19700,26			
Индекс РЦЦС, 1 квартал 2016г. 19 700,26 * 6,56						129233,71			
Справочно, в ценах 2001г.:									
Материалы						4754,32			
Машины и механизмы						2264,4			
ФОТ						4539,58			
Накладные расходы						5356,7			
Сметная прибыль						2859,94			
Итого по разделу 5 Кровля						129233,71			
ИТОГИ ПО СМЕТЕ:									
Итого прямые затраты по смете в ценах 2001г.						425760,41	67216,84	29521,37 2654,12	
Накладные расходы						80414,67			
Сметная прибыль						45215,87			
Итого по смете:									
Бетонные и железобетонные монолитные конструкции в промышленном строительстве						258405,59			
Конструкции из кирпича и блоков						39489,45			
Деревянные конструкции						253495,91			
Итого						551390,95			
Индекс РЦЦС, 1 квартал 2016г. 551 390,95 * 6,56						3617124,63			
Справочно, в ценах 2001г.:									
Материалы						329022,03			
Машины и механизмы						29521,37			
ФОТ						69870,96			
Накладные расходы						80414,67			
Сметная прибыль						45215,87			
Временные 1,8%						65108,24			
Итого						3682232,87			
Непредвиденные затраты 2%						73644,66			
Итого с непредвиденными						3755877,53			
НДС 18%						676057,96			
ВСЕГО по смете						4431935,49			

_2009 г.

л труда чел.-ч, не тых иванием лин
всего
11
554,3
1458,94

11
581,02
2594,26
2013,24
581,02
2594,26
2594,26
1830,15
594,2
2424,35
2424,35

11
2424,35
2424,35
1136,66
11,01
5,28
1152,95
1152,95
1152,95
1152,95

11
563,42
563,42
563,42
563,42
563,42
463,64
463,64

11
463,64
463,64
463,64
7198,62
2013,24
581,02
4604,36
7198,62
7198,62

График зависимость грузоподъемности от вылета крюка для крана СКГ-40/63

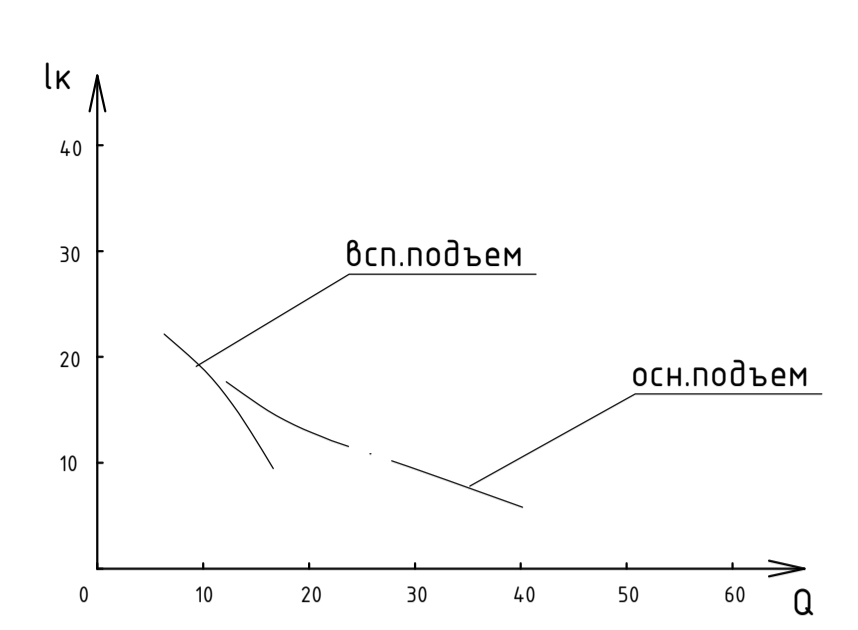


Схема производства работ

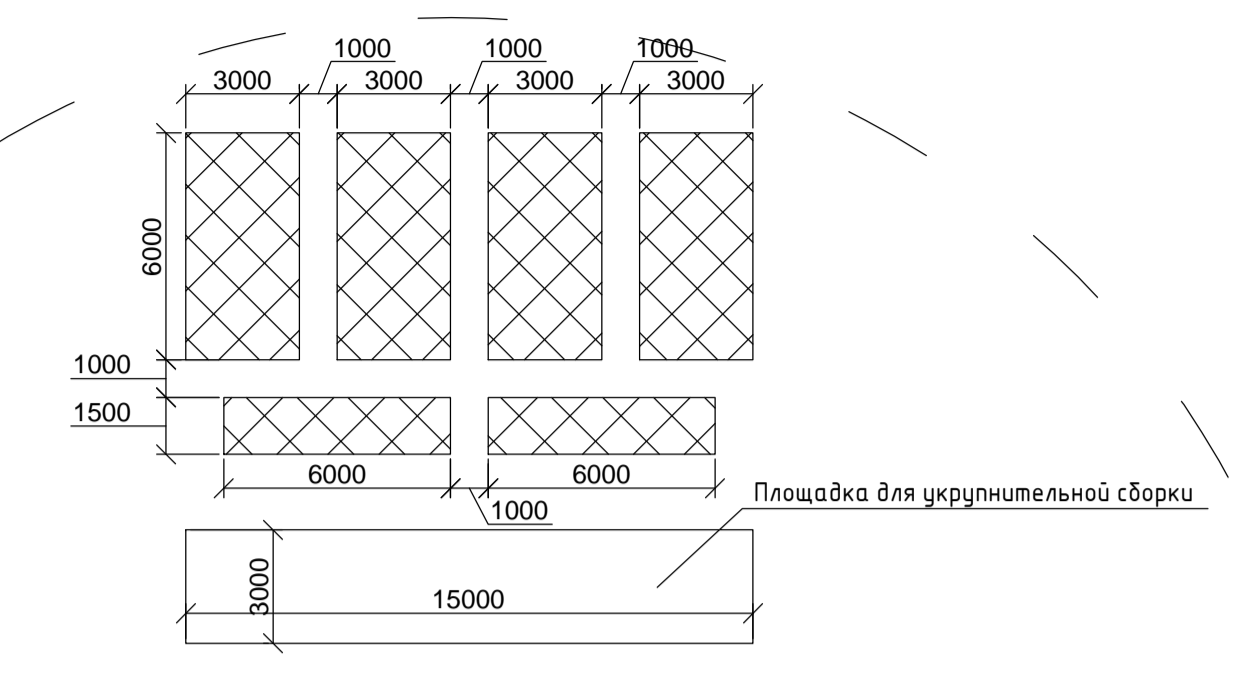
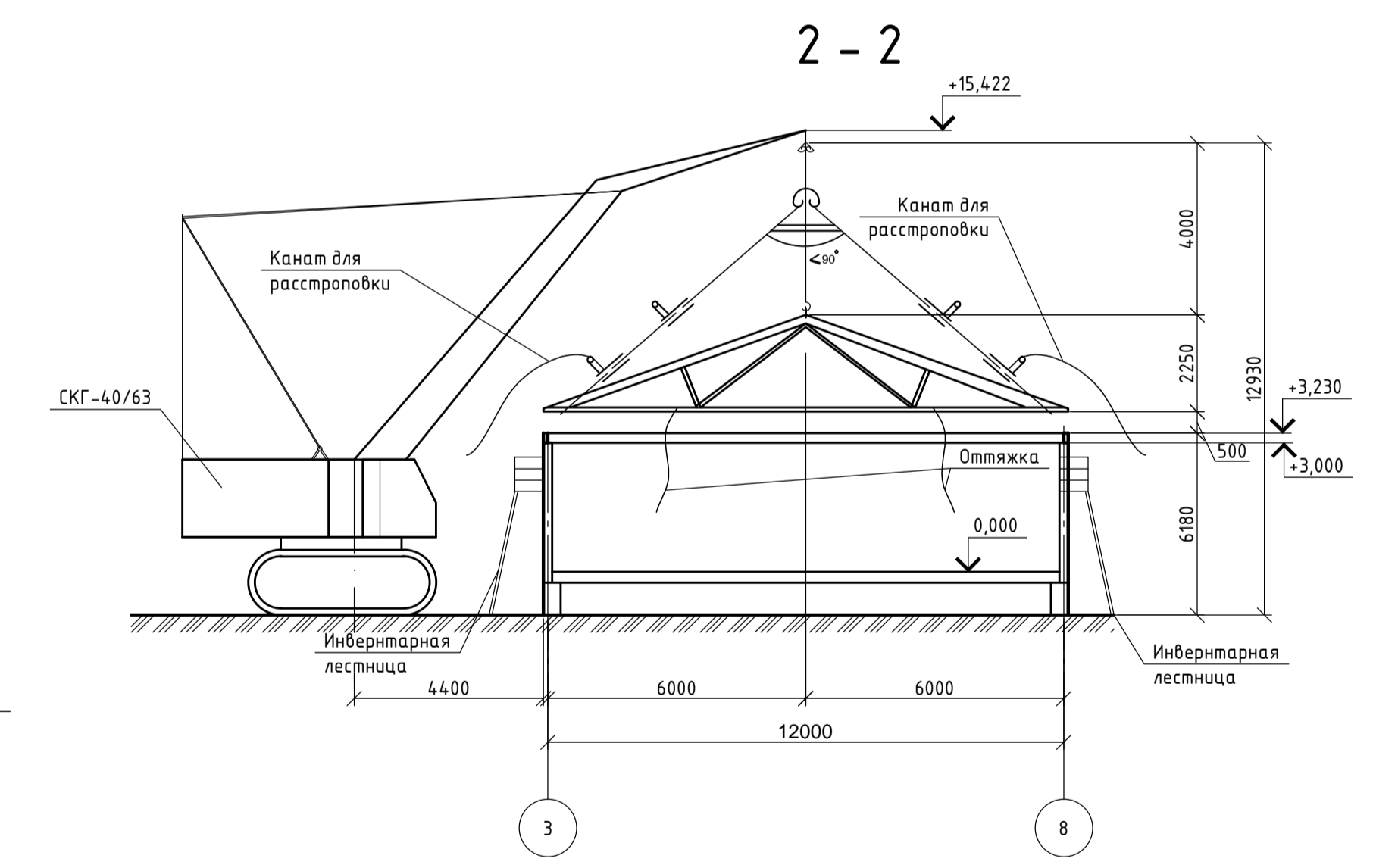
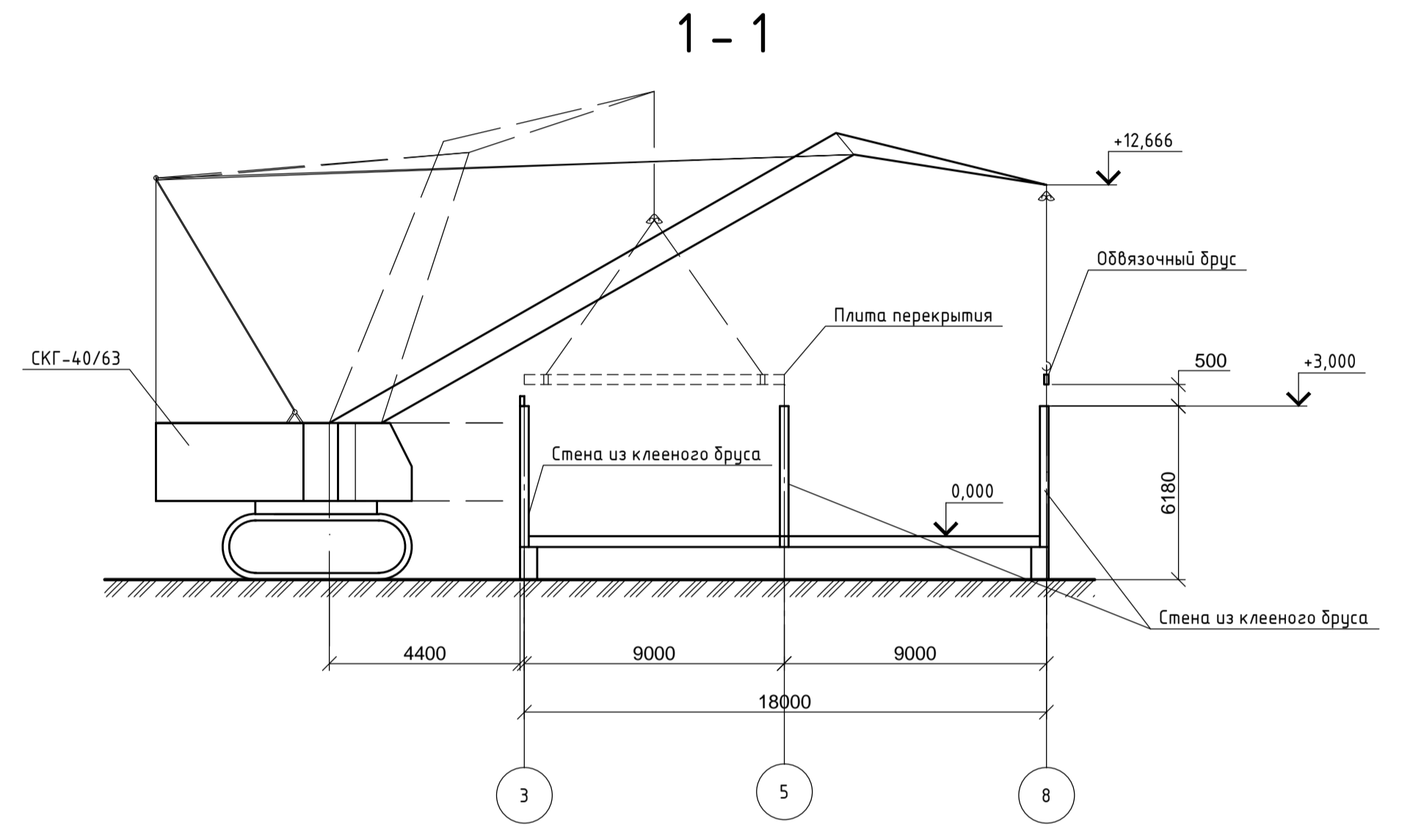
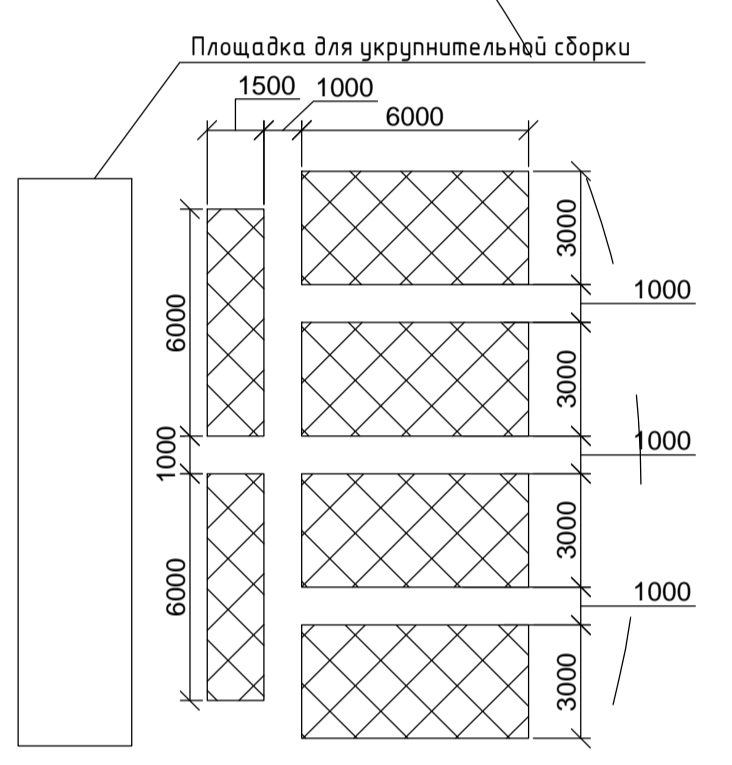
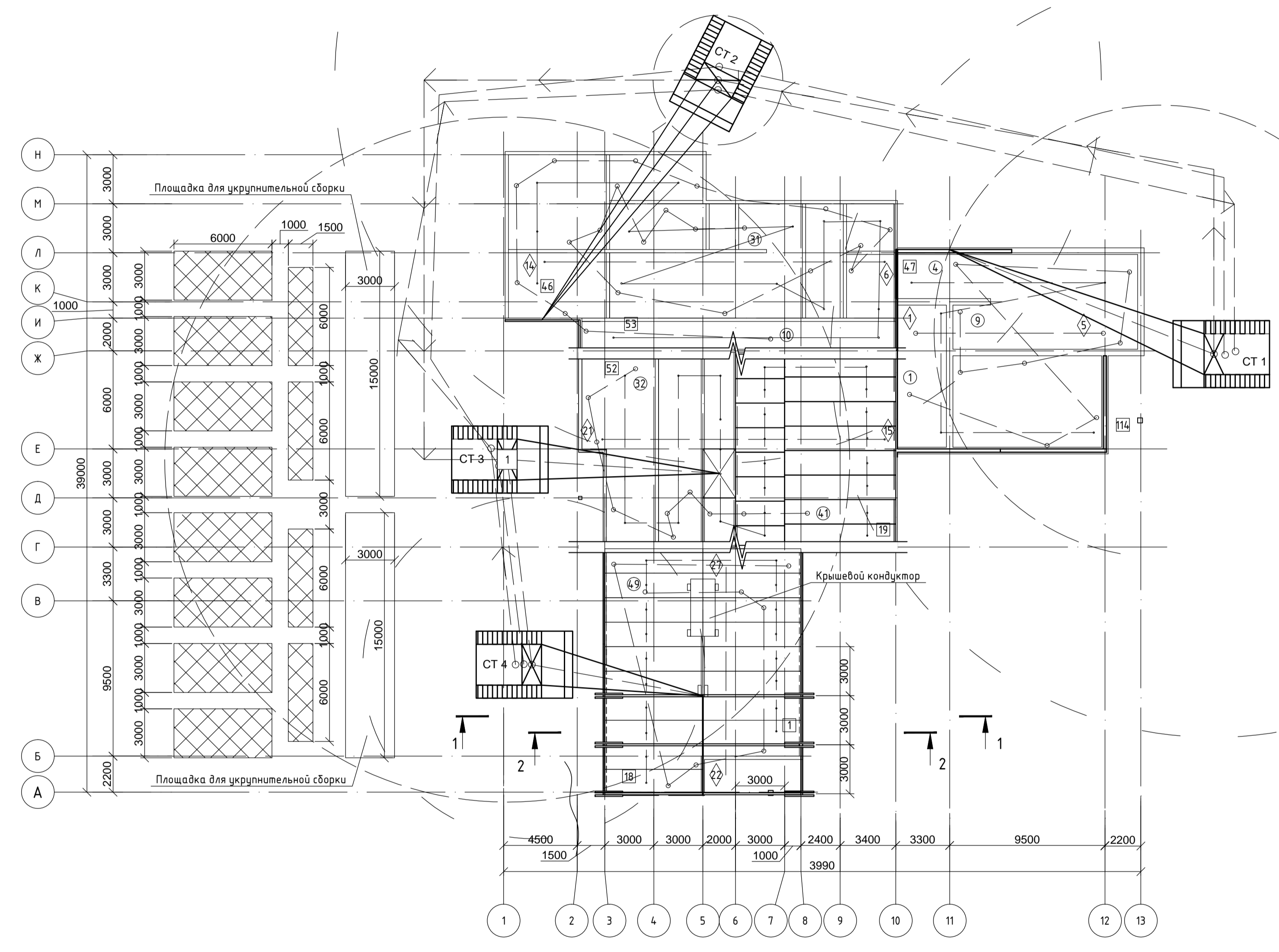
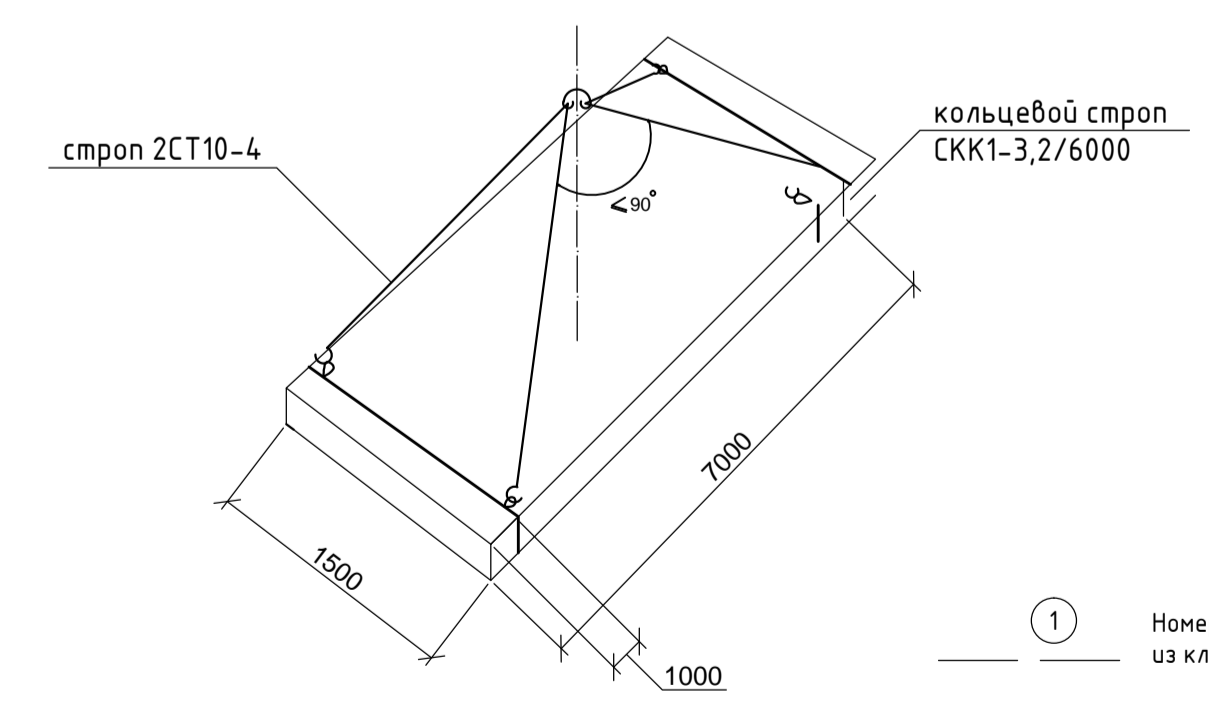


Table with columns: Наименование работ, Ед. изм., Кол-во, Затра-ты труда, чел.-см, Требуемые машины, Продолжительность работ, дни, Число смен, Число рабочих в смену, Состав бригады. It lists tasks like 'Установка клееного бруса' and 'Установка обрешетки' with their respective resource requirements.

Table titled 'Рабочие дни' (Working days) showing a Gantt-style schedule for tasks across 60 days. It includes a 'Количество человек на объекте' (Number of people on site) bar at the bottom.



Строповка плит покрытия.



Строповка ферм

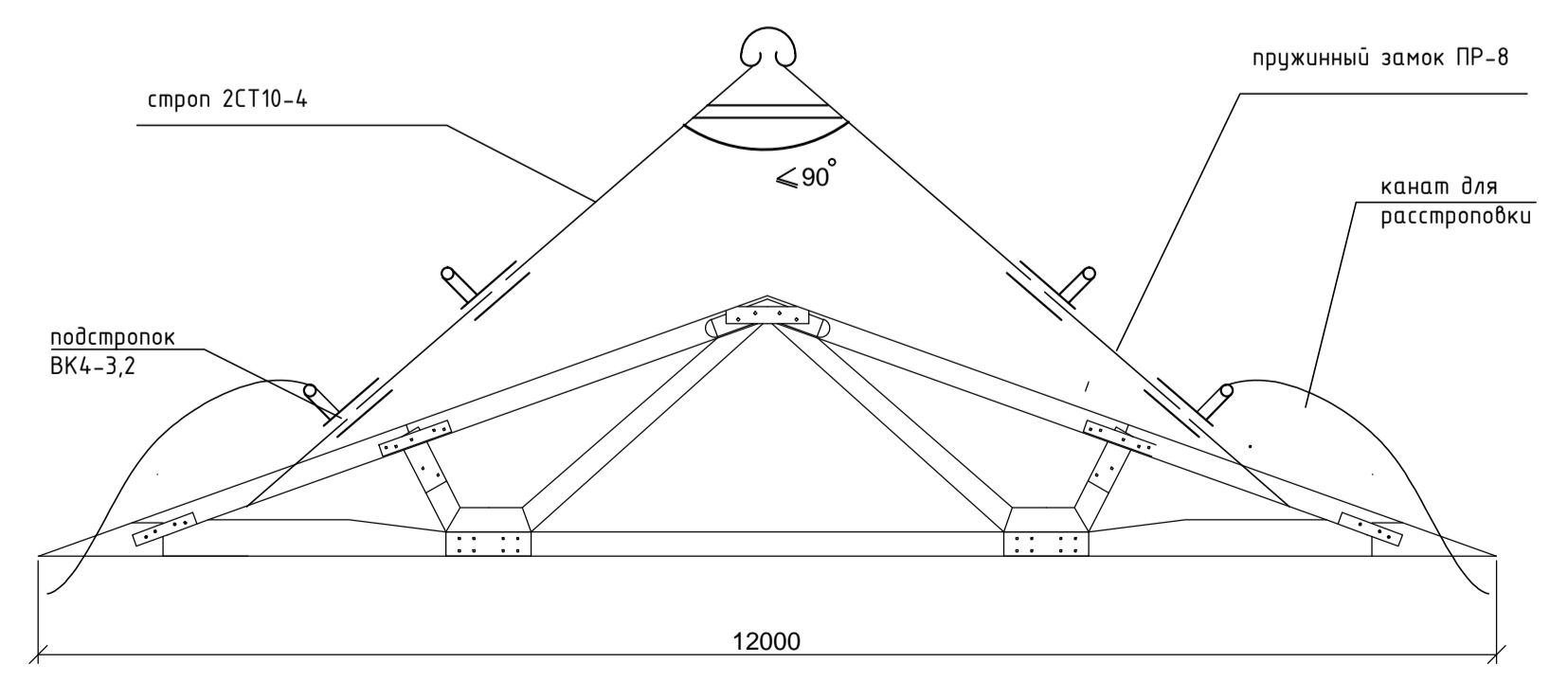
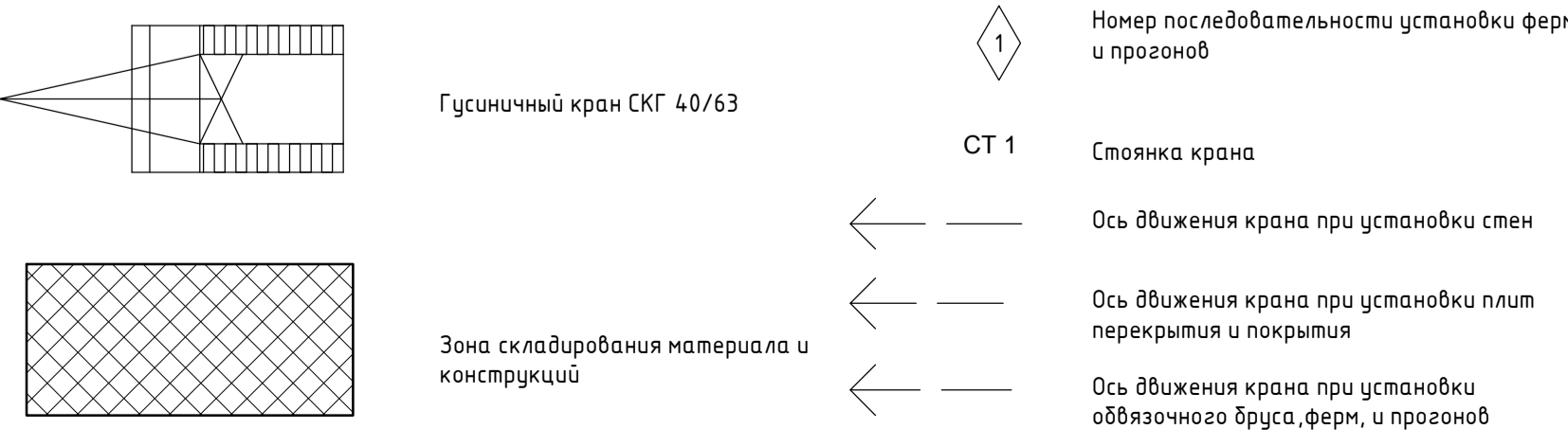


Table with columns: Технические требования, Предельное отклонение, Контроль (Метод, контроль вид регистрации). It lists requirements for deviations and inspection methods for various construction elements.

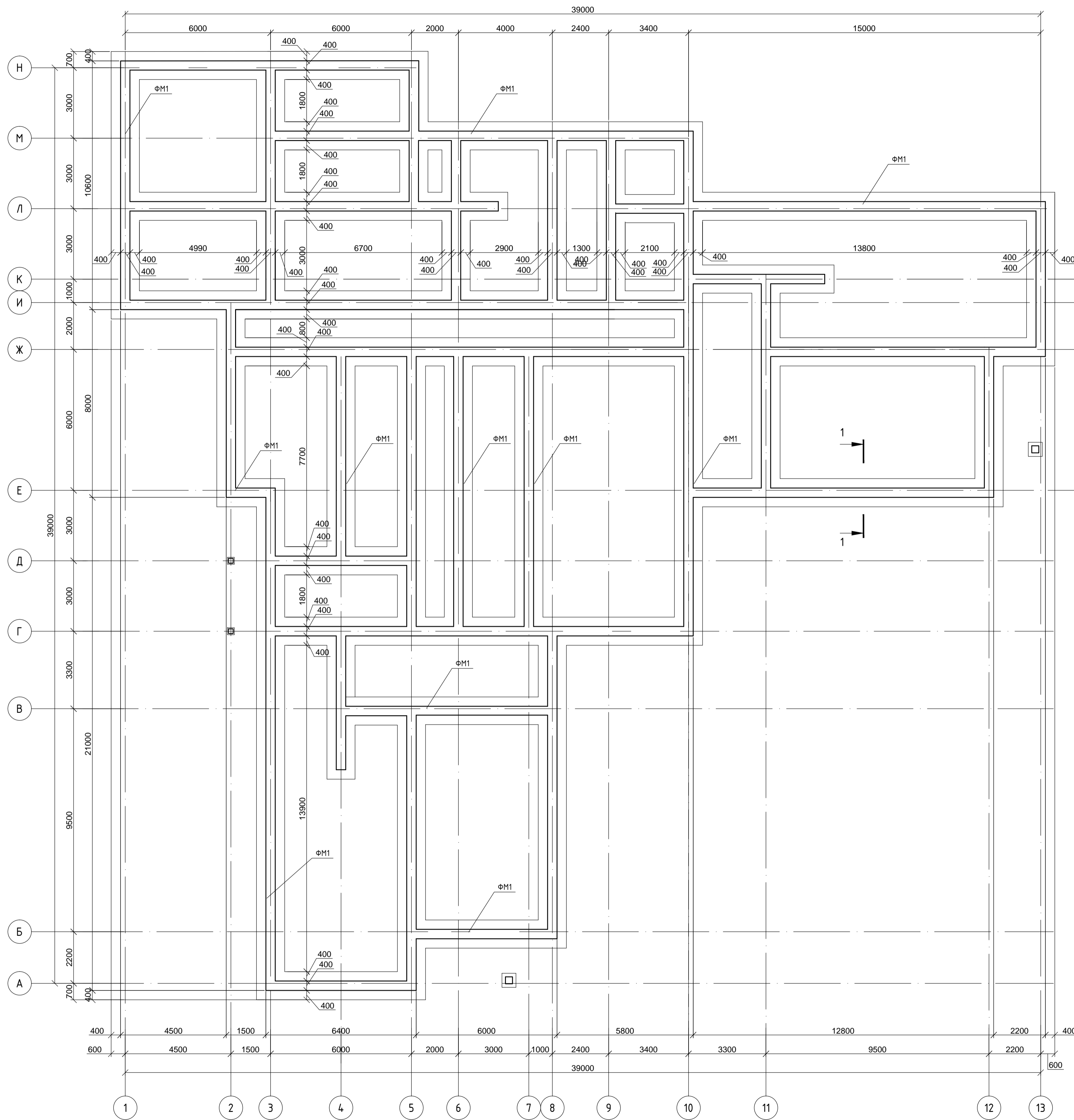


Технико-экономические показатели

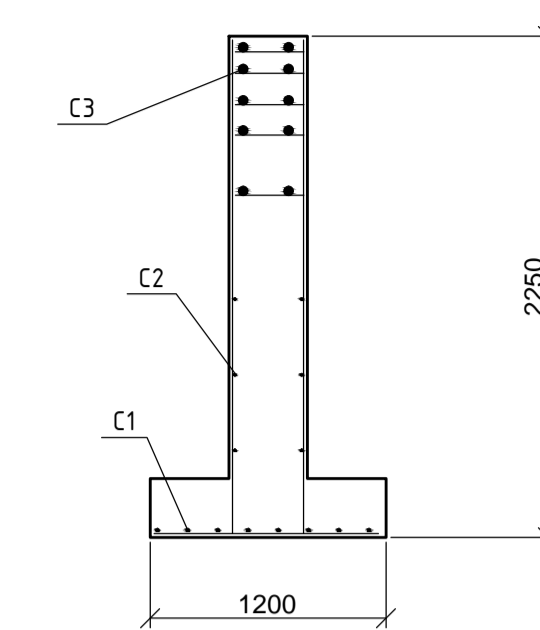
Table showing technical and economic indicators such as 'Объем работ', 'Трудоёмкость', 'Выработка на 1-го рабочего в смену', etc., with numerical values.

Table with project information including 'ВРК - 08.03.00.01 АР', 'ФГАОУ ВО Сибирский федеральный Университет', 'Инженерно - строительный институт', and a signature block.

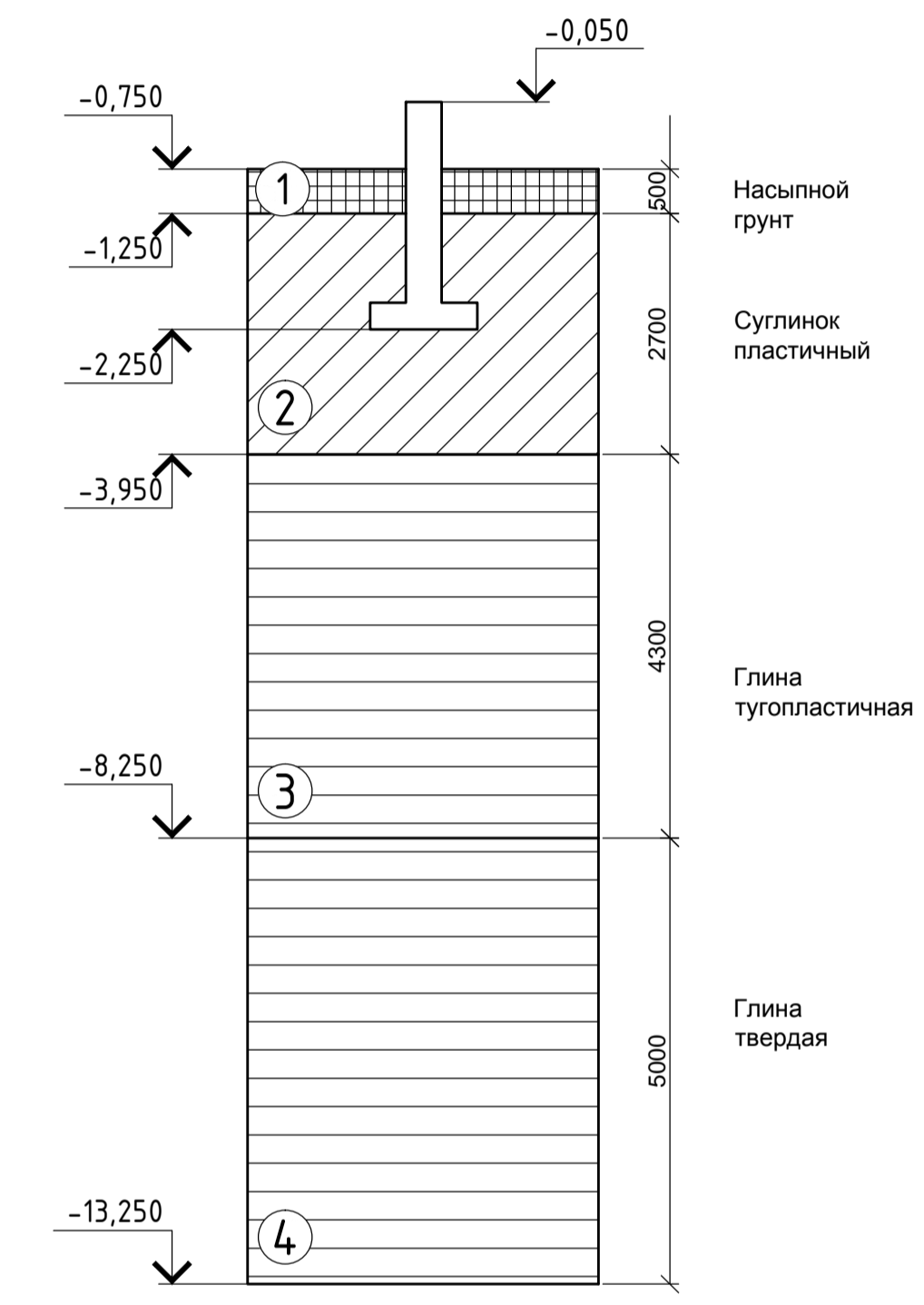
План фундамента



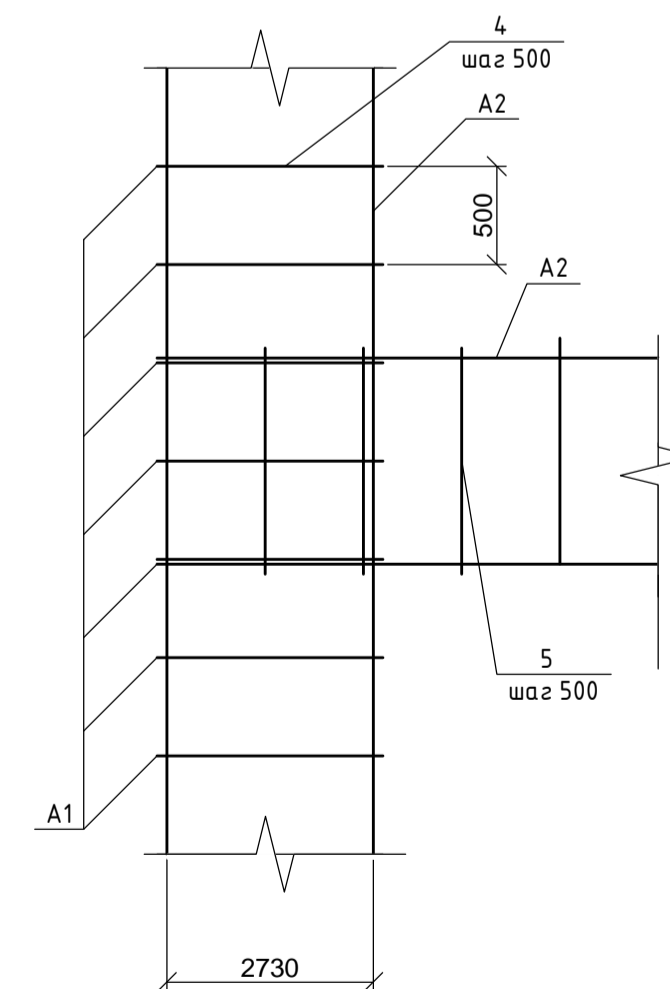
1-1



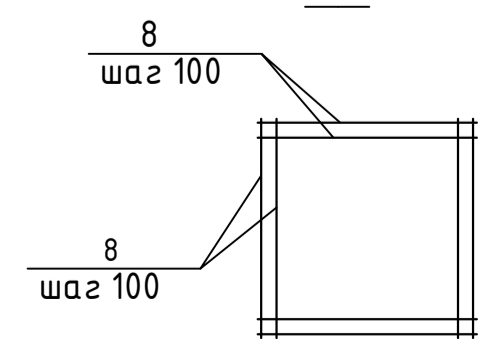
Инженерно-геологический разрез



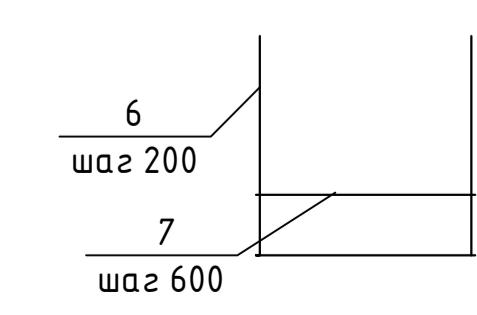
C1



C3



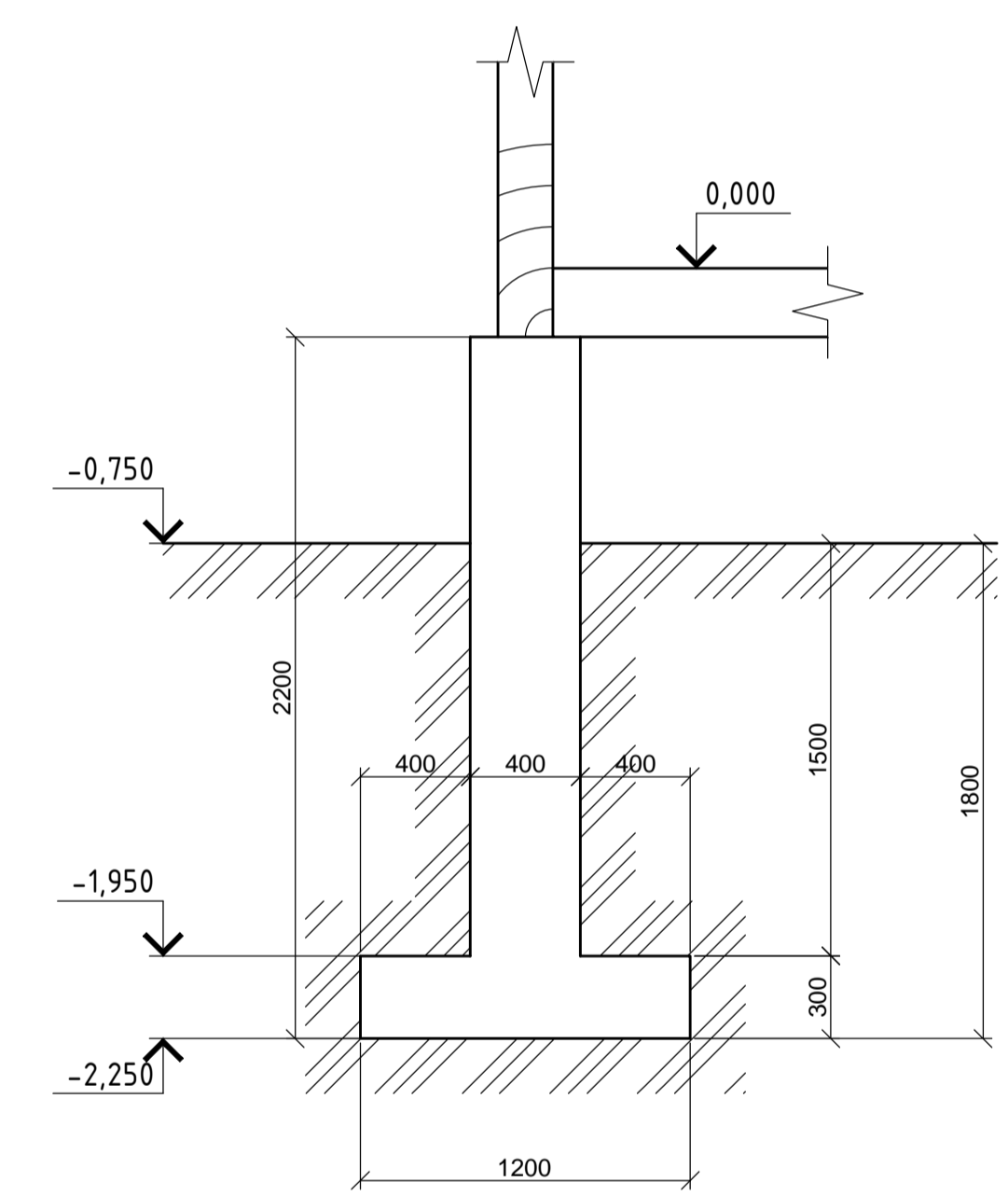
C2



Спецификация перемычек

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
		Монолитный фундамент			
		ФМ-1	1		
		Сборочные единицы			
		Сетки арматуры			
1	ГОСТ 23279-84	С1	1	21,53	
2	ГОСТ 23279-84	С2	2	12,15	
3	ГОСТ 23279-84	С3	6	3,60	
		Сетка С1			
4	ГОСТ 5784-82	φ10 А-III, l=2350	11	1,63	
5	ГОСТ 5784-82	φ8 А-I, l=1750	8	0,45	
		Сетка С2			
6	ГОСТ 5784-82	φ8 А-III, l=1450	6	1,80	
7	ГОСТ 5784-82	φ6 А-I, l=1450	2	0,25	
		Сетка С3			
8	ГОСТ 5784-82	φ8 А-I, l=1450	8	0,45	
		Материалы			
		Бетон В12,5	м³		

Заглубление фундамента

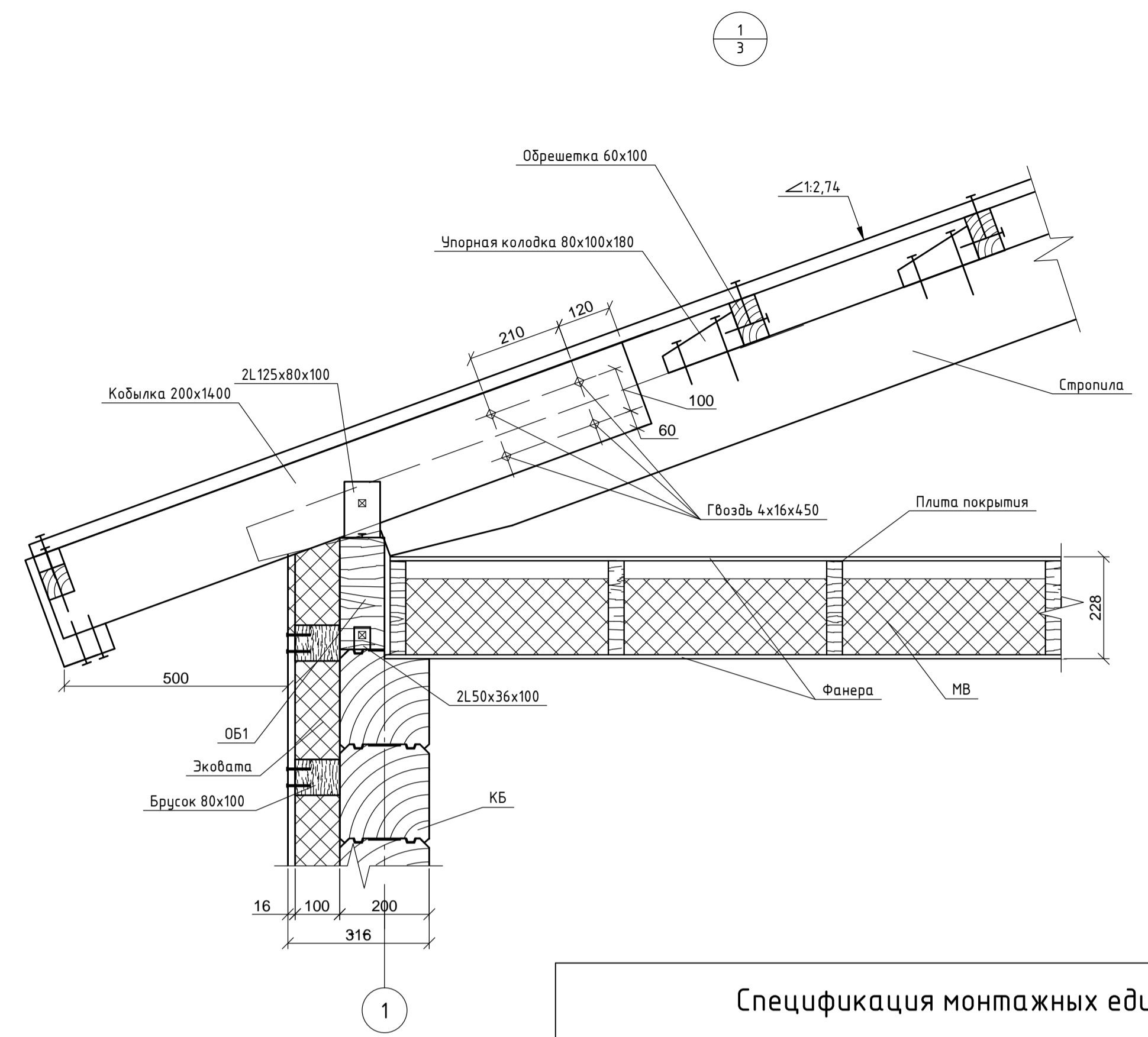
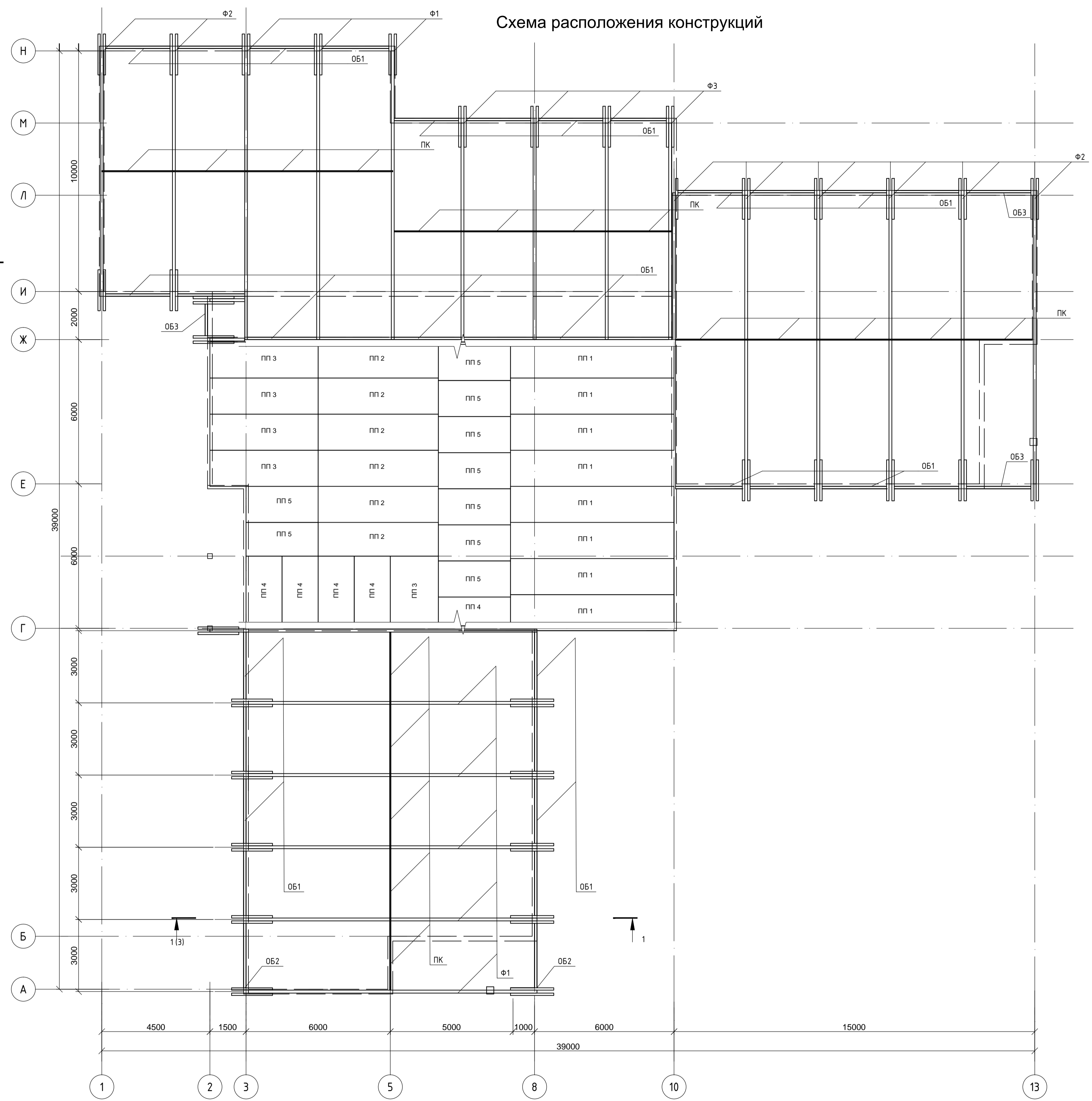


Ведомость расхода арматуры, кг

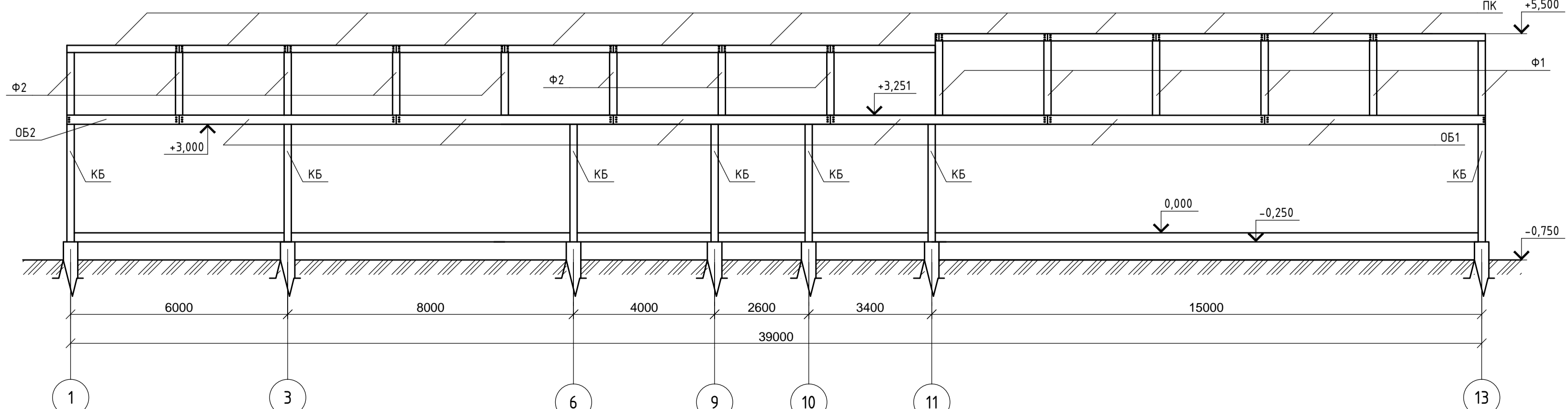
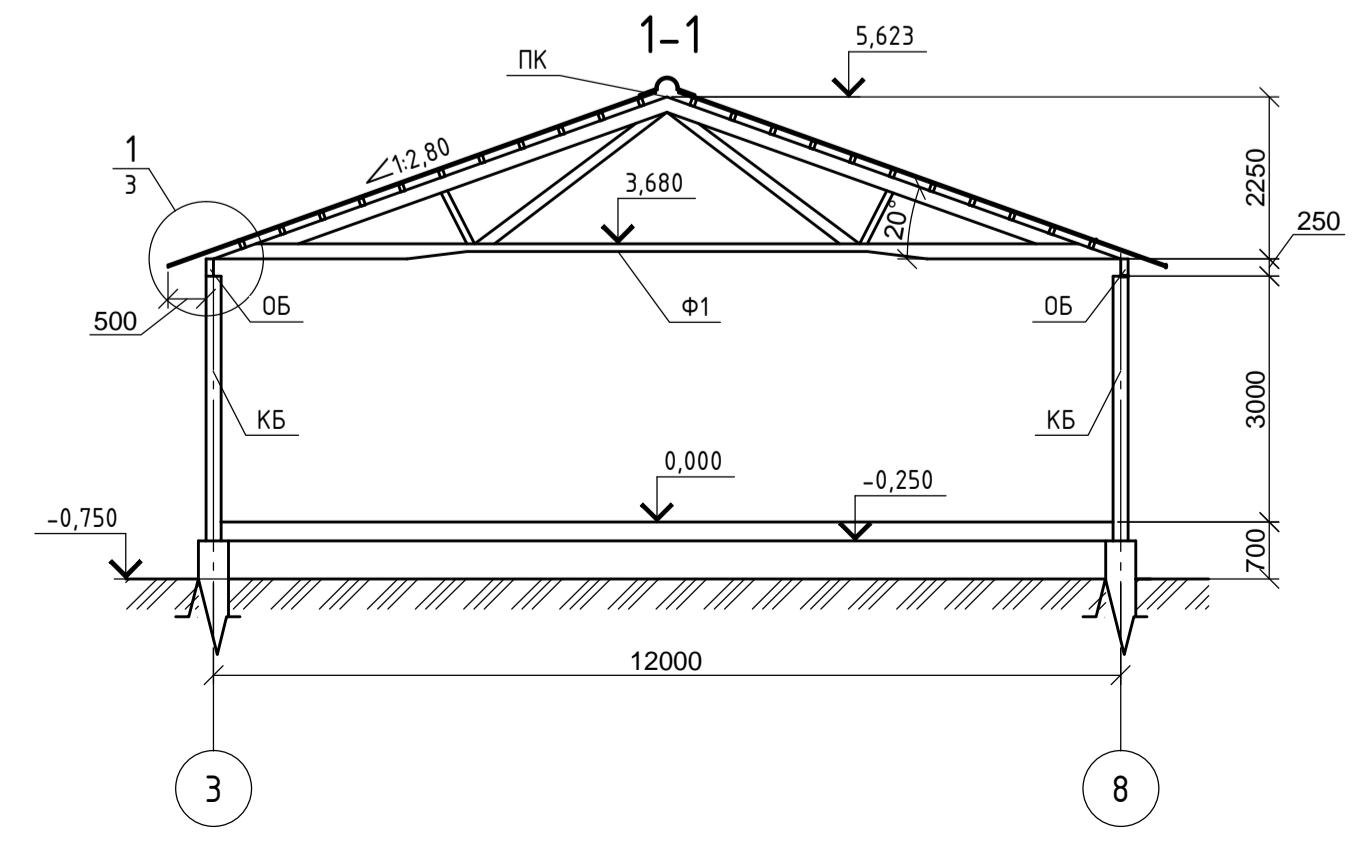
Марка элемента	Изделия арматурные					Всего	Всего
	Арматура класса						
	А-I		А-III		Всего		
ГОСТ 5784-82	φ8	Итого	ГОСТ 5784-82	φ10		Итого	
С1	4,05	4,05	-	21,6	21,6	25,65	25,65
С2	0,9	0,9	9,78	-	9,78	10,68	21,36
С3	3,6	3,60	-	-	-	3,60	21,6
						Итого	68,61

ВРК - 08.03.00.01 АР					
ФГАОУ ВО Сибирский федеральный университет					
Инженерно - строительный институт					
Изм.	Кол. чц.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Арбузова А.Н.				
Принял	Найкин Е.А.				
Руководитель	Лих Н.И.				
Исполн.					
Зав. кафедрой	Двордуб С.В.				
Пятидесяти местное дощатое учреждение из клееного бруса в г. Ачинске			Стадия	Лист	Листов
			П	5	7
СКУИС					

Схема расположения конструкций



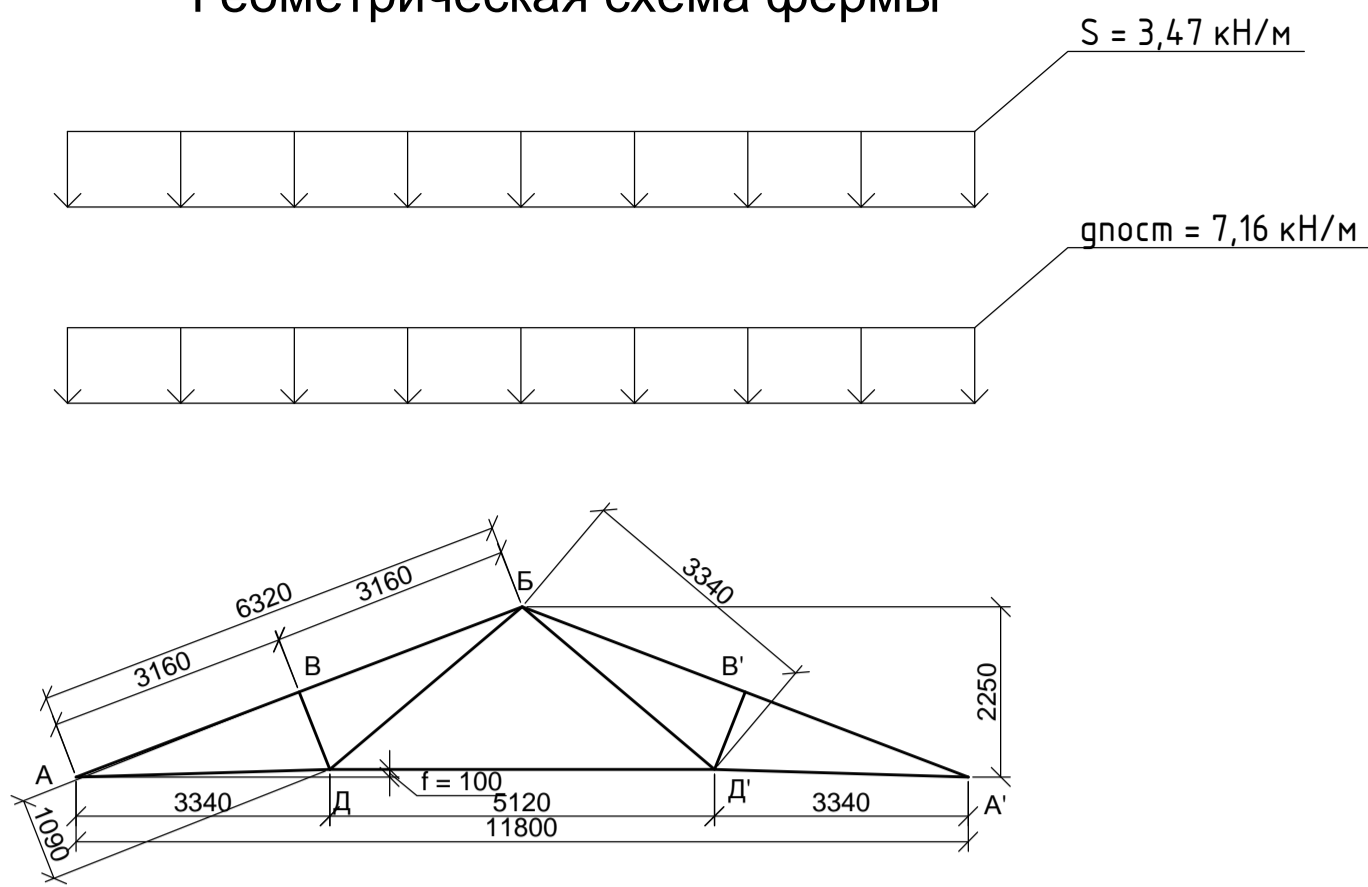
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1	Ф1	Ферма клевошчатая, L =12000	20		
2	Ф2	Ферма клевошчатая, L =10000	2		
3	Ф3	Ферма клевошчатая, L =9000	4		
4	ПК	Прогон из клееной древесины 3000x200	25		
5	ОБ1	Обвязочный брус 6000x250	22		
6	ОБ2	Обвязочный брус 3000x250	4		
7	ОБ3	Обвязочный брус 1500x250	1		
7	ПП1	Плита перекрытия 7000x1500	8		
8	ПП2	Плита перекрытия 5000x1500	5		
9	ПП3	Плита перекрытия 4500x1500	4		
10	ПП4	Плита перекрытия 3000x2100	1		
11	ПП5	Плита перекрытия 3000x1500	15		
12	ПП6	Плита перекрытия 3000x1200	1		
13	КБ	Клееный брус 200x2200,	1		



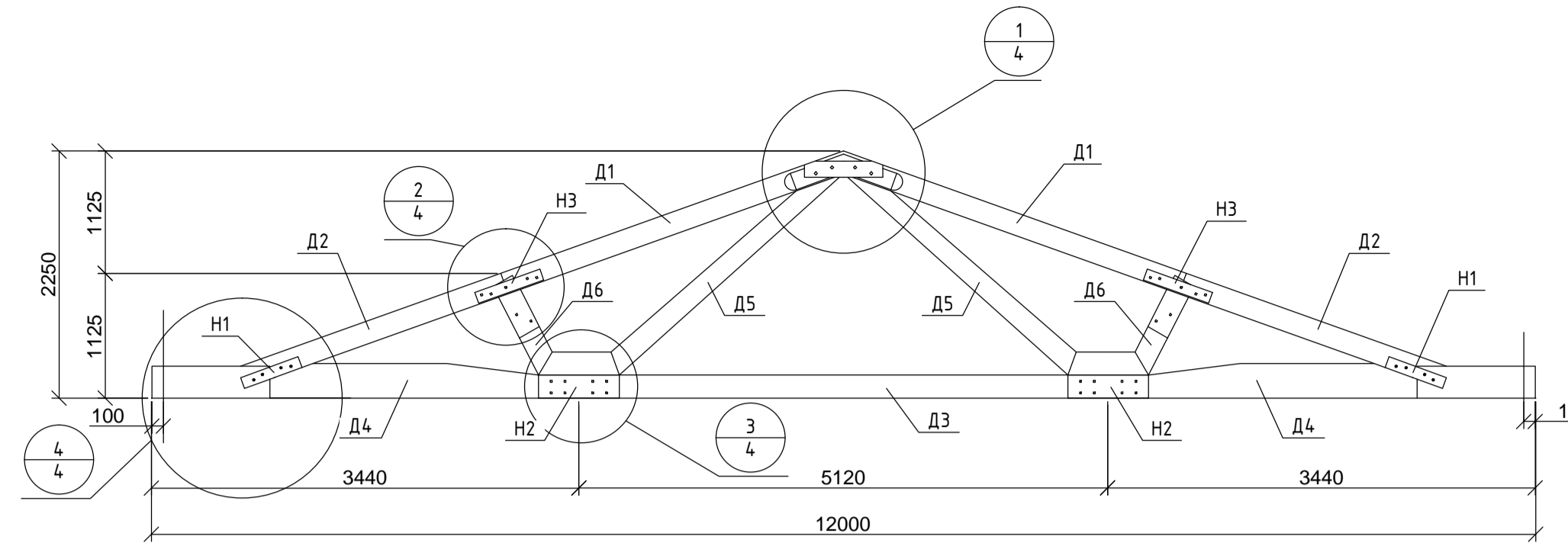
- Здание запроектировано для применения в районах с нормативной снеговой нагрузкой $s = 1,5$ кПа (IV район) и ветровым давлением $w = 0,38$ кПа (III район).
- Условия эксплуатации конструкций С1 по СП 131.13330.2012.
- Класс здания II, степень огнестойкости IV.
- Основные строительные конструкции: фундамент - ленточный монолитный; стены из клееного бруса; несущая конструкция покрытия - клевошчатая ферма; полы - фанерные плиты.
- За отметку 0,000 принята отметка чистого пола.
- Монтаж здания вести с соблюдением требований СП 70.13330.2012 "Несущие и ограждающие конструкции".
- Стены и фермы закреплены между собой обвязочным брусом.
- Лист 3 читать совместно с листом 4.

ВРК - 08.03.00.01 АР				
ФГАОУ ВО Сибирский федеральный Университет Инженерно - строительный институт				
Изм.	Кол. чц.	Лист	№ док.	Подп.
Разработал	Арбузова А.Н.			
Принял	Лих Н.И.			
Руководитель	Лих Н.И.			
Инженер	Двордеев С.В.			
Пятидесяти местное дошкольное учреждение из клееного бруса в г. Ачинске			Стадия	Лист
			П	3
Схема расположения конструкций, узел кобылки, спецификация монтажных единиц			Листов	
			7	
СКУЭС				

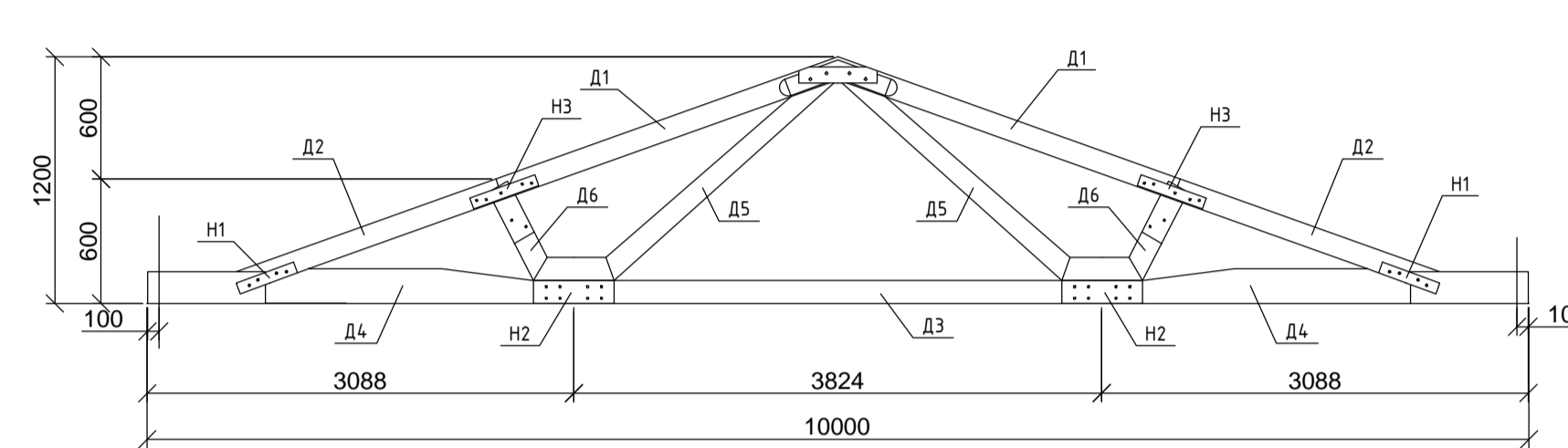
Геометрическая схема фермы



Монтажная схема фермы Ф1



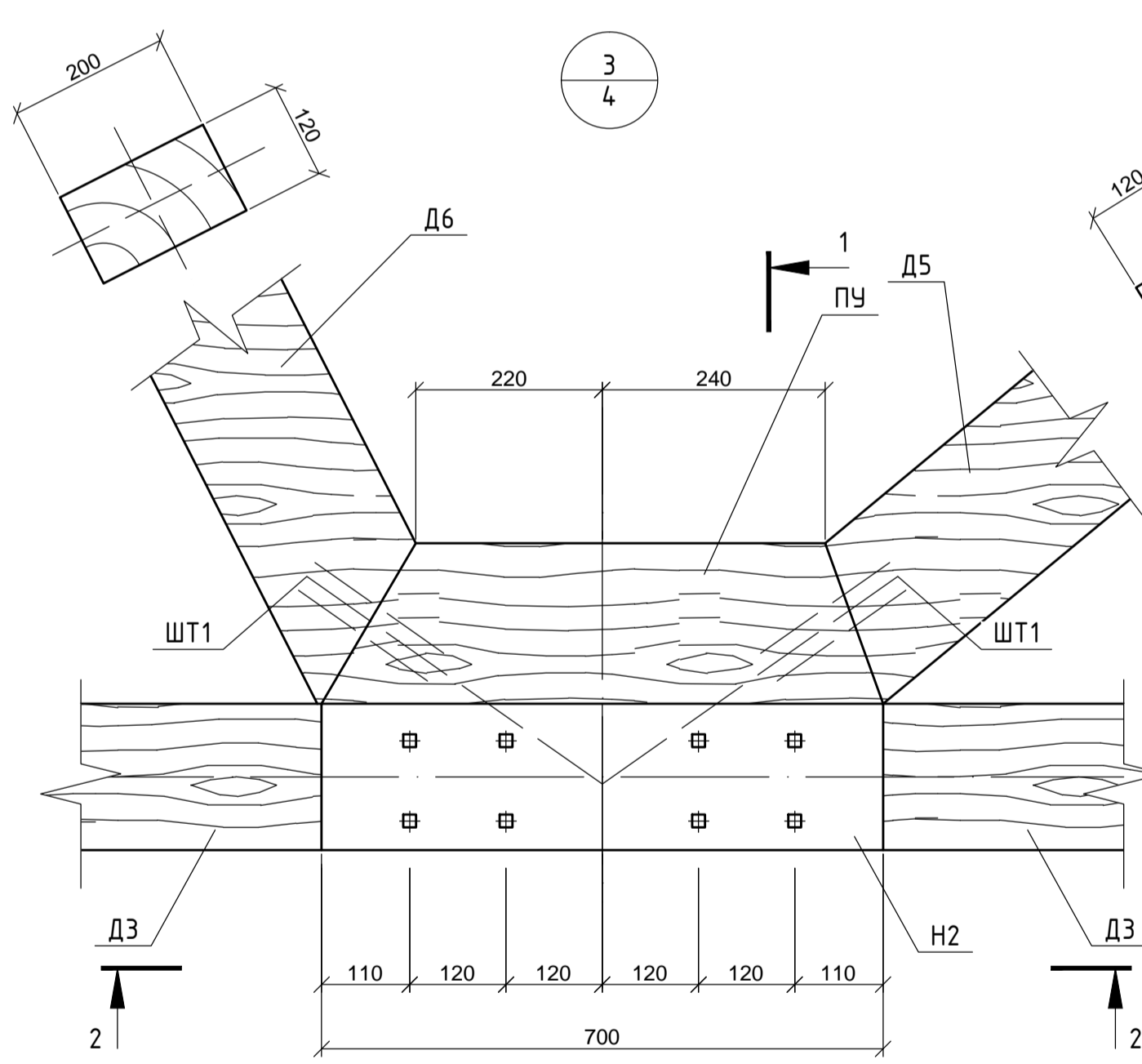
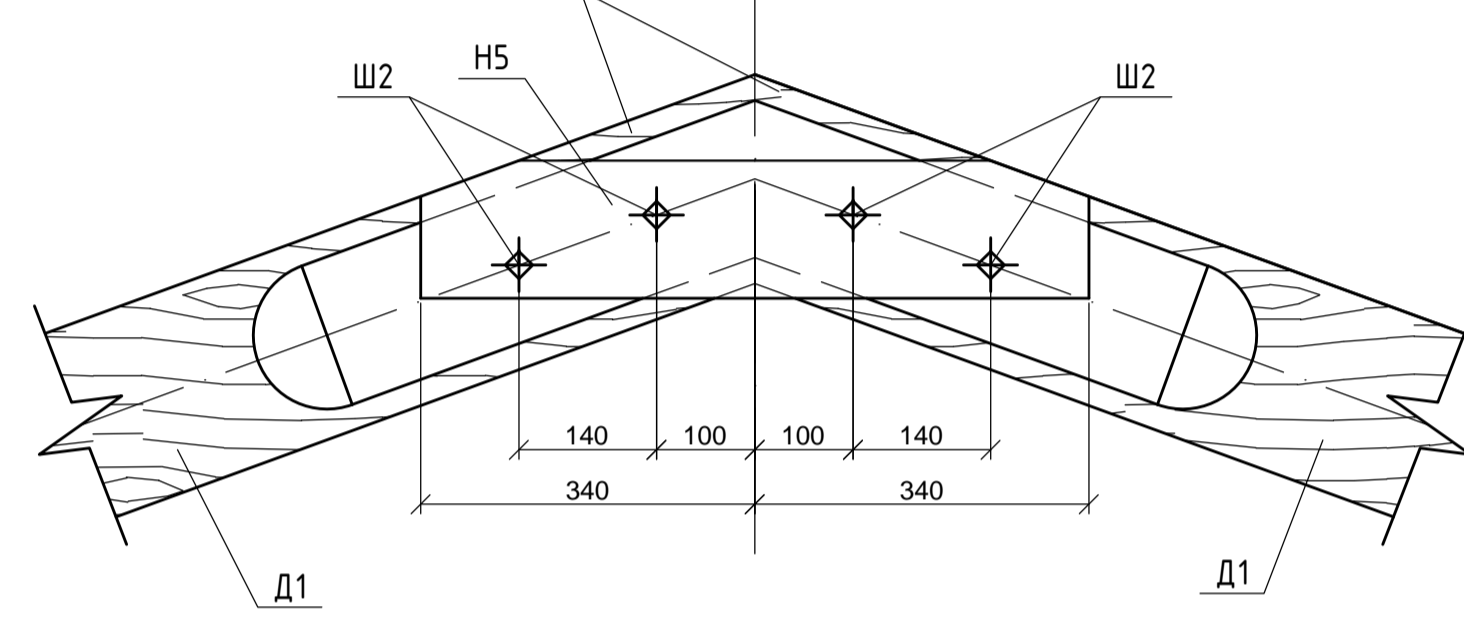
Монтажная схема фермы Ф2



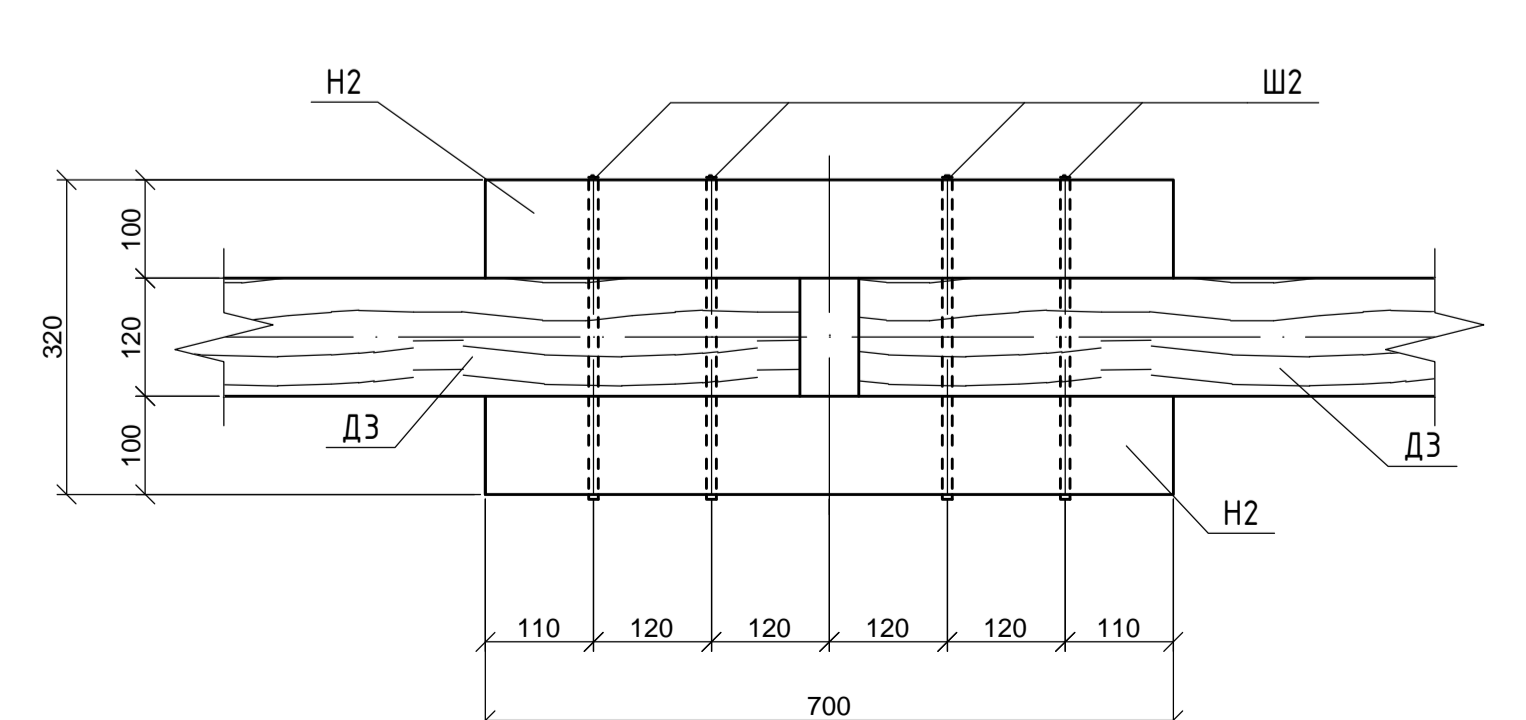
Спецификация перемычек

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
Сборочные единицы					
Д1	Верхний пояс фермы	Доска клееная 200x120x3160	2		
Д2	Верхний пояс фермы	Доска клееная 200x120x3160	2		
Д3	Нижний пояс фермы	Доска клееная 175x120x5120	1		
Д4	Нижний пояс фермы	Доска клееная 200x120x3440	2		
Д5	Раскосы	Доска клееная 200x120x330	2		
Д6	Стойки	Доска клееная 200x120x1090	2		
ПЧ	Подушка упора	Доска клееная 145x175x700	1		
Детали					
Н1	СП 64.13330.2011	Накладка 100x150x600	4		
Н2	СП 64.13330.2011	Накладка 100x175x700	2		
Н3	СП 64.13330.2011	Накладка 100x150x600	4		
Н4	СП 64.13330.2011	Накладка 6x200x500	4	4,5300	
Н5	СП 64.13330.2011	Накладка 100x140x680	2		
Шп1	СП 16.13330.2011	Штырь ф16 АП, L=100	2	0,1600	
Ш1	СП 16.13330.2011	Шпилька ф20 А-1, L=400	12	0,9860	
Ш2	СП 16.13330.2011	Шпилька ф14, L=400	22	0,4830	
Ш3	СП 16.13330.2011	Узловой шарнир ф32 А-1, L=400	2	2,5240	
Стандартные изделия					
Б1	ГОСТ 24.379.1-2012	Болт М18	4	0,412	

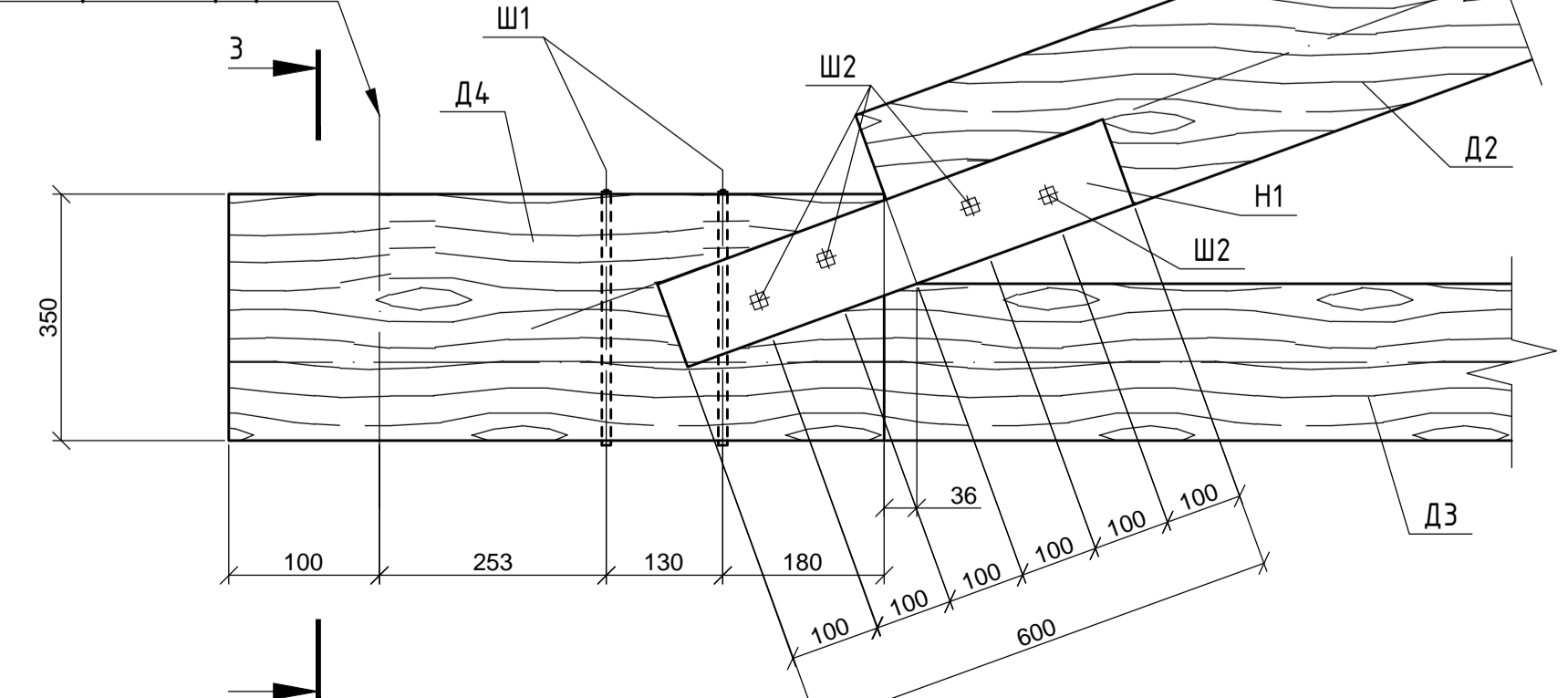
Верхний пояс 200x120



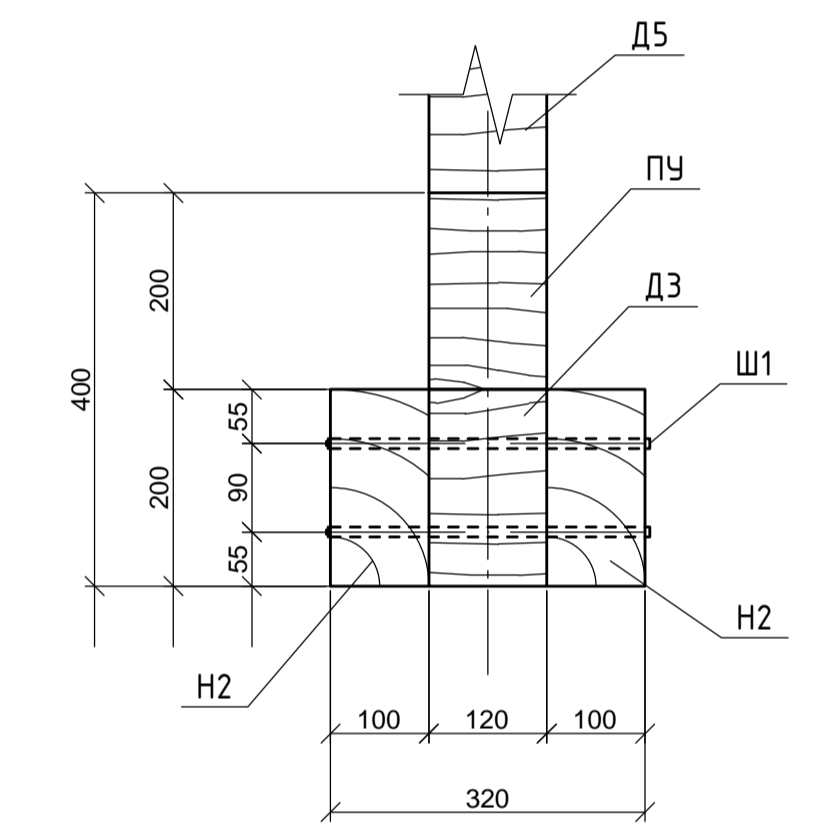
3 - 3



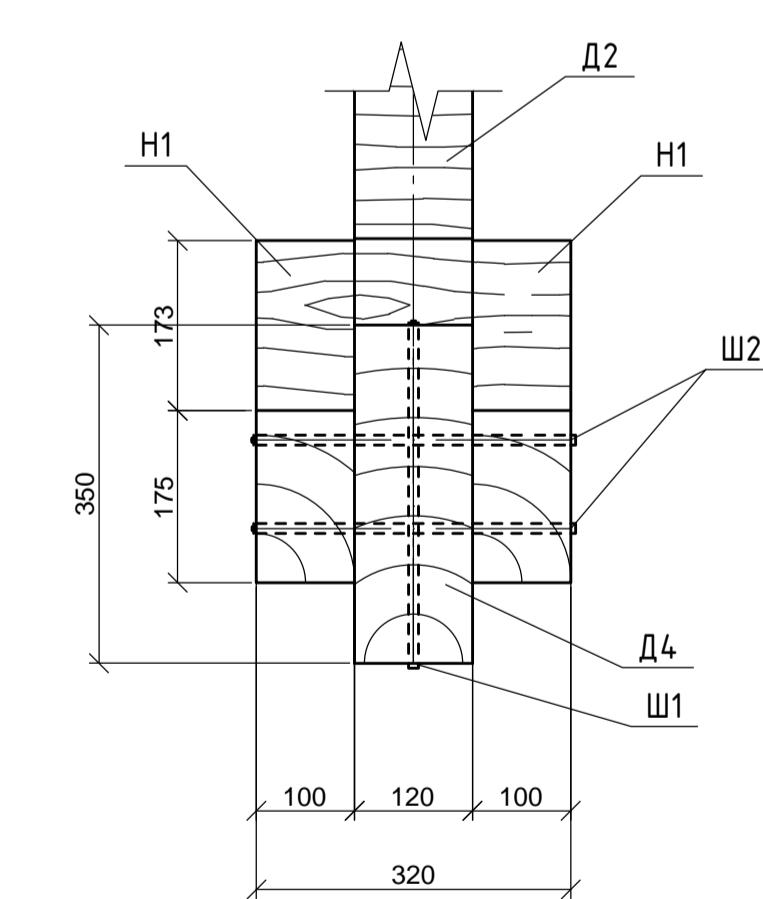
Ось опирания фермы



1 - 1



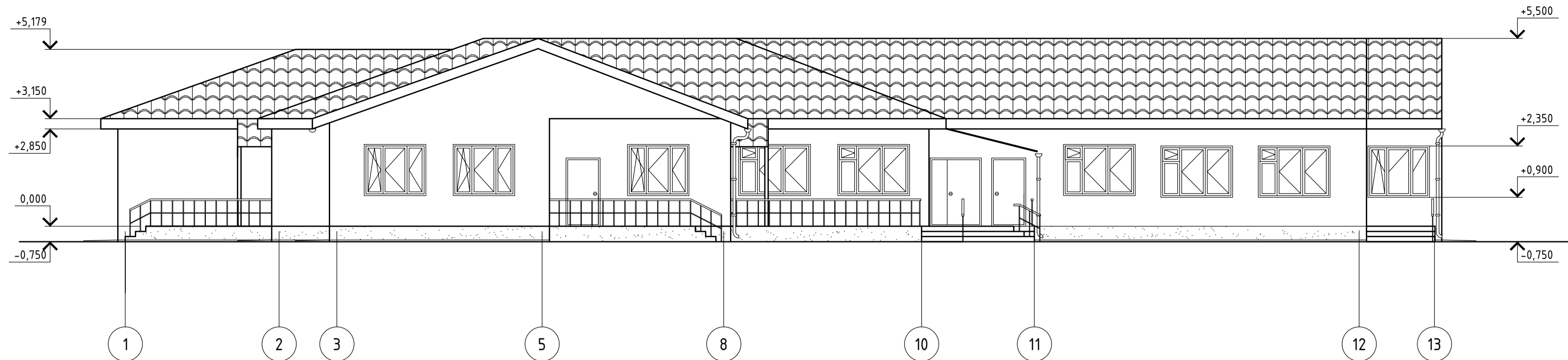
2 - 2



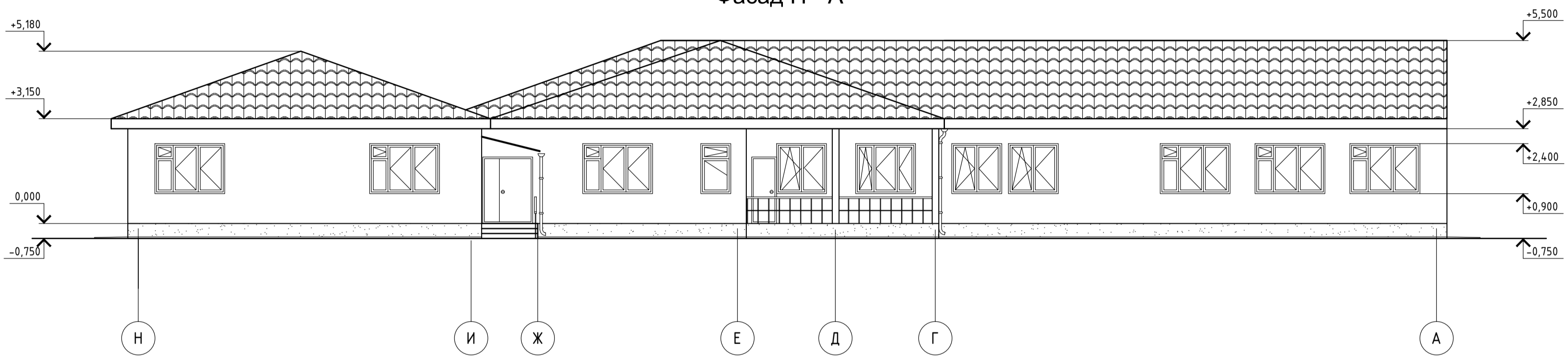
1. Ферма запроектирована под расчетную вертикальную нагрузку gnocst = 10,64 кН/м². Условия эксплуатации конструкций С1 по СП 131.13330.2012.
 2. Деревянные элементы клееные из материалов хвойных пород (сосна) по ГОСТ 64.13330.2011.
 3. Для склеивания деревянных клееных материалов применять фенольно-резорциновый клей ФСФ-50 по ТУ6-05-930-73. Клей наносить на обе склеиваемые поверхности. Расход клея не менее 300 г/м² склеиваемой поверхности.

ВРК - 08.03.00.01 АР					
ФГАОУ ВО Сибирский федеральный Университет Инженерно - строительный институт					
Изм.	Кол. ч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Арбузова А.Н.				
Принял	Их Н.И.				
Руководитель	Их Н.И.				
Исполн.					
Ведущий инженер	Дворниев С.В.				
Пятидесяти местное дощатое учреждение из клееного бруса в г. Ачинске			Стадия	Лист	Листов
Геометрическая схема фермы, монтажная схема фермы Ф1, узлы 1, 2, 3, 4			П	4	7
			СКУС		

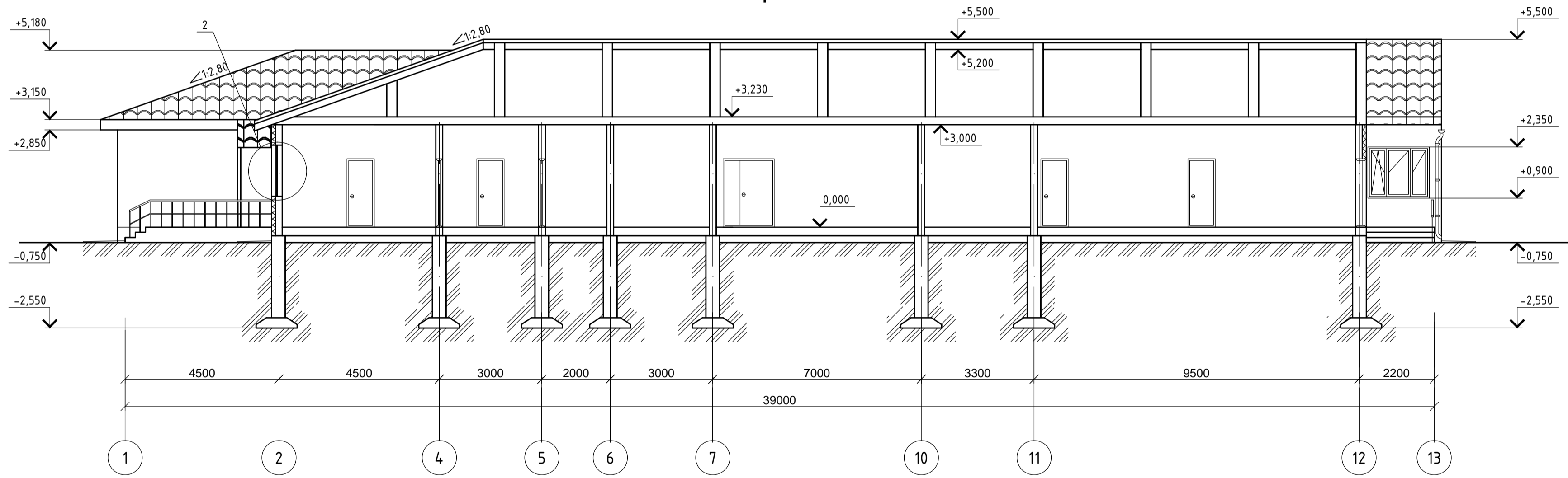
Фасад 1 - 13



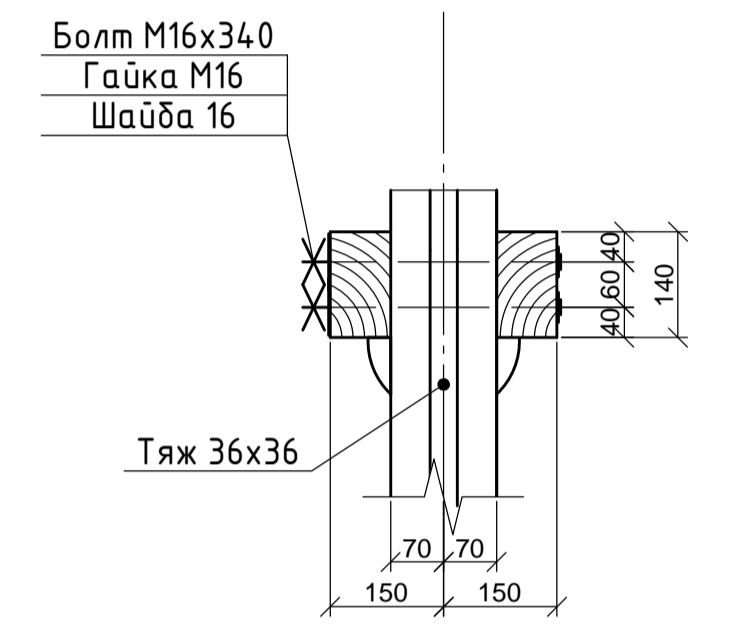
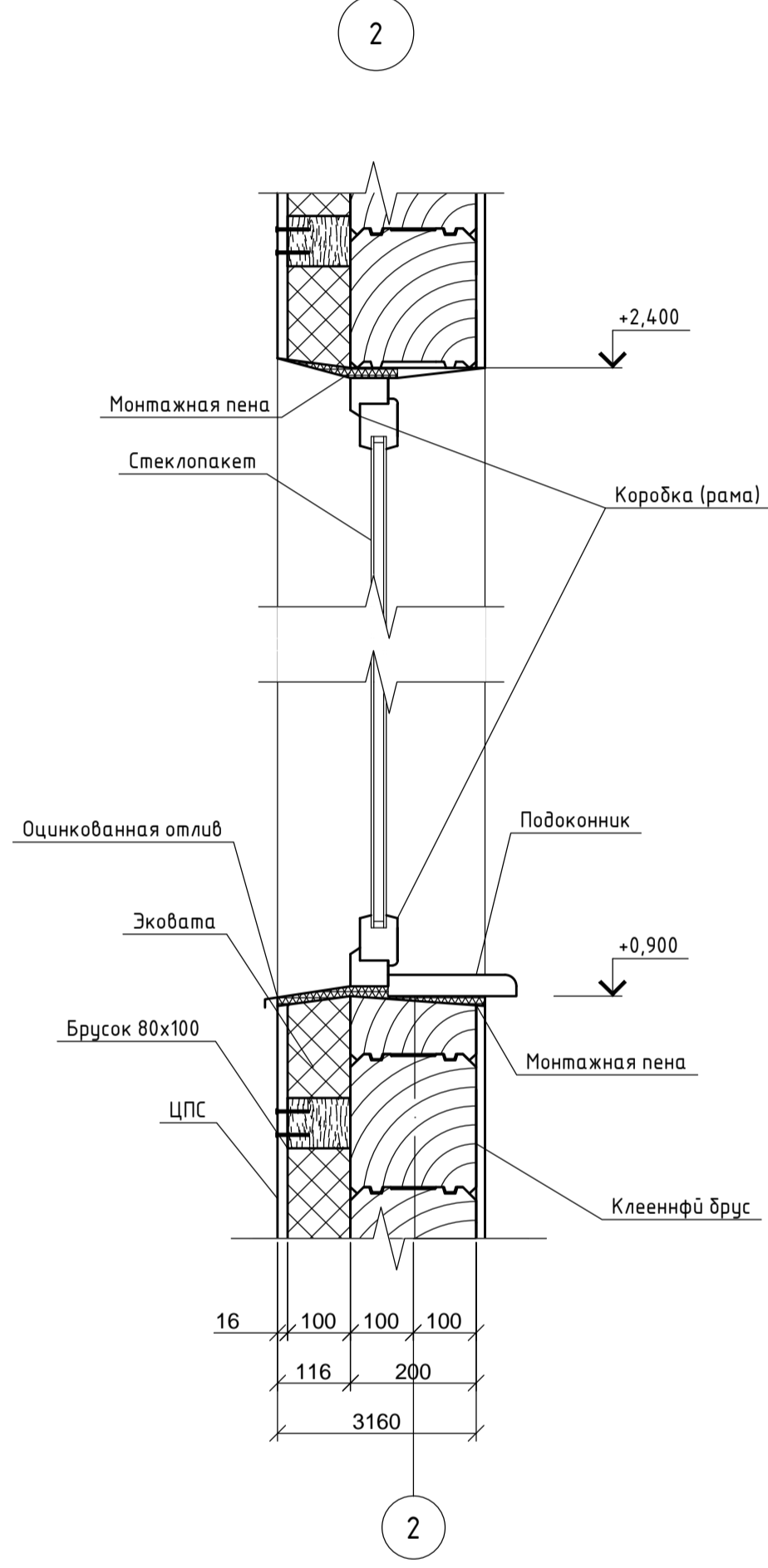
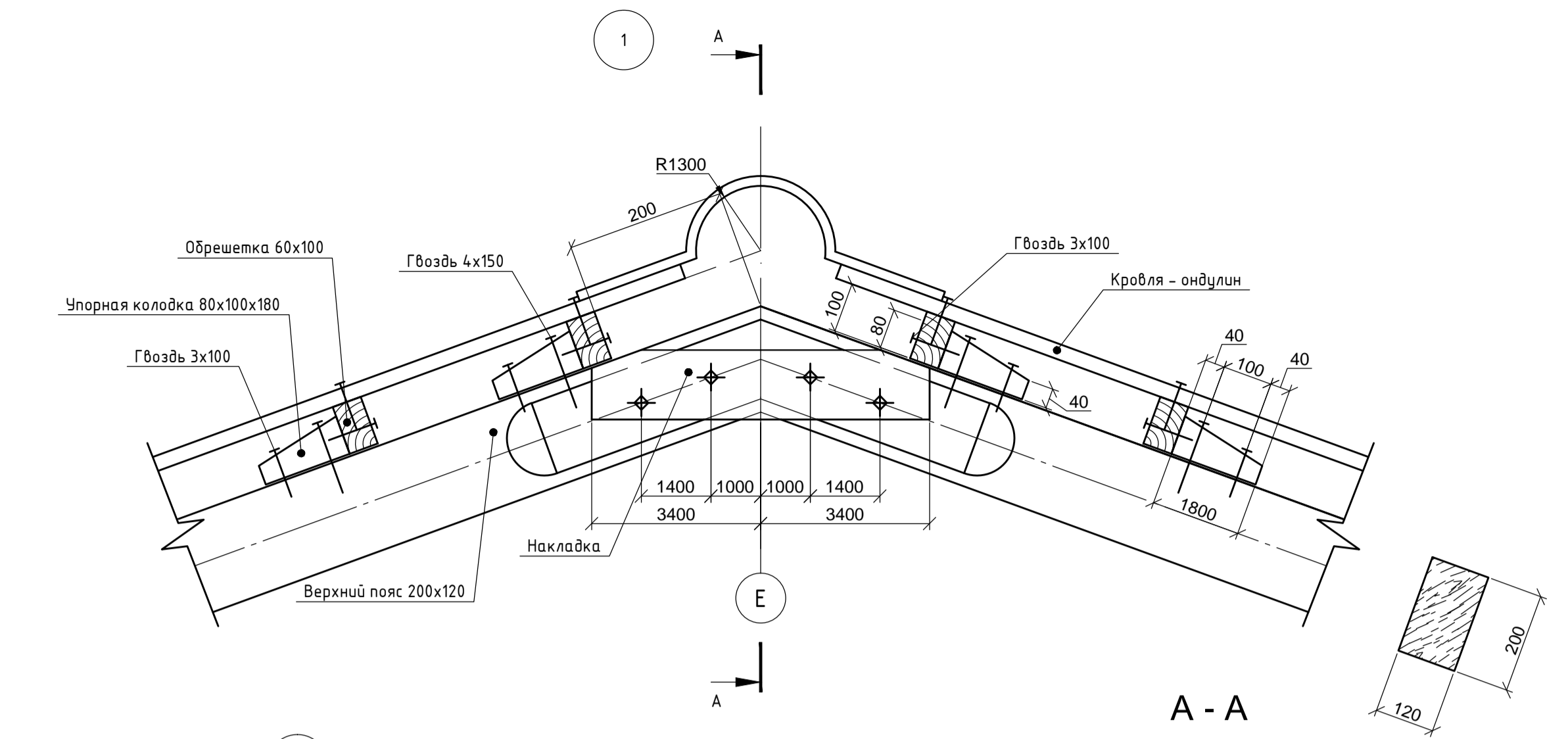
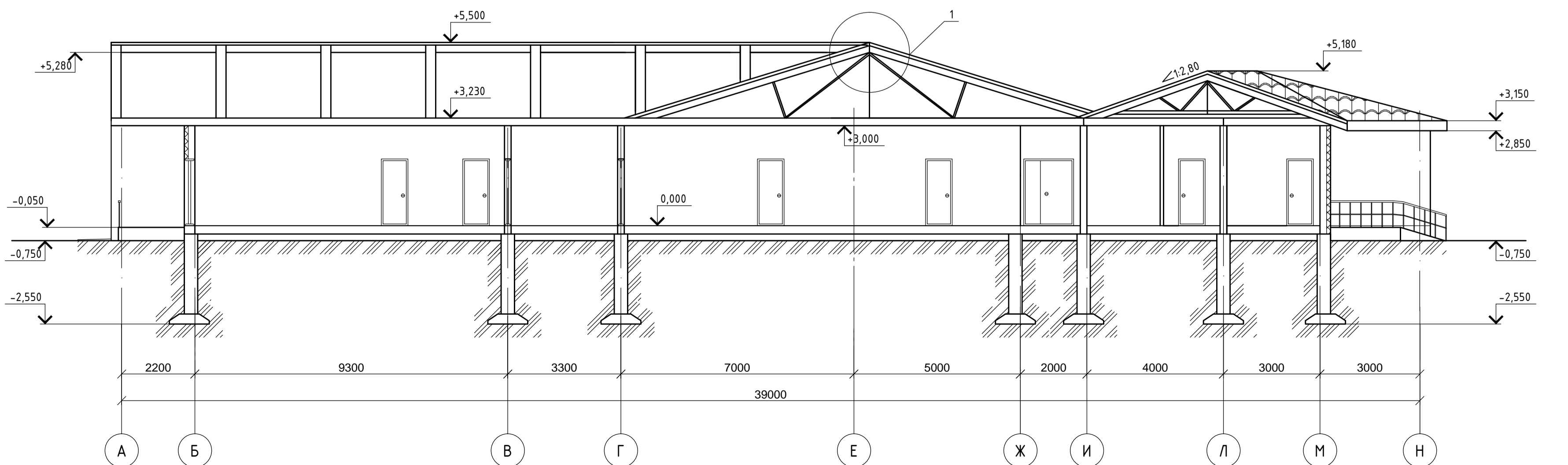
Фасад Н - А



Разрез 1 - 1



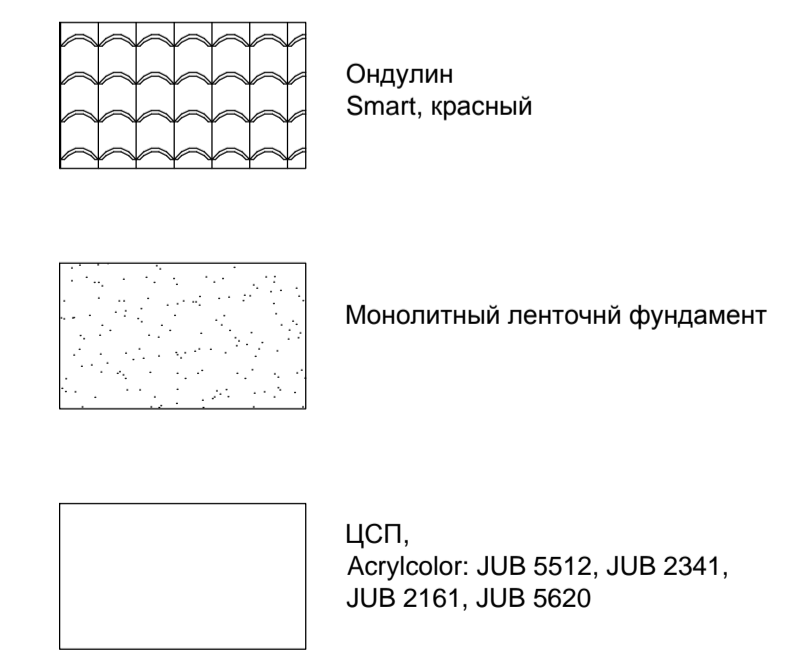
Разрез 2 - 2



Номер помещения	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м ²
1, 6, 7, 8, 13, 14, 15, 16, 23	1		- Напольная плита покрытия 252 мм; - Деревянный пол 50 мм; - акриловая краска.	221,46
2, 3, 5, 9, 10, 12, 17, 19, 20, 22, 31, 33, 34, 36, 37, 38	2		- Напольная плита покрытия 252 мм; - Линолеум.	267,66
4, 11, 18, 21, 24-30, 32, 35, 39 - 52	3		- Напольная плита покрытия 252 мм; - Цементно - песчаная стяжка 5 мм; - Керамическая напольная плитка 12 мм.	266,39

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
OK1	ГОСТ 23166-99	Оконный блок 1500x2100(б)	20		
OK2	ГОСТ 23166-99	Оконный блок 1500x1800(б)	10		
OK3	ГОСТ 23166-99	Оконный блок 1500x1500(б)	7		
OK4	ГОСТ 23166-99	Оконный блок 1500x900(б)	1		

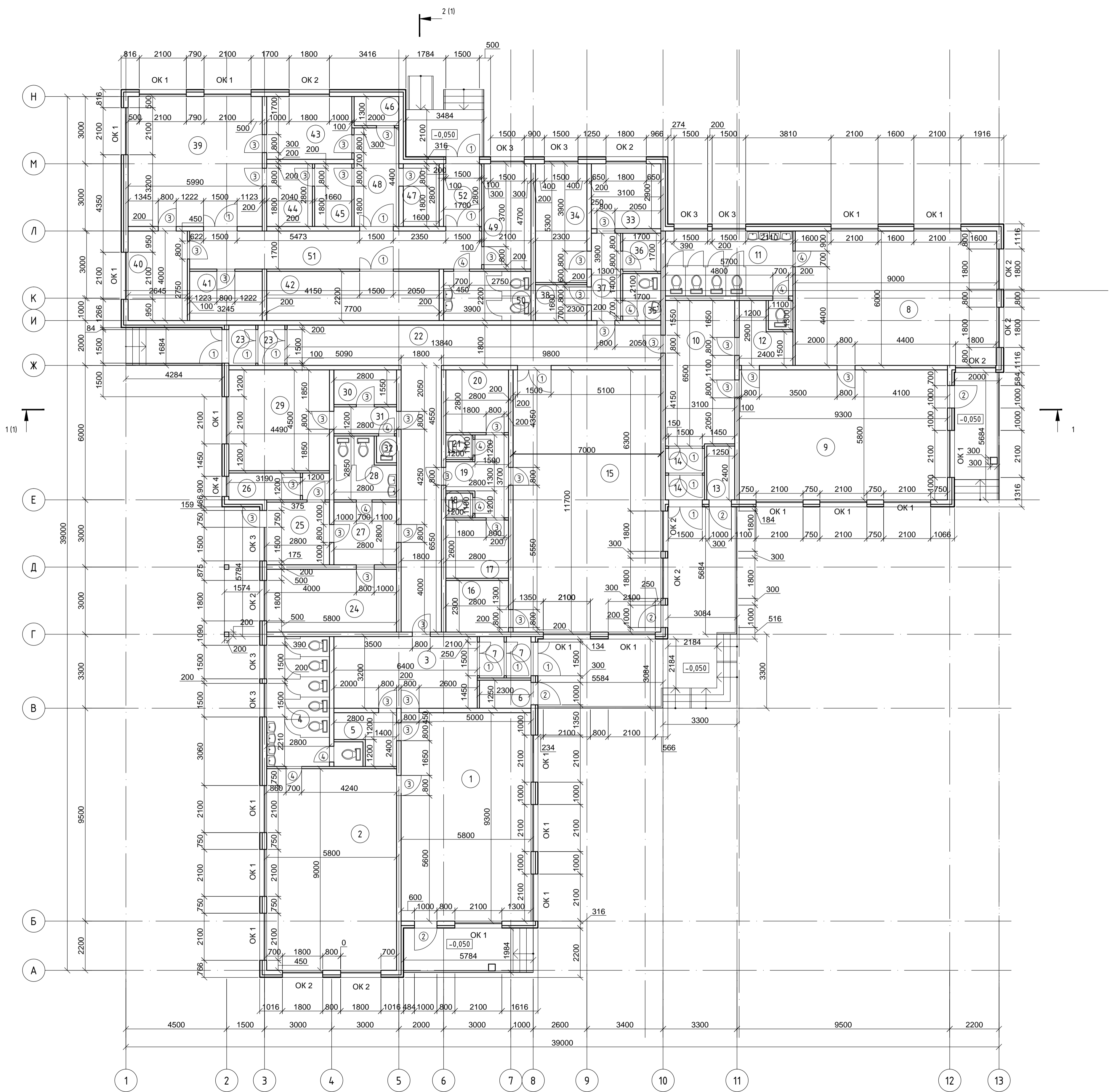
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
1	ГОСТ 6629-88	Дверной блок 2000x1500(б)	15		
2	ГОСТ 6629-88	Дверной блок 2000x1000(б)	5		
3	ГОСТ 6629-88	Дверной блок 2000x800(б)	39		
4	ГОСТ 6629-88	Дверной блок 2000x700(б)	10		



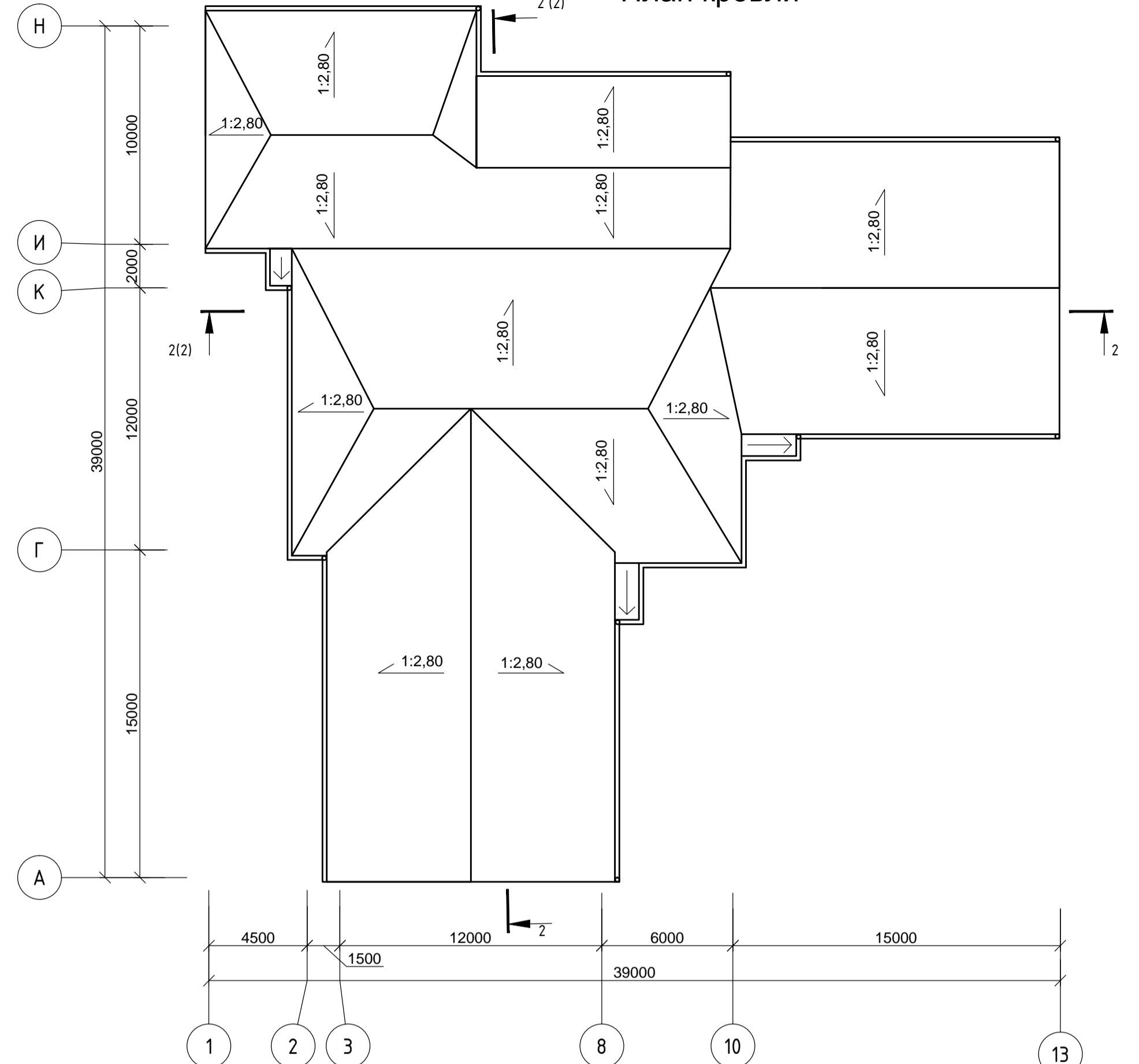
1. Данный лист смотреть совместно с л. П-1.
2. Профиль оконного блока - ПВХ

ВРК - 08.03.00.01 АР				
ФГАУ ВО Сибирский Федеральный Университет Инженерно - строительный институт				
Изм.	Кол. чл.	Лист	№ док	Подп.
Разработал	Арбузова А.Н.			
Принял	Сергучева Е.М.			
Руководитель	Лих Н.И.			
Исполн.				
Вед. кафедрой	Двордучев С.В.			
Пятидесяти местное дошкольное учреждение из клееного бруса в г. Ачинске		Стадия	Лист	Листов
Фасады 1-13 и Н-А, разрезы А-А и Б-Б, узлы 1, 2, 3, экспликация полов		П	1	7
СКУС				

План этажа



План кровли



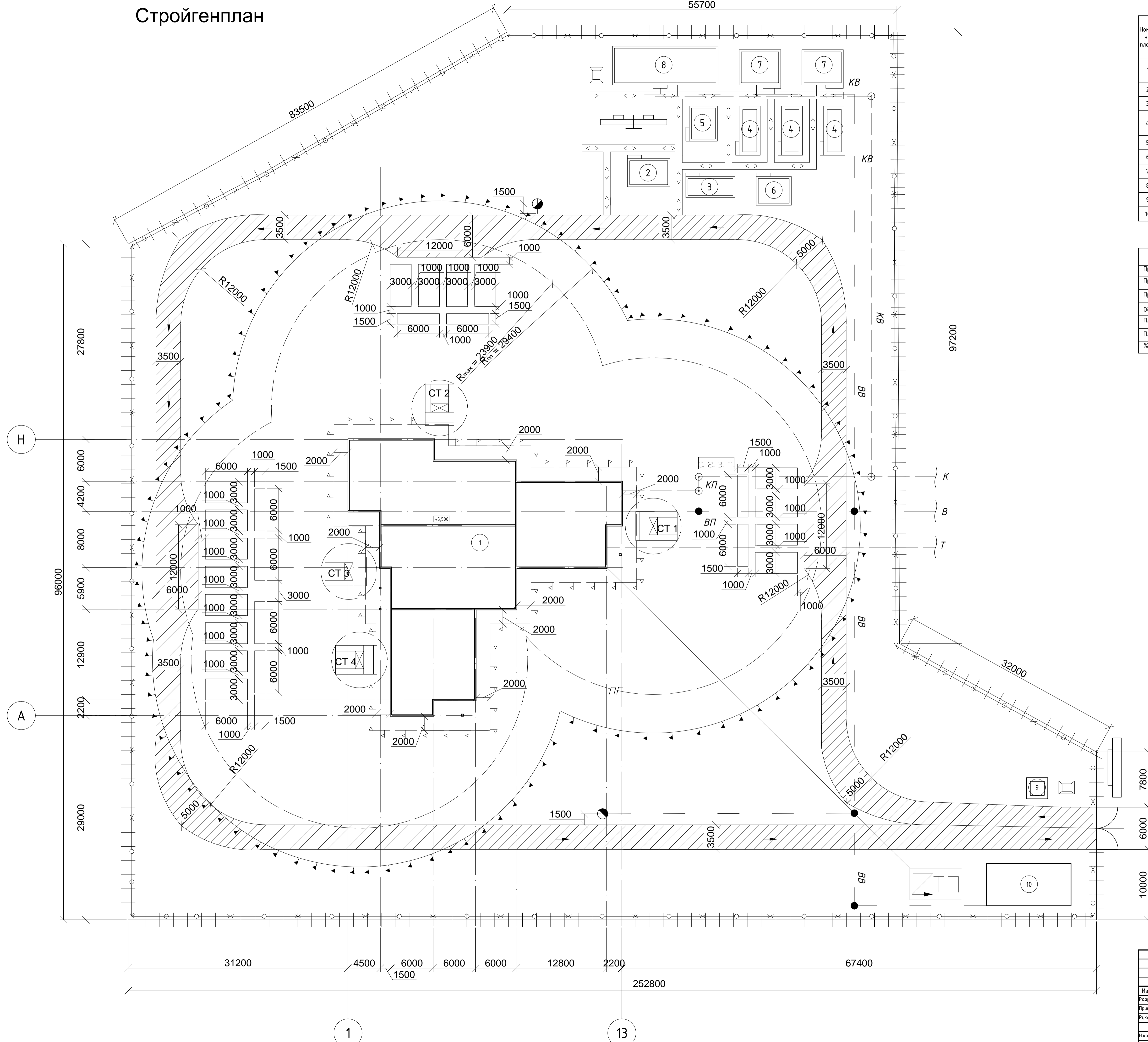
Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²	Примеч.
ГРУППОВАЯ ЯЧЕЙКА 1:			
1	Игровая	56,40	
2	Спальня	53,94	
3	Раздевалка	19,84	
4	Туалетная	15,40	
5	Буфетная	5,04	
6	Колясочная	3,00	
7	Тамбур	1,92	
ГРУППОВАЯ ЯЧЕЙКА 2:			
8	Игровая	56,40	
9	Спальня	53,94	
10	Раздевалка	19,84	
11	Туалетная	15,40	
12	Буфетная	5,04	
13	Колясочная	3,00	
14	Тамбур	1,92	
СПОРТИВНЫЙ БЛОК:			
15	Физкультурный зал	77,22	
16	Кладовая спортивного инвентаря	6,44	
17	Раздевалка	7,28	
18	Санитарный узел	1,32	
19	Коридор	7,24	
20	Раздевалка	7,84	
21	Санитарный узел	1,32	
МЕДИЦИНСКИЙ БЛОК:			
22	Общий коридор	51,48	
23	Тамбур	2,16	
24	Медицинский кабинет	16,24	
25	Процедурная	7,84	
26	Изолятор - палата	5,16	
27	Приемная	7,84	
28	Санитарный узел	7,98	
ПОСТИРОЧНЫЙ БЛОК:			
29	Постирочная - гладильная	19,35	
30	Кладовая чистого белья	4,34	
31	Коридор	3,36	
32	Санитарный узел	1,08	
СЛУЖЕБНЫЙ БЛОК:			
33	Кабинет заведующего	8,99	
34	Методический кабинет	12,19	
35	Санитарный узел	3,57	
36	Гардеробная комната	2,89	
37	Коридор	5,07	
38	Кладовая	3,68	
ПИЩЕВОЙ БЛОК:			
39	Горячий цех	34,74	
40	Холодный цех	10,58	
41	Моечная	7,14	
42	Раздаточная	16,94	
43	Мясо - рыбный цех	10,64	
44	Овощной цех	5,71	
45	Кладовая овощей	4,65	
46	Кладовая сухих продуктов	2,60	
47	Холодильная	4,48	
48	Коридор	8,80	
49	Комната персонала	9,87	
50	Санитарный узел	8,58	
51	Коридор	30,06	
52	Загрузочная	4,76	

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

ВРК - 08.03.00.01 АР					
ФГАУ ВО Сибирский Федеральный Университет Инженерно - строительный институт					
Изм.	Кол. ч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал			Арбузова А.Н.		
Принял			Березинцева Е.М.		
Руководитель			Лих Н.И.		
Инженер			Вавка Федоров		Дворниченко С.В.
Пятидесяти местное дошкольное учреждение из клееного бруса в г. Ачинске			Стадия	Лист	Листов
План этажа, экспликация помещений, спецификация оконных проемов, спецификация дверных проемов			П	2	
			СКУС		

Стройгенплан

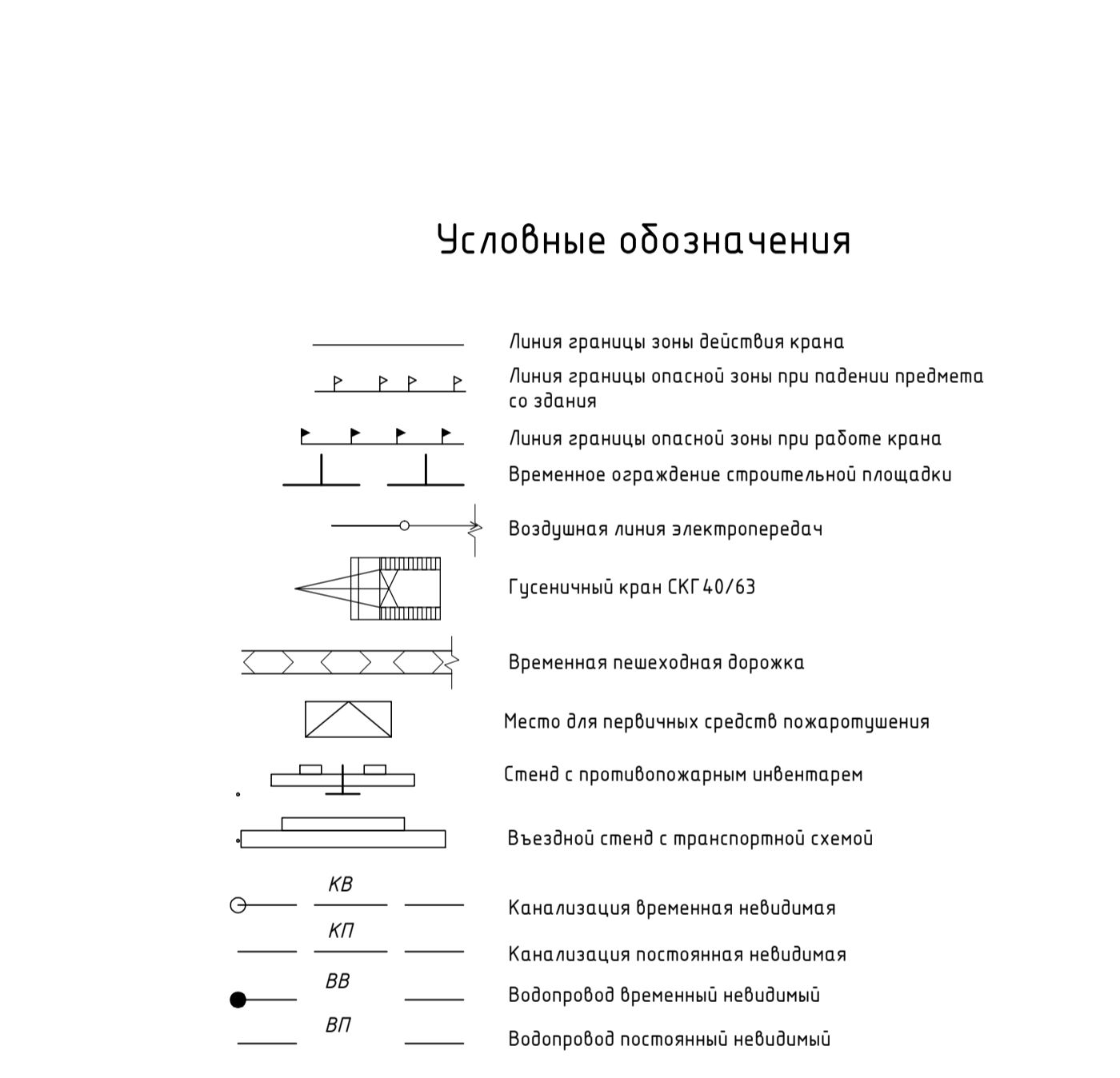


Экспликация зданий и сооружений

Номер на плане	Наименование	Объем		Размеры в плане
		Ед. изм.	Кол-во	
1	Возводимое дощковое учреждение на 50 мест	шт.	1	40800x12000
2	Прорабская	шт.	1	12500x800
3	Диспетчерская	шт.	1	5000x3500
4	Помещения для отдыха рабочих (гардеробная)	шт.	3	7000x3000
5	Мед. пункт	шт.	1	5000x4000
6	Туалет	шт.	2	5000x4100
7	Душевая	шт.	2	5900x5000
8	Столовая	шт.	1	15000x5500
9	КПП	шт.	1	3000x3000
10	Пункт мойки колес	шт.	1	12000x6000

Технико-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Кол-во
Протяженность временных дорог	км	1,9
Протяженность инженерных коммуникаций	км	0,51
Протяженность ограждения строительной площадки	км	0,641
Общая площадь строительной площадки	м ²	14046,7
Площадь возводимых постоянных зданий и сооружений	м ²	804
Площадь временных зданий и складов	м ²	804
% использованной площадки	%	2



БРК - 08.03.00.01 АР			
ФГАУ ВО Сибирский Федеральный Университет Инженерно - строительный институт			
Изм.	Кол. чл.	Лист	№ док.
Разработал	Арбузова А.Н.		
Принял	Петрова С.В.		
Руководитель	Лях Н.И.		
Инженер	Лях Н.И.		
Зав. кафедрой	Дворниченко С.В.		
Пятидесяти местное дощковое учреждение из клееного бруса в г. Ачинске			Стадия Лист Листов П 7
Общеплощадочный стройгенплан			СКУС

СОЗДАНО УЧЕБНОЙ ВЕРСИЕЙ ПРОДУКТА AUTODESK

СОЗДАНО УЧЕБНОЙ ВЕРСИЕЙ ПРОДУКТА AUTODESK