

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

Инженерно – строительный институт
(институт)

Строительные конструкции и управляемые системы
(кафедра)

УТВЕРЖДАЮ

Заведующий кафедрой

_____ С.В. Деордиев

подпись инициалы, фамилия

«___» _____ 2016 г.

БАКАЛАВРСКАЯ РАБОТА

08.03.01 «Строительство»

код, наименование направления

Административно-торговый центр по ул. Д.Мартынова

в г. Красноярске

тема

Руководитель

подпись, дата

доцент, к.т.н.

должность, ученая степень

А.В. Фроловская

инициалы, фамилия

Выпускник

подпись, дата

Я.А. Титова

инициалы, фамилия

Содержание

Введение.....	7
1 Архитектурно – строительный раздел	9
1.1 Характеристика условий и объекта строительства	9
1.2 Описание внешнего вида здания	10
1.2.1 Объемно – планировочные решения.....	10
1.2.3 Конструктивные решения	12
1.2.4 Наружная отделка	15
1.2.5 Экспликация помещений.....	15
1.2.6 Экспликация полов	21
1.2.7 Ведомость отделки помещений	25
1.3 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций	32
2 Расчетно – конструктивный раздел.....	36
2.1 Конструктивные решения	36
2.1.1 Компоновка конструктивной схемы каркаса	36
2.1.3 Устройство связей.....	37
2.2 Расчет и конструирование главной балки междуэтажного перекрытия ...	38
2.3 Расчет и конструирование сквозного ригеля рамы (Стропильной фермы)	55
2.3.1 Определение нагрузок и расчетных усилий в стержнях стропильной фермы	56
2.3.2 Подбор и проверка сечений стержней фермы	63
2.3.3 Расчет и конструирование узлов фермы.....	64
2.4 Расчет и конструирование фундаментов (вариантное проектирование) ..	75
2.4.1 Исходные данные для проектирования	75
2.4.2 Проектирование столбчатого фундамента	75
2.4.2.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.....	76
2.4.2.2 Определение глубины заложения фундамента.....	80

					БР 08.03.01.00.01 -ПЗ			
<i>Изм.</i>	<i>Лист</i>	<i>№ док.</i>	<i>Подпись</i>	<i>Дата</i>	Административно – торговый центр по ул.Д.Мартинова в г.Красноярске	<i>Лит.</i>	<i>Лист</i>	<i>Листов</i>
<i>Разработал</i>	<i>Титова Я.А.</i>							
<i>Разработал</i>	<i>Титов О.Ю.</i>						3	
<i>Руководит.</i>	<i>Фроловская А.В.</i>					Кафедра «СК и УС»		
<i>Н.Контроль</i>	<i>Фроловская А.В.</i>							
<i>Зав.кафедрой</i>	<i>Деордиев С.В.</i>							

2.4.2.3	Определение нагрузок, действующих на фундамент и основание	81
2.4.2.4	Определение размеров подошвы фундамента	82
2.4.2.5	Определение расчетного сопротивления грунта основания	83
2.4.2.6	Проверка условий расчета основания по деформациям	86
2.4.2.7	Проверка давления на кровлю слабого слоя	88
2.4.2.8	Определение средней осадки основания методом послойного суммирования	88
2.4.2.9	Конструирование столбчатого фундамента	93
2.4.3	Проектирование свайного фундамента	101
2.4.3.1	Назначение вида сваи и ее параметров	101
2.4.3.2	Определение несущей способности забивной сваи	102
2.4.3.3	Определение числа свай в фундаменте и эскизное конструирование ростверка	104
2.4.3.4	Приведение нагрузок к подошве ростверка	106
2.4.3.5	Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания	107
2.4.3.6	Выбор сваебойного оборудования	109
2.4.3.7	Конструирование свайного фундамента	110
2.4.4	Расчет стоимости и трудоемкости возведения столбчатого и свайного фундамента	117
2.4.5	Проверка устойчивости стены из блоков ФБС на сдвиг по подошве на время производства работ	120
2.4.6	Проверка устойчивости стены из блоков ФБС на сдвиг на время производства работ	122
3	Технология и организация строительного производства	127
3.1	Технологическая карта на монтаж надземной части административно-торгового комплекса	127
3.1.1	Область применения	127
3.1.2	Общие положения	127
3.1.3	Организация и технология выполнения работ	128
3.1.3.1	Подготовительные работы	128
3.1.3.2	Основные работы	131
3.1.3.3	Заключительные работы	133
3.1.4	Требования к качеству работ	134
3.1.5.1	Выбор крана по техническим параметрам	137

3.1.5.2 Выбор оптимального варианта монтажного крана по технико-экономическим показателям	141
3.1.6 Техника безопасности и охрана труда	147
3.1.7 Технико-экономические показатели	149
3.2 Технологическая карта на устройство кровли из ПВХ – мембраны Propan SE	149
3.2.1 Область применения	149
3.2.2 Общие положения	149
3.2.3 Организация и технология выполнения работ.....	150
3.2.3.1 Подготовительные работы	150
3.2.3.2 Основные работы	151
3.2.3.3 Заключительные работы.....	156
3.2.4. Требования к качеству работ	157
3.2.6 Техника безопасности и охрана труда	160
3.2.7 Технико-экономические показатели	161
3.3 Проектирование объектного стройгенплана на период возведения надземной части	161
3.3.1 Подбор крана	162
3.3.2 Поперечная привязка крана к зданию.....	162
3.3.3 Продольная привязка крана к зданию.....	163
3.3.4 Расчет опасных зон крана.....	163
3.3.5 Внутрипостроечные дороги	165
3.3.6 Проектирование складов	166
3.3.7 Расчет автомобильного транспорта	167
3.3.8 Проектирование временного городка	169
3.3.9 Электроснабжение строительной площадки.....	170
3.3.10 Водоснабжение строительной площадки	172
3.3.11 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности	174
3.3.12 Мероприятия по охране окружающей среды.....	175
4 Экономика строительства	176
4.1 Определение стоимости строительства на основе нормативов НЦС.....	176
4.2 Составление локальных сметных расчетов на основании тех. карт на отдельные виды общестроительных работ.....	179
Заключение	181
Список использованных источников	182

ПРИЛОЖЕНИЕ А	189
ПРИЛОЖЕНИЕ Б.....	191
ПРИЛОЖЕНИЕ В	205
ПРИЛОЖЕНИЕ Г.....	207
ПРИЛОЖЕНИЕ Д	210

Разрабатываемые разделы:

Титова Я.А.

Титов О.Ю.

1.1, 1.2.1, 1.2.2, 1.2.3

1.3, 1.2.4, 1.2.5, 1.2.6

2.1, 2.3, 2.4.1, 2.4.3

2.2, 2.4.2, 2.4.4, 2.4.5

3.2, 3.3

3.1, 3.3

4.

4.

Введение

Красноярск - крупнейший промышленный и культурный центр Восточной Сибири, столица Красноярского края, второго по площади субъекта России.

Современный Красноярск - административный центр Красноярского края, крупный промышленный, транспортный, научный и культурный центр Восточной Сибири. Численность населения на 1 января 2016 года составляла 1 066 934 человек.

Красноярск постепенно наращивает демографический, экономический, инвестиционный и научный потенциал. В городе исторически сложилась полиотраслевая структура экономики (12 основных видов экономической деятельности). Наряду с традиционными для края производственными секторами: металлургией, энергетикой, машиностроением – всё более активно развивается строительная индустрия, индустрия сервиса, образование и здравоохранение, производство идей и технологий, в том числе в социальной сфере, которые позволяют городу сохранить лидирующие позиции и развить свою инвестиционную привлекательность.

Политика города направлена на развитие предпринимательской деятельности, в связи с этим активно открываются организации по удовлетворению социальных потребностей города.

Темой дипломного проектирования выбрано проектирование административно – торгового центра по ул. Д. Мартынова в г. Красноярске.

Место строительство объекта выбрано не случайно. Объект запроектирован в Центральном районе г. Красноярска в микро – районе «Покровский».

Покровский - район, который вырос у современных красноярцев на глазах. Пять лет назад это название знали только строители, сейчас здесь проживает несколько десятков тысяч людей. Большая часть площадей уже застроена, полностью сданы все дома в двух микрорайонах, еще в двух продолжается строительство. Сегодня на территории микрорайона Покровский ведется строи-

тельство сразу нескольких жилых комплексов, немало земельных участков осваивается под малоэтажную застройку. Проектом планировки предусмотрено возведение новых детских садов, школ, спортивных площадок, объектов гражданского назначения. Стоит отметить, что основная доля населения микрорайона – это молодые семьи с детьми.

Однако, не смотря на высокий темп роста жилья в микрорайоне, на сегодняшний момент в нем отсутствуют торгово – развлекательные центры. Торговые площади в основном представлены павильонами и не большими супермаркетами.

Таким образом, строительство административно – торгового комплекса в микрорайоне «Покровский», является актуальным и целесообразным с точки зрения развития инфраструктуры.

1 Архитектурно – строительный раздел

1.1 Характеристика условий и объекта строительства

Проектируемое здание – «Административно – торговый центр по ул. Д. Мартынова в г. Красноярске».

Строится в г. Красноярске, который имеет следующие характеристики:

I строительный климатический район;

Климатический подрайон IV;

Зона влажности -3 (сухая);

Среднемесячная относительная влажность воздуха: в январе -69%; в июле -56%;

Расчетная температура наружного воздуха для г. Красноярска – минус 40 °С;

Средние температуры: годовая – плюс 5 0С, в январе – минус 18 °С, в июле – плюс 19,1 °С.

Расчетная снеговая нагрузка – 180 кгс/м² [СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» [11], III снеговой район];

Нормативное значение ветрового давления – 38 кгс/м² [11, III ветровой район];

Сейсмичность района строительства – 6 баллов;

Глубина сезонного промерзания – 2.5м.

Средняя температура воздуха наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 – минус 40 °С.

За относительную отметку 0,000 принята отметка пола первого этажа, что соответствует абсолютной отметке 222,30м в балтийской системе высот.

Административно – торговый центр представляет собой здание из разно-высотных объемов, имеет подземный этаж, предназначенный под парковку автомобилей, торговые и офисные площади расположена на 1-ом и 2-ом этажах.

Габариты объекта в плане: в осях 1 – 12 – 120000 мм., в осях А – С – 131600 мм. Здание переменной этажности, основная часть здания – трехэтажная (включая подземный), в осях " 8-12/М-П" – четырехэтажная. В здании предусмотрено 4 лифта, три из них грузоподъемностью – 1,6т., один – 1т., также предусмотрены эскалаторы S900E "SWORD".

Архитектурно-планировочное решение разработано с учетом действующих градостроительных, планировочных, противопожарных и санитарно-технических норм проектирования.

1.2 Описание внешнего вида здания

1.2.1 Объемно – планировочные решения

Проектируемое здание состоит из разновысотных объемов, имеет подземный этаж. В плане здание имеет форму прямоугольника с уступом.

Габаритные размеры объекта в плане: в осях 1-12 – 120000 м., в осях А-С – 131600 мм. Основная часть здания - трехэтажная (включая подземный), в осях " 8-12/М-П" четырехэтажная.

В осях "7-12/А-Л" высота здания до верха кровли 25,3 м. Остальная часть имеет отметку кровли +16,8 м. Высота подземного этажа 5,1 м, 1-го этажа 7,2 м. В 4-этажной части высота этажей 5,1 м. Высота помещений 2-го этажа до низа подстропильных ферм 6,5 м, в повышенной части 15 м.

Вдоль оси "А" запроектирован въезд в парковку подземного этажа. По периметру здания выполнены выходы из подвала и наружные эвакуационные лестничные клетки.

Здание разделяется на отдельные помещения (офисные, торговые, кухни, санузлы, гардеробные и т.д.). Помещения, расположенные в одном уровне, образуют этаж. Этажи разделяются перекрытиями.

В здании предусмотрено 4 лифта, три из них грузоподъемностью – 1,6т., один – 1т., также предусмотрены эскалаторы S900E "SWORD", Травалаторы S900T "SWORD".

Здание относится:

- по степени огнестойкости здания- II;
- по степени долговечности - II;
- по взрывопожарной опасности - В1-В3;
- по классу функциональной пожарной опасности - Ф3.1, Ф3.2, Ф3.6;
- по классу конструктивной пожарной опасности - СО.

1.2.2 Объемно – планировочные показатели

Таблица 1.2.1 – Объемно – планировочные показатели «Административно – торгового центра по ул. Д. Мартынова в г. Красноярске»

№ п/п	Наименование помещения	Ед. изм.	Количество
1	Этажность	шт.	
	В осях 1-7/А-С"		4
	в осях 8-12/М-П		3
2	Общая площадь	м ²	39546,71
3	Полезная площадь	м ²	37375,43
4	Торговая площадь	м ²	11073,31
5	Площадь предприятий общественного питания	м ²	1910,94
6	Площадь досугово-развлекательного центра	м ²	5905,16
7	Площадь фитнес-центра	м ²	1693,77
8	Площадь автопарковки на 208 м/мест	м ²	7536,72
9	Общий строительный объем ниже отм. 0.000	м ³	70336,20
10	Общий строительный объем выше отм. 0.000	м ³	300699,49

1.2.3 Конструктивные решения

Конструкция здания состоит из одного подземного этажа и надземной части переменной этажности 3 – 4 этажа.

Класс здания - II.

Конструктивная схема здания - каркасная, в уровне подвала - каркасно-стенная. Несущими вертикальными конструкциями каркаса являются железобетонные монолитные колонны. В подземной части также монолитные стены подвала. Горизонтальными конструкциями служат металлические фермы покрытия, завязанные системой связей и распорок, а также сварные стальные балки перекрытий.

Характеристики основных элементов здания:

- Фундаменты - монолитные ж/б ростверки на свайном основании;
- Наружные и внутренние противопожарные стены - навесные сэндвич-панели с заполнением базальтовым утеплителем толщиной 170мм, кирпичные стены - 380мм;
- Внутренние стены - кирпичные - 250мм; железобетонные - 200мм;
- Колонны - монолитные железобетонные;
- Торцевые и продольные фахверки выполнены из стальных двутавровых профилей;
- Перегородки - ГКЛ по металлическому каркасу - 150мм; кирпичные - 120мм; панели ППУ - 80, 100, 120мм;
- Перекрытия - монолитные и сборные железобетонные;
- Покрытие - совмещённая кровля по металлокаркасу, состоящему из системы ферм и связей; монолитное; сборное железобетонное;
- Перемычки - сборные железобетонные, металлические.
- Фермы пролетом 12,18 и 24 м. из гнутых профилей (квадратных труб).

Соединяют стержни в узлах сваркой.

Покрытие из стального профилированного настила по металлическим фермам. Состав покрытия:

- полимерная мембрана Protan SE 1.2 мм
- разделительный слой - стеклохолст - 0.8 мм
- экструзионный пенополистирол DRYEX XPS 35- 120 мм
- минераловатный утеплитель ROCKWOOL Руф 50 мм.
- пароизоляция - Изоспан D с проклейкой швов лентой Изоспан SL
- кровельное перекрытие - стальной профилированный настил Н114-750-0.8 ГОСТ 24045-94

Во всех помещениях предусмотрено естественное и искусственное освещение. Естественное освещение обеспечивается через проемы в наружных стенах здания. Конфигурация заполнения оконных и дверных проемов приведены в таблице 1.2.2

Таблица 1.2.2 – Спецификация заполнения витражей, оконных и дверных проемов

Поз.	Обозначение	Наименование	Ко л.	Масса ед.кг	Примечания
Оконные проемы					
ОКн -1	ГОСТ 30674-99	ОП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1460x1460	37		
ОКн -2		ОП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1610x560	4		
ОКв-3		ОП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1160x1460	2		
ОКв-4		ОП В2 (4М1-8-4М1-8-К4) 1160x2960			
Витражи					
Вв-1	ТУ 5271-005-44592935-2008	Витраж Вв-1 10950x3500(н)	1		
Вв-2	ТУ 5271-005-44592935-2008	Витраж Вв-2 11100x3500	1		

Поз.	Обозначение	Наименование	Ко л.	Масса ед.кг	Примечания
ВВ-3	ТУ 5271-005-44592935-2008	Витраж ВВ-3 22800х3000	1		
ВН-1		12000х17600	1		
ВН -2		36000х9300	1		
Ворота					
ВН - 1		2300х2600	2		RAL 9010
ВН - 2		2300х2600	2		EI 60
ВН - 3		1200х1200	1		RAL 9010
ВН - 4		2000х2100	2		RAL 9010
ВН - 5		2400х2600	1		EI 60
ВН - 6		2600х3000	2		RAL 9010
ВН - 7		3200х4200	2		RAL 9010
ВН - 8		2600х3000	5		RAL 9010
ВН - 9		7000х3000	4		RAL 9010
ВН - 10		2000х2100	4		RAL 9010
ВН-11		1000х2100	6		RAL 9010
Дверные проемы					
1	ГОСТ 30970-2002	ДВ 2050х760	10		
2		ДПВ 2050х1360	25		
3		ДПВ 2050х960	86		
4		ДПВ 2050х860	99		
5		ДПВ 2050х1160	6		
6		ДПВ 2350х1460	6		
7		ДВ 2050х1360	5		
8		ДВС 2450х1360	10		EI 60
9		ДВС 2450х1960	25		EI 60

Поз.	Обозначение	Наименование	Ко л.	Масса ед.кг	Примечания
10		ДВС 2050x960	6		ЕІ 60
11		ДВЭ 2050x1660	15		
12		ДВЭ 2050x1460	20		

1.2.4 Наружная отделка

Фасады здания запроектированы с использованием вентилируемой фасадной системы «КРАСПАН» с применением стальных композитных фасадных панелей «КраспанКомпозитST» различных оттенков. Так же проектом предусмотрены светопрозрачные конструкции (витражи) из алюминиевого профиля.

Витражи выполнить по специальной конструкции с применением алюминиевого профиля с термоизоляционной вставкой, остекление двухкамерный стеклопакет с межстекольным расстоянием 8 мм.

1.2.5 Экспликация помещений

Экспликация помещений приведена в табл. 1.2.3

Таблица 1.2.3 – Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь, м ²	Кат.
1-1	Лестничная клетка	34,51	
1-2	Лестничная клетка	19,54	
1-3	Лестничная клетка	31,19	
1-4	Тамбур-шлюз	20,96	
1-5	Лестничная клетка	34,43	
1-6	Лестничная клетка	34,43	
1-7	Лестничная клетка	34,43	

Номер помещения	Наименование	Площадь, м2	Кат.
1-8	Коридор	14,57	
1-9	Коридор	14,27	
1-10	Тамбур (умывальник) женского санузла для посетителей	7,05	
1-11	Женский санузел для посетителей	17,36	
1-12	Тамбур (умывальник) мужского санузла для посетителей	7,2	
1-13	Мужской санузел для посетителей	17,02	
1-14	Санузел для инвалидов	4,32	
1-15	Коридор	3,24	
1-16	Санузел для персонала	3	
1-17	Санузел для персонала	3	
1-18	Помещение для мытья тележек	5,64	
1-19	Помещение для уборочного инвентаря	4,5	В4
1-20	Коридор	15,11	
1-21	Лифтовой холл	47,45	
1-22	Коридор	34,46	
1-23	Мусорокамера	8,59	
1-24	Загрузочная	78,02	
1-25	Тамбур	26,84	
1-26	Тамбур	27,94	
1-27	Холл первого этажа	1665,02	
1-28	Итого помещений общего назначения:	2214,09	
1-29	Торговый зал	4556,86	
1-30	Камера хранения	14,43	
1-31	Комната для досмотра	11,09	
1-32	Помещение продажи табачных изделий	23,67	
	Итого помещений торгового зала:	4606,05	
1-32	Тамбур-шлюз	6	
1-33	Коридор	7	

Номер помещения	Наименование	Площадь, м2	Кат.
1-34	Лестничная клетка	20,08	
1-35	Подсобное помещение	18,85	
1-36	Загрузочная	148,61	
1-37	Помещение с участками подготовки товаров к продаже	331,91	
1-38	Фасовочная овощей и фруктов	9,75	
1-39	Охлаждаемая камера "Овощи - фрукты - соления"	45,09	
1-40	Кладовая напитков (алкоголя)	30,78	В3
1-41	Охлаждаемая камера "Яйцо"	8,37	
1-42	Палетное хранение овощей	8,94	
1-43	Помещение для пресса и макулатуры	18,92	В3
1-44	Мусорокамера	3,22	
1-45	Низкотемпературная камера для пищевых отходов	7,27	В4
1-46	Коридор	283,15	
1-47	Низкотемпературная камера "Полуфабрикаты"	23,38	
1-48	Низкотемпературная камера "Ягоды"	15,69	
1-49	Низкотемпературная камера "Мороженное. Масло"	15,69	
1-50	Охлаждаемая камера "Рыба"	18,6	
1-51	Низкотемпературная камера "Рыба"	16,38	
1-52	Охлаждаемая камера "Рыба (пресервы)"	17,53	
1-53	Санузел для персонала	2,62	
1-54	Санузел для персонала	2,62	
1-55	Мастерская	14,56	
1-56	Помещение для мытья тележек и погрузчиков	9,07	
1-57	Помещение для хранения уборочной техники	9,33	
1-58	Моечная оборотной тары	5,86	
1-59	Лестничная клетка	20,08	
1-60	Кладовая суточного запаса (выпечной цех)	21,96	В3

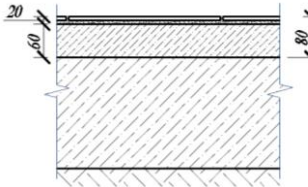
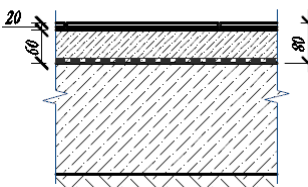
Номер помещения	Наименование	Площадь, м2	Кат.
1-61	Низкотемпературная камера "Тесто"	9,86	
1-62	Выпечной цех	117,02	
1-63	Моечная кухонной посуды	9,94	
1-64	Помещение для отделки изделий	20,06	
1-65	Охлаждаемая камера "Тесто"	5,61	
1-66	Охлаждаемая камера "Торты"	5,83	
1-67	Охлаждаемая камера "Сыр"	17,89	
1-68	Охлаждаемая камера "Колбасы"	17,94	
1-69	Фасовочная гастрономии	13,81	
1-70	Охлаждаемая камера "Кулинария"	7,31	
1-71	Коридор	16,73	
1-72	Охлаждаемая камера "Кулинария"	7,6	
1-73	Овощной цех №1 (первичной обработки овощей)	5,15	
1-74	Овощной цех №2	4,93	
1-75	Холодный цех	11,63	
1-76	Доготовочный цех	6,03	
1-77	Охлаждаемая камера "Кулинария"	5,76	
1-78	Горячий цех	33,19	
1-79	Помещение для обработки яиц	5,69	
1-80	Сухой склад	5,8	
1-81	Моечная кухонной посуды	5,06	
1-82	Хранение чистой посуды	4,49	
1-83	Помещение обработки и упаковки мяса	31,24	
1-84	Охлаждаемая камера "Мясо"	24,9	
1-85	Низкотемпературная камера "Мясо"	24,01	
1-87	ГРЦ	17,93	
1-88	Водомерный узел и тепловой пункт	23,36	Д
1-89	Кладовая бытовой химии	26,43	ВЗ

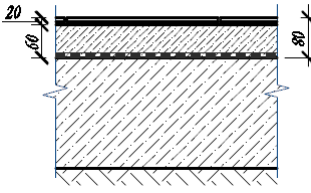
Номер помещения	Наименование	Площадь, м2	Кат.
1-90	Охлаждаемая камера "Молоко"	63,26	
1-91	Охлаждаемая камера "Рыба"	9,6	
	Итого помещений административно-технологической и складской зоны:	1901,51	
	Итого помещений магазина:	6507,56	
1-92	Бутик	178,12	
1-93	Бутик	173,67	
1-94	Бутик	19,74	
1-95	Бутик	19,38	
1-96	Коридор	4,72	
1-97	Санузел для персонала	3	
1-98	Санузел для персонала	3	
1-99	Бутик	28,52	
1-100	Бутик	30,96	
1-101	Бутик	20,41	
1-102	Бутик	38,73	
1-103	Бутик	38,86	
1-104	Бутик	38,86	
1-105	Бутик	36,72	
1-106	Бутик	197,6	
1-107	Бутик	150,55	
1-108	Бутик	166,6	
1-109	Бутик	40,64	
1-110	Бутик	24,99	
1-111	Бутик	24,63	
1-112	Бутик	26,74	
1-113	Бутик	33,22	
1-114	Бутик	28,41	
1-115	Бутик	27,44	

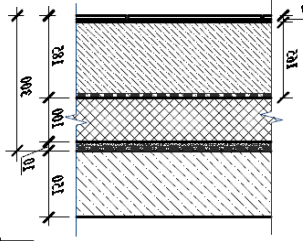
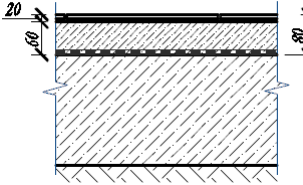
Номер помещения	Наименование	Площадь, м2	Кат.
1-116	Бутик	29,34	
1-117	Бутик	31,1	
1-118	Бутик	33,27	
1-119	Бутик	32,74	
1-120	Бутик	39,76	
1-121	Бутик	50,38	
1-122	Бутик	21,68	
1-123	Бутик	35,46	
1-124	Бутик	26,47	
1-125	Бутик	23,17	
1-126	Бутик	31,86	
	Итого торговых арендных помещений:	1766,98	
1-129	Ресторан №1	322,15	
1-130	Ресторан №2	529,33	
1-131	Служебный коридор	64,46	
1-132	Помещение фаст-фуда №1	122,16	
1-133	Помещение фаст-фуда №2	119,45	
1-134	Холл фаст-фуда	753,39	
	Итого помещений предприятий общественного питания:	1910,94	
1-135	Котельная	94,87	
1-136	РУНН	72,13	
	Итого технических помещений:	167	
	Итого помещений первого этажа:	12566,57	

1.2.6 Экспликация полов

Таблица 1.2.4 – Экспликация полов

Номер помещения	Тип * пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов** пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м ²
Полы на отметке -5.100				
Тамбуры; Тамбур-шлюзы; Холл травалатора; Лифтовой холл; Торговый зал; Подсобные помещения; Комната для приема пищи персонала; Гардероб для персонала; Коридоры	1		<ul style="list-style-type: none"> - Керамогранит 300х300х12мм; - Клей для напольного керамогранита "CERESIT" CM12 - 8мм; - Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора М150, армированная сеткой ГОСТ23279-85 - 60мм; - Грунтовка глубокого проникновения "CERESIT" СТ17; - Монолитная ж/б плита; - Уплотненный грунт основания. 	13896
Санузлы для персонала; Санузлы для посетителей; Санузел для инвалидов; Помещение для уборочного инвентаря	2		<ul style="list-style-type: none"> - Керамогранит 300х300х12мм; - Клей для напольного керамогранита "CERESIT" CM12 - 8мм; - Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора М150, армированная сеткой 	

Номер помещения	Тип * пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов** пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м ²
			ГОСТ23279-85 - 60мм; - Гидроизоляция "РАБЕРИТ" с подъемом на стены h=100мм - 2мм; - Грунтовка глубокого проникновения "CERESIT" СТ17; - Монолитная ж/б плита; - Уплотненный грунт основания.	58,6
Полы на отметке +0.000				
Торговый зал (кроме рыбного острова); Камера хранения; Комната для дозора; Помещение продажи табачных изделий; Тамбур-шлюз; Коридор; Мастерская; Помещение для хранения уборочной техники; Кладовая суточного запаса; Сухой склад (кулинарии)			- Керамогранит 300x300x12мм: 1. Фабрики "FLOOR GRES" (Италия), цвет "VANCOVER", 2. Фабрики "CIPA GRES" (Италия), цвет "CORTINA", 3. Фабрики "CASALGRANDE PADANA" (Италия), цвет "NEBRASKA"; - Клей для напольного керамогранита "CERESIT" CM12 - 8мм; - Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора М150, армированная сеткой ГОСТ23279-85 - 60мм; - Грунтовка глубокого проникновения	13996

Номер помещения	Тип * пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов** пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м2
			"CERESIT" СТ17; - Монолитная ж/б плита.	
Низкотемпературные камеры: "Для пищевых отходов"; "Полуфабрикаты"; "Ягоды"; "Мороженое. Масло"; "Рыба"; "Тесто"; "Мясо"			- Керамогранит - 300x300x12мм; - Бетонная стяжка с армированием (В25W6F50) - 170мм; - Гидроизоляция Litokol Coverflex O с подъемом на стены h=100мм - 2мм; - Утеплитель ППУ 100 - 100мм; - Песчаная засыпка + ПЭН - 10мм; - Пароизоляция; - Монолитная ж/б плита - 150мм.	252,69
Полы на отметки +7.200				
Холл; Подсобное помещение; Помещение для лестницы; Досуговоразвлекательный центр; Специализированный магазин детских товаров; Бутики Санузлы для посетителей (тамбуры-умывальники также); Санузел для инвалидов; Санузлы для персонала; Коридоры	2		- Керамогранит 300x300x12мм; - Клей для напольного керамогранита "CERESIT" CM12 - 8мм; - Выравнивающая стяжка из цементно-песчаного раствора М150, армированная сеткой ГОСТ23279-85 - 60мм; - Гидроизоляция "РАБЕРИТ" с подъемом на стены h=100мм - 2мм; - Грунтовка глубокого проникновения	14399

Номер помещения	Тип * пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов** пола (наименование, толщина, основание и др.), мм	Площадь, м2
(при санузлах); Помещение для мытья тележек; Помещение для уборочного инвентаря			"CERESIT" СТ17; - Монолитная ж/б плита;	

1.2.7 Ведомость отделки помещений

Таблица 1.2.5 – Ведомость отделки помещений

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
Помещения на отм. -5.100									
Подсобные помещения Технические помещения; ИБП; Электрощитовая; ТП; ДГУ; Насосная; Венткамера			Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf Rotband 20мм; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; окраска ВА "EURO 7 TVT" F155, цвет белый, за 2 раза.	1236,25			Зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлевка Knauf Rotband Finish; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; окраска ВА "EURO 7 TVT" F155, цвет белый, за 2 раза.		
			Стены бетонные: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлёвка - Knauf Rotband Finish; затирка поверхности; проитка акриловой грунтовкой; окраска ВА "EURO 7 TVT" F155, цвет белый, за 2 раза.	2570,40					685,26

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
Санузлы для персонала; Санузел для инвалидов; Санузлы для посетителей; Помещение для уборочного инвентаря; Коридоры; Помещение для мытья	Подвесной потолок "Арстронг" на алюминиевом каркасе на высоту h=2700мм от отметки чистого пола, цвет белый RAL 9003, 600x600x6.3 мм. Кассы производства "Люмсвет".	98,60	Перегородки ГКЛВ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf Rotband Pasta; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; облицовка керамической плиткой 200x250мм на высоту h=2700мм от отметки чистого пола.	435,80			Бетонные: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; облицовка керамической плиткой 200x250мм на высоту h=2700мм от отметки чистого пола.	56,80	Сантехнические разделительные перегородки фирмы "ELTETE OY/AB" Финляндия, тол.24мм. Писуарные перегородки ЛТТ h=1100мм
Помещения на отм. +0.000									

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
Бутики; Коридоры; Холлы; Рестораны	Подвесной ячеистый алюминиевый потолок "Грильято" на высоту h=3500мм от отметки чистого пола. Размер ячеек 100x100мм, h=50мм, цвет белый.		Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf Rotband - 20мм; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; шпатлёвка - Knauf Rotband Finish; пропитка акриловой грунтовкой; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет G379, за 2 раза.		Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf HP Start; облицовка керамогранитом 600x600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		Бетонные низ: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлёвка Knauf Rotband Finish; облицовка полированным керамогранитом 600x600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		
		1245,30		685,20		527,04		224,64	
			Перегородки ГКЛ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf Rotband Pasta; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет G379,		Перегородки ГКЛ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf Rotband Pasta; облицовка кера-		Бетонные верх: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлёвка Knauf Rotband Finish; затирка поверхности; пропитка акриловой грунт.; окраска		
			1123,18		1350,42		342,60		

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
			за 2 раза		могранитом 600х600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет №G379, за 2 раза.		
1-8; 1-20; 1-27; (1-92) – (1-134); Бутики; Коридоры; Холлы; Рестораны	Подвесной ячеистый алюминиевый потолок "Грильято" на высоту h=3500мм от отметки чистого пола. Размер ячеек 100х100мм, h=50мм, цвет белый.		Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf Rotband -- 20мм; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; шпатлёвка - Knauf Rotband Finish; пропитка акриловой грунтовкой; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет G379, за 2 раза.		Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf HP Start; облицовка керамогранитом 600х600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		Бетонные низ: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлёвка Knauf Rotband Finish; облицовка полированным керамогранитом 600х600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		
		685,20		2582,40		582,50		245,60	
			Перегородки ГКЛ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf		Перегородки ГКЛ: швы проклеить бумажной		Бетонные верх: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляю-		

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
			Rotband Pasta; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет №G379, за 2 раза.		лентой; шпаклевка Knauf RotbandPasta; облицовка керамогранитом 600x600мм на высоту h=1800мм от отметки чистогопола.		щим составом; шпатлёвка - Knauf Rotband Finish; затирка поверхности; пропитка акриловой грунт.; окраска Тиккурила, пус.№1, 300-390, цвет №G379, за 2 раза.		
				1560,80		785,60		425,80	
Помещения на отм. +7.200									
2-8; 2-20; 2-21; 2-68; 2-69; 2-70; 2-71; 2-72; 2-73; 2-74; 2-75; 2-76 Холл; Помещение для лест-	Подвесной ячеистый алюминиевый потолок "Грильято" на высоту h=3500мм от отметки чистого пола. Размер		Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf Rotband - 20мм; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; шпатлёвка – Knauf Rotband Finish; пропитка акриловой		Стены кирпичные: пропитка укрепляющим составом; штукатурка Knauf HP Start; облицовка керамогра-		Бетонные низ: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлёвка Knauf Rotband Finish; облицовка полиро-		

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
ницы; Специализированный магазин детских товаров; Бутики; Подсобное помещение	ячеек 100х100мм, h=50мм, цвет белый.		грунтовкой; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет №G379, за 2 раза.		нитом 600х600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола. Перегородки		ван-ным керамогранитом 600х600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		
		1385 0,80		5680,2 0		4820 ,40		685,20	
			Перегородки ГКЛ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf Rotband Pasta; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет №G379, за 2 раза.		ГКЛ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf Rotband Pasta; облицовка керамогранитом 600х600мм на высоту h=1800мм от отметки чистого пола.		Бетонные верх: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; шпатлёвка - Knauf Rotband Finish; затирка поверхности; пропитка акриловой грунт.; окраска Тиккурила, опус №1, 300-390, цвет №G379, за 2 раза.		
		4350,20		5860,80		1850,20			

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьеров								Примечание
	Потолок	Площадь	Стены или перегородки	Площадь	Низ стен (панели)	Площадь	Колонны	Площадь	
2-9;- 2-19; Санузлы для персонала; Санузел для инвалидов; Санузлы для посетителей; Помещения для уборочно-инвентаря; Коридоры; Помещение для мытья	Подвесной потолок "Армтронг" на алюминиевом каркасе на высоту h=2700мм от отметки чистого пола, цвет белый RAL 9003, 600x600x6.3 мм. Кассеты производства "Люмсвет".		Перегородки ГКЛВ: швы проклеить бумажной лентой; шпаклевка Knauf Rotband Pasta; затирка поверхности; пропитка акриловой грунтовкой; облицовка керамической плиткой 200x250мм на высоту h=2700мм от отметки чистого пола.				Бетонные: зачистка бетонной поверхности; пропитка укрепляющим составом; облицовка керамической плиткой 200x250 мм на высоту h=2700мм от отметки чистого пола.		

1.3 Теплотехнический расчет ограждающих конструкций

Расчет теплозащитных характеристик ограждающих конструкций зданий выполнены в соответствии с требованиями и по методикам изложенным в СНиП 23-02-2003 «Тепловая защита зданий». Значение теплотехнических характеристик строительных, в том числе, теплоизоляционных материалов в конструкциях под воздействием эксплуатационных факторов изменяются во времени и могут существенно изменяться от значений, получаемых при лабораторных испытаниях и указанных технических условиях.

Наружные ограждающие конструкции проектируются с теплоизоляцией, изоляцией от проникновения наружного холодного воздуха и пароизоляцией от диффузии водяного пара из помещений, обеспечивая:

- требуемую температуру и отсутствие конденсации влаги на внутренних поверхностях конструкций внутри помещений;
- предотвращение накопления излишней влаги в конструкциях.

Сопrotивление теплопередаче элементов ограждающих конструкций

Приведённое сопротивление теплопередаче R_o , $m^2C/Вт$ принимаем не менее нормируемых значений сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций, R_{req} , $m^2C/Вт$, в зависимости от градусо-суток D_d , $^{\circ}Cут$.

$$ГСОП = (t_B - t_{от}) \cdot z_{от}, \quad (1.3.1)$$

где t_B – расчетная температура внутреннего воздуха;

$t_{от}$ – средняя температура наружного воздуха отопительного периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}C$;

$z_{от}$ – продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}C$.

Подставим в формулу (1.3.1) значения:

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

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции

$$R_0^{\text{TP}} = a \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (1.3.2)$$

где $a; b$ – коэффициенты, для соответствующих групп зданий и типа конструкций [2, табл. 3, 4].

Для стен административно-бытового помещения по формуле (1.3.2)

$$R_0^{\text{TP}} = 0,0003 \cdot 6221,1 + 1,2 = 3,07 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Для кровли административно-бытового помещения по формуле (1.3.2)

$$R_0^{\text{TP}} = 0,0004 \cdot 6221,1 + 1,6 = 4,09 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Для окон административно-бытового помещения по формуле (1.3.2)

$$R_0^{\text{TP}} = 0,00005 \cdot 6221,1 + 0,2 = 0,51 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, \quad (1.3.3)$$

где $\alpha_{\text{в}}$ – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей конструкции [2, табл.4, 9];

$\alpha_{\text{н}}$ – коэффициент теплоотдачи для зимних условий [2, табл.6, 9].

Теплотехнический расчет стенового ограждения административно-бытового помещения.

Состав стены:

- кирпичная кладка – 380 мм, $\rho_0 = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$;
- утеплитель – «ВЕНТИ БАТТС ОПТИМА» – 100 мм, $\rho_0 = 90 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,037 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°C})$;

По формуле (2.3):

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,38}{0,7} + \frac{0,10}{0,037} = 3,40 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

$$R_0^{\text{пр}} = 3,40 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт} > R_0^{\text{тп}} = 3,07 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Принятая толщина утеплителя удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

Теплотехнический расчет покрытия складского помещения.

Состав покрытия:

- полимерная мембрана Protan SE 1.2 мм
- разделительный слой - стеклохолст - 0.8 мм
- экструзионный пенополистирол DRYEX XPS 35- 120 мм, $\lambda = 0,029 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$.
- минераловатный утеплитель ROCKWOOL РУФ 50 мм, $\lambda = 0,041 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{°C}$.
- пароизоляция - пленка Изоспан D 1 мм
- кровельное перекрытие - стальной профилированный настил Н114-750-

08

По формуле (2.3.3)

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{1,20}{0,029} + \frac{0,05}{0,041} = 3,49 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

$$R_0^{\text{пр}} = 3,49 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт} > R_0^{\text{тп}} = 3,06 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт.}$$

Принятая толщина утеплителя удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

Теплотехнический расчет окна в административно-бытовом помещении.

Окно:

Двухкамерный стеклопакет с теплоотражающим покрытием в ПВХ (4М1-8-4М1-8-К4) ГОСТ 30674-99, приведенное сопротивление теплопередачи $R=0,57 \text{ м}^2 \text{ °С/Вт}$, класс В2.

$$R_0^{\text{пр}} = 0,57(\text{м}^2 \cdot \text{°С})/\text{Вт} > R_0^{\text{тп}} = 0,51(\text{м}^2 \cdot \text{°С})/\text{Вт}.$$

Принятая конструкция заполнения окна удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

2 Расчетно – конструктивный раздел

2.1 Конструктивные решения

2.1.1 Компоновка конструктивной схемы каркаса

Конструктивная схема наземной части здания - каркасная, в уровне подвала - каркасно-стеновая. Несущими вертикальными конструкциями каркаса являются:

в наземной части – железобетонные монолитные колонны сечением 600х600 мм;

в подземной части – монолитные стены подвала.

Шаг колонн принимаем 12 м в поперечном и продольном направлении. Размеры здания в плане 131600х120000мм. При заданных размерах здания необходимо устройство температурных швов как в продольном так и в поперечном направлении. Температурные швы располагаем между осями Е – Д, М – Л, 6 – 7. Между основных колонн принимаем продольные и поперечные фахверки для крепления стенового ограждения. Привязку наружной грани колонны к продольным и поперечным координатным осям принимаем равной 300 мм.

Элементы покрытия – металлические фермы из гнутосваренных профилей, завязанные системой связей и распорок.

Элементы перекрытий – сварные стальные балки.

Полезная высота здания составляет 28150 мм – расстояние от отметки пола подземной парковки -5.100 до отметки низа стропильной фермы +22.960.

Материал конструкций принят в соответствии с группой конструкций, температурой эксплуатации согласно [1, табл. В1]

Устойчивость и пространственная неизменяемость здания обеспечивается совместной работой колонн и стен подвала, жестко защемленных в фундаментах и горизонтальных жестких дисков железобетонных перекрытий.

Принимаем сопряжение колонн с фундаментами жесткое, колонн с фермами покрытия: шарнирно – неподвижное с одной стороны и шарнирно – подвижное с другой.

2.1.3 Устройство связей

Согласно [10, п. 15.4.6] поперечные горизонтальные связи по верхним поясам стропильных ферм обеспечивают устойчивость верхнего сжатого пояса фермы из плоскости. Поперечные связи по верхним и нижним поясам рекомендуется совмещать в плане. Разместим их у торцов здания по всему периметру здания, а также вдоль температурных швов. Роль распорок выполняют металлические трубы квадратного сечения 60х3мм по ТУ 36-2287-80.

Согласно [10, п. 15.4.4], в уровне нижних поясов стропильных ферм предусматриваем поперечные горизонтальные связи у торцов здания, а также продольные связи, располагаемые вдоль крайних колонн и через один ряд вдоль средних.

Поперечные связи воспринимают от стоек торцового фахверка ветровую нагрузку и закрепляют от смещений вертикальные связи и растяжки между нижними поясами ферм. Распорки между нижними поясами ферм закрепляют эти пояса от смещений, сокращают их расчетную длину из плоскости фермы.

Согласно [10, п. 15.4.10] в местах расположения поперечных связей покрытия следует предусматривать установку вертикальных связей между фермами. Вертикальные связи следует располагать в плоскостях опорных и коньковых стоек стропильных ферм. Их главное назначение - удерживать в проектном положении поставленные на опоры фермы, не дать одиночным фермам опрокинуться во время монтажа от ветровых и случайных воздействий. Принимаем вертикальные связи из гнутых профилей по ТУ 36-2287-80 сечением 100х3мм.

2.2 Расчет и конструирование главной балки междуэтажного перекрытия

Проектируем главную балку – сплошную, составную, сварную, двутаврового сечения.

Характеристики балки:

- пролет балки $l_{\text{гл.б.}} = 12\text{м}$;
- статическая схема – безконсольная, шарнирно опертая;
- коэффициент условий работы $\gamma_c = 1$ [10, табл.1]
- материал балки – сталь С345 по ГОСТ 27772 – 88*, т.к. группа конструкций 2, район строительства III (г. Красноярск) расчетная температура района строительства $t = -40^\circ\text{C}$; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно [10, табл. В.1]

- расчетные характеристики стали С345 согласно [10, табл. В.5] $R_y = 320\text{ Н/мм}^2$ при толщине проката от 2-х до 20 мм включительно, $R_{un} = 470\text{ Н/мм}^2$, $R_s = 0.58 \cdot 320 = 185.60\text{ Н/мм}^2$

Составное сечение главной балки изображено на рис. 2.2.1

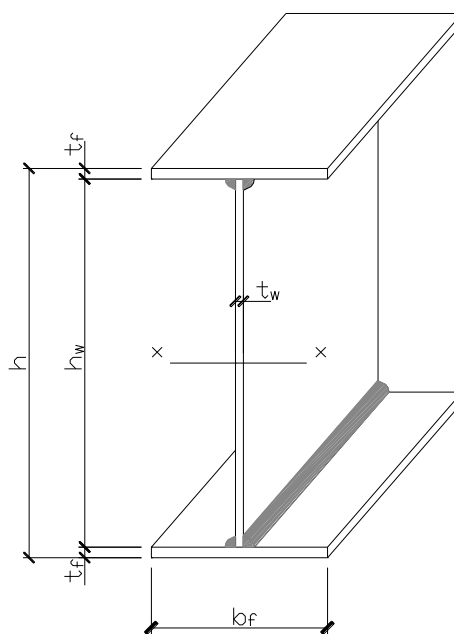


Рисунок 2.2.1 – Составное сечение главной балки

Вертикальный предельный прогиб главной балки f_u считаем по линейной интерполяции между значениями $f_u = l/200$ при $l = 6$ м и $f_u = l/250$ при $l = 24$ м по [11, табл. 19].

При $l = 6$ м $f_u = 600/200 = 3$ см, $l = 24$ $f_u = 2400/250 = 9,6$ см, тогда при $l = 15$ м

$$f_u(15) = 3 + \frac{(9,6-3) \cdot (12-6)}{24-6} = 5,2 \text{ см, - предельный прогиб главной балки.}$$

Сбор нагрузок на главную балку сведем в таблицу 3.2.1.

Таблица 2.2.1 – Сбор нагрузок на балку Б1

Конструкция перекрытия	Ед.изм.	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
Перекрытие				
Монолитная железобетонная плита 250мм (бетон В20) 2000 кг/м ³ $2000 \cdot 0,25 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 4,905$	кН/м ²	4,905	1,1	5,396
Выравнивающая стяжка из цементно – песчаного раствора М150 армированного сеткой ГОСТ 23279-85 35мм 2000 кг/м ³ $2000 \cdot 0,035 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,618$	кН/м ²	0,687	1,1	0,756
Клей для напольного керамогранита 8мм 3кг/м ² $3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,029$	кН/м ²	0,029	1,3	0,038
Напольный керамогранит – 12мм 2400 кг/м ³ $2600 \cdot 0,012 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,283$	кН/м ²	0,306	1,1	0,337
Балка настила 60 Ш1 142,1 кг/м.п	кН/м ²	0,474	1,05	0,497
Итого	кН/м ²	6,401		7,024
Несущие конструкции перекрытия				
Собственный вес балки ориентировочно: 2% от $(q_n + p_n)$	кН/м ²	0,495	1,05	0,520

Конструкция перекрытия	Ед.изм.	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
Эксплуатационная нагрузка на балку				
Полная эксплуатационная равномерно распределенная нагрузка на перекрытие 2 этажа в осях 7-12 1200 кгс/м ²	кН/м ²	10	1,2	12
Временная нагрузка				
Временная распределенная нагрузка (торговые залы) согласно задания заказчика	кН/м ²	9,16	1,2	11
Итого	кН/м ²	$q_{nr} = 26,06$		$q_r = 30,54$

Примечание: коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , приняты согласно [11, табл. 5]

Таким образом, нормативная нагрузка на главную балку определяем по формуле (2.2.1):

$$q_{n,г.б} = (q_n) \cdot \alpha, \quad (2.2.1)$$

где: $q_{n1} = 26,06$ – нормативная нагрузка на главную балку согласно табл.2.2.1;
 $\alpha = l_{бн} = 12\text{м}$ – пролет балки настила.

Подставим значения в формулу (2.2.1):

$$q_{n,г.б} = (26,06) \cdot 12 = 312,72 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка на главную балку вычисляется по формуле (2.2.2):

$$q_{r,г.б} = (q_r) \cdot \alpha, \quad (2.2.2)$$

где: $q_r = 30,54$ – нормативная нагрузка на главную балку согласно табл. 2.2.1;

$\alpha = l_{бн} = 12\text{м}$ – пролет балки настила.

Подставим значения в формулу (2.2.2):

$$q_{r,г.б} = 30,54 \cdot 12 = 366,48 \text{ кН/м.}$$

Статический расчет главной балки

Расчетная схема балки настила изображена на рисунке 2.2.2

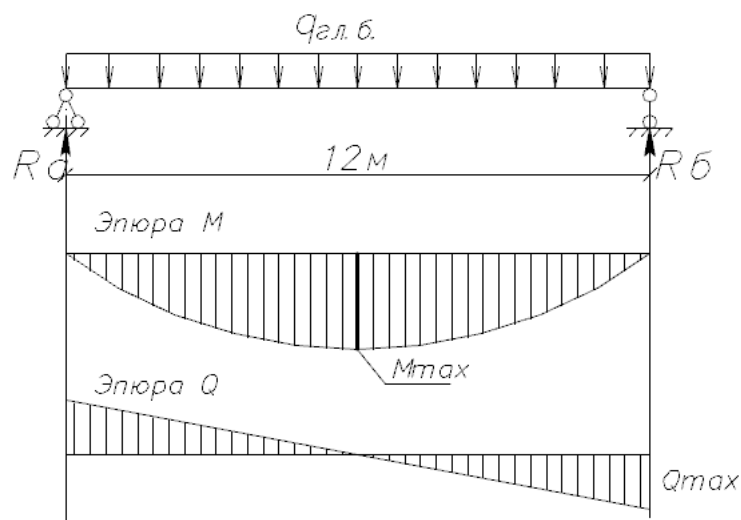


Рисунок 2.2.2 – Расчетная схема главной балки

$$M_{max} = \frac{q_{гб} \cdot l_{гб}^2}{8} = \frac{366,48 \cdot 12^2}{8} = 6596,64 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = \frac{q_{гб} \cdot l_{гб}}{2} = \frac{366,48 \cdot 12}{2} = 2198,88 \text{ кН};$$

$$M_{n,max} = \frac{q_{n,гб} \cdot l_{гб}^2}{8} = \frac{312,72 \cdot 12^2}{8} = 5628,96 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Конструктивный расчет главной балки

1. Требуемый момент сопротивления:

$$W_{req} = \frac{M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{6596,64 \cdot 10^2}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 20614,50 \text{ см}^3.$$

2. Компоновка и подбор сечения:

Важнейшим параметром, влияющим на экономичность сечения балки, является её высота, которая определяется из условия прочности и жесткости. Вычислим наименьшую высоту балки.

Минимальная высота для однопролетной шарнирноопертой по концам балки постоянной жесткости, загруженной равномерно по всему пролету (рис.1), при предельном прогибе $f_u = 5,2$ см, вычисляется по формуле:

$$h_{min} = \frac{10}{48} \cdot \frac{(l_{гб})^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c}{E \cdot f_u} \cdot \frac{M_{n,max}}{M_{max}} \quad (2.2.3)$$

Подставим вычисленные ранее значения в формулу (2.2.3):

$$h_{min} = \frac{10}{48} \cdot \frac{12^2 \cdot 320 \cdot 10^4 \cdot 1}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 5,2} \cdot \frac{6596,64}{5628,96} = 105,02 \text{ см}$$

Оптимальная высота при гибкости стенки $\lambda_w = 125$ вычисляется по формуле:

$$h_{opt} = 1.15 \cdot \sqrt[3]{W_{req} \cdot \lambda_w} \quad (2.2.4)$$

Подставим ранее вычисленные значения в (2.2.4):

$$h_{opt} = 1.15 \cdot \sqrt[3]{20614,50 \cdot 125} = 157,66 \text{ см.}$$

Так как $h_{opt} = 157,66$ см. больше $h_{min} = 105,02$ см., высоту главной балки назначаем близкой к оптимальной, но не меньше минимальной; высоту стенки h_w принимаем 1150 мм (сталь толстолистовая по ГОСТ 199034 – 74*).

$$\text{Тогда толщина стенки: } t_w = \frac{h_w}{\lambda_w} = \frac{115}{125} = 0,92 \text{ см.}$$

Принимаем толщину стенки $t_w = 1$ см.

Минимальная толщина стенки вычисляется по формуле:

$$t_{w,min} = \frac{k_1 \cdot Q_{max}}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \quad (2.2.5)$$

Подставим ранее вычисленные значения в формулу (2.2.5):

$$t_{w,min} = \frac{1,5 \cdot 2198,88}{115 \cdot 0,58 \cdot 320 \cdot 10^{-1,1}} = 1,55 \text{ см} > t_w = 1 \text{ см.}$$

Назначаем толщину стенки $t_w = 2$ см

Площадь сечение пояса главной балки:

$$A_f = \frac{W_{req}}{h_w} - \frac{t_w \cdot h_w}{6} = \frac{20614,50}{115} - \frac{2 \cdot 115}{6} = 140,92 \text{ см}^2.$$

Принимаем пояс из листа 600x25 мм (сталь толстолистовая по ГОСТ 27772-88), что удовлетворяет конструктивным требованиям:

$$10 \text{ мм} < t_f = 25 \text{ мм} < 3 \cdot 10 = 30 \text{ мм};$$

Ширину пояса принимаем из конструктивных требований равной ширине железобетонной монолитной колонны – 600мм.

$$A_f = b_f \cdot t_f = 140,92 \text{ см}^2, \text{ отсюда } b_f = \frac{140,92}{2,5} = 56,37 \text{ см} = 564 \text{ мм, принимаем.}$$

$$b_f = 600 \text{ мм.}$$

$$200\text{мм} < b_f = 320\text{мм} < 333\text{мм}.$$

$$b_{ef} = \frac{600-10}{2} = 295\text{мм},$$

Проверяем принятую ширину пояса b_f исходя из обеспечения их местной устойчивости:

$$b_{ef}/t_f \leq 0.5 \cdot \sqrt{E/R_y}. \quad (2.2.6)$$

Подставим значения в выражение (2.2.6):

$$295/25 < 0,5 \cdot \sqrt{2,06 \cdot 10^5/320} \text{ или } 11,80 < 12,7.$$

Условие выполняется.

Момент инерции основного сечения балки относительно оси x-x вычисляем по формуле:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \quad (2.2.7)$$

Подставим ранее вычисленные значения в (2.2.7):

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{2 \cdot 115^3}{12} + 2 \cdot 60 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{115}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 253479,17 + 1035468,75 \\ &= 1288947,92\text{см}^4 \end{aligned}$$

Момент сопротивления основного сечения вычисляется по формуле:

$$W_{xn} = \frac{2 \cdot I_x}{h} \quad (2.2.8)$$

где: $h = 2 \cdot t_f + h_w = 2 \cdot 2,5 + 115 = 120$ мм

Подставим значения в формулу (2.2.8):

$$W_{xn} = \frac{2 \cdot 1288947,92}{120} = 21482,46 \text{ см}^3$$

$$\frac{M_{max}}{W_{xn}} = \frac{6596,64 \cdot 10^2 \cdot 10}{21482,46} = 307,1 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ МПа};$$

$$\text{Недонапряжение} = \frac{320 - 307,1}{320} \cdot 100 = 4,03 \% < 5\%$$

Согласно [10, п.1.9] в составных сечениях, устанавливаемых расчетом, недонапряжение не должно превышать 5%.

Проверки прочности главной балки.

Перед выполнением проверки вычислим следующие величины:

Статический момент полусечения относительно оси x-x определяется по формуле:

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{t_w \cdot h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}. \quad (2.2.9)$$

Подставим ранее вычисленные значения в формулу (2.2.9):

$$\begin{aligned} S_x &= 60 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{115}{2} + \frac{2,5}{2} \right) + \frac{2 \cdot 115}{2} \cdot \frac{115}{4} = 8812,50 + 3306,25 \\ &= 1218,75 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Статический момент пояса относительно оси x-x определяем по формуле:

$$S_f = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right). \quad (2.2.10)$$

Подставим ранее вычисленные в формулу 2.2.10

$$S_f = 60 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{115}{2} + \frac{2,5}{2} \right) = 8812,50 \text{ см}^3.$$

1) Нормальное напряжение в сечении $M = M_{max}$ и $Q = 0$, было выполнено ранее.

2) Касательное напряжение на опоре А (при $Q = Q_{max}$)

Статический момент измененного полусечения относительно оси х-х находим по формуле:

$$S_x = b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{t_w \cdot h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4}. \quad (2.2.11)$$

Подставим значения в (2.2.11):

$$\begin{aligned} S_x &= 60 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{115}{2} + \frac{2,5}{2} \right) + \frac{2 \cdot 115}{2} \cdot \frac{115}{4} = 8812,50 + 3306,25 \\ &= 1218,75 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Проверим выполнение условия:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{2198,88 \cdot 1218,75}{1288947,92 \cdot 2} = 10,34 \text{ МПа} < R_s \cdot \gamma_c = 0,58 \cdot 320 \cdot 1 = \\ &= 185,60 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

условие выполняется.

3) Местная устойчивость сжатого пояса балки обеспечена, так как:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{290}{25} = 11,60 \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{240}} = 12,69,$$

где $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2} = \frac{600 - 2}{2} = 290$ мм – расчетная ширина пояса.

4) Местная устойчивость стенки сварной балки обеспечена, если выполняется условие $\lambda_w \leq 3,2$.

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{115}{2} \cdot \sqrt{\frac{320}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,27 > 3,2.$$

По расчету установка поперечных ребер жесткости не требуется, однако по конструктивным требованиям необходимо установить ребра жесткости для крепления балок настила в одном уровне с главной балкой. Расстояние между основными поперечными ребрами жесткости, поставленными на всю высоту стенки балки, принимаем 3м равное шагу балок настила. Вычисли размеры поперечных ребер жесткости.

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40 = \frac{1150}{30} + 40 = 78,83 \text{ мм},$$

$$t_h \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y/E} = 2 \cdot 78,83 \cdot \sqrt{320/(2,06 \cdot 10^5)} = 6,21 \text{ мм},$$

Учитывая конструктивные требования примыкания балок настила к ребрам главных балок, принимаем $b_h = 260$ мм, $t_h = 16$ мм по [10, табл.39]. Ребра жесткости привариваем к стенке балки двусторонними угловыми швами с катетом $k_f = 4$ мм.

5) Проверяем устойчивость стенки балки во 2-м отсеке от опоры (рис.2.2.3)

Предварительно вычислим M и Q – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; так как длина отсека больше расчетной высоты, т.е. $a > h_w$ или $3000 < 1150$, то следует определять для наиболее напряженного участка с длиной, равной высоте отсека. Отсек заштрихован на рис. 2.2.3.

При $l = 4,85\text{м}$:

$$M_1 = R_A \cdot x - \frac{q \cdot l^2}{2} = 2198,88 \cdot 4,85 - \frac{366,48 \cdot 4,85^2}{2} = 6354,31 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $R_A = Q_{max} = 2198,88 \text{ кН}$.

$$Q_1 = R_A - q \cdot l = 2198,88 - 366,48 \cdot 4,85 = 421,45 \text{ кН}.$$

При $l = 6\text{м}$:

$$M_2 = R_A \cdot x - \frac{q \cdot l^2}{2} = 2198,88 \cdot 6 - \frac{366,48 \cdot 6^2}{2} = 6596,64 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q_2 = R_A - q \cdot l = 2198,88 - 366,48 \cdot 6 = 0 \text{ кН}.$$

Тогда:

$$M = \frac{M_1 + M_2}{2} = \frac{6354,31 + 6596,64}{2} = 6475,48 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q = \frac{Q_1 + Q_2}{2} = \frac{421,45 + 0}{2} = 210,73 \text{ кН}.$$

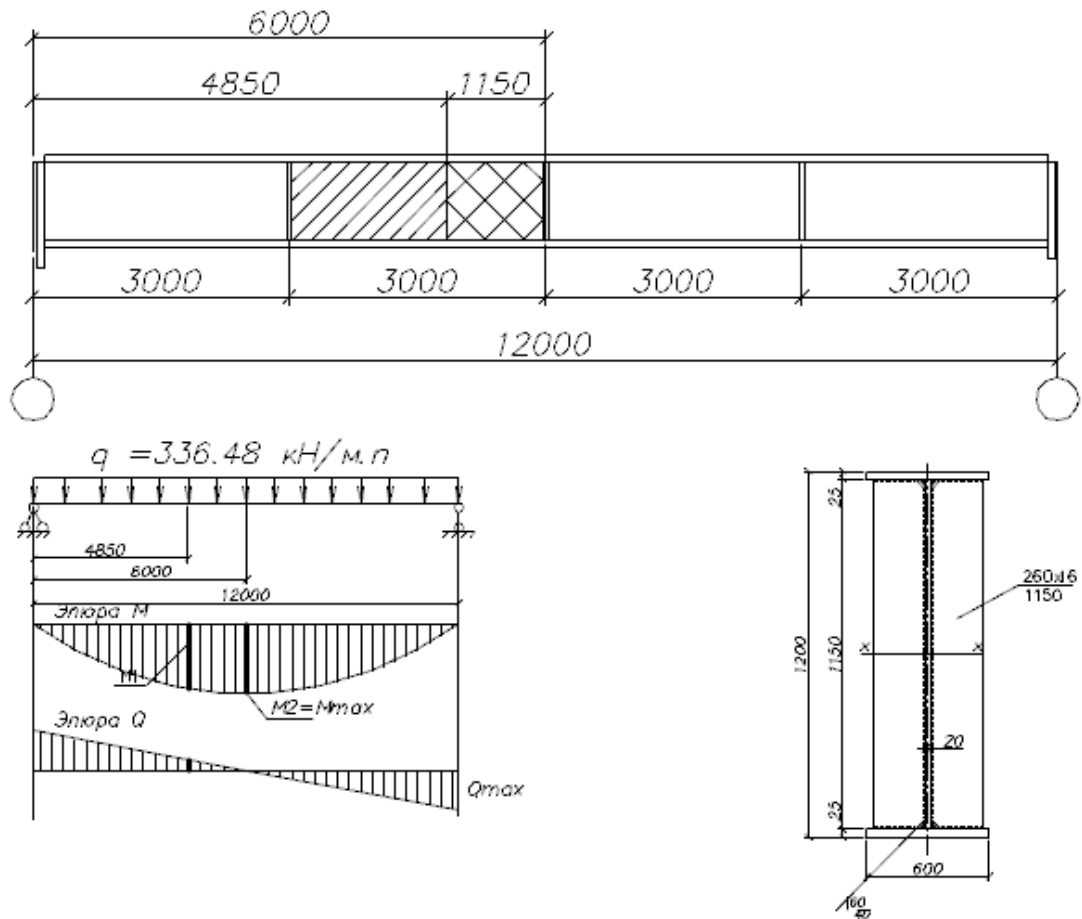


Рисунок 2.2.3 – Схема главной балки

Вычислим действующее нормальное сопряжение по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{I_x} \cdot \frac{h_w}{2} = \frac{6475,48 \cdot 10^2}{1288947,92} \cdot \frac{115}{2} \cdot 10 = 288,87 \text{ МПа.}$$

Действующее касательное напряжение по формуле:

$$\tau = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{210,73 \cdot 10}{2 \cdot 115} = 9,16 \text{ МПа.}$$

Критическое нормальное напряжение:

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_y}{\lambda_w^2} = \frac{35,5 \cdot 320}{2,27^2} = 2204,58 \text{ МПа},$$

где: $c_{cr} = 35,5$ – коэффициент, определяемый по [10, табл. 12] в зависимости от δ :

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_f}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3 = \infty \cdot \frac{60}{115} \cdot \left(\frac{2,5}{2}\right)^3 = \infty; \quad (2.2.12)$$

где: β – коэффициент принимаемый по [10, табл.13] для балок при непрерывном опирании плит $\beta = \infty$.

Критическое касательное напряжение вычисляется по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \cdot \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2} \quad (2.2.13)$$

где $\mu = 3000/1150$ – отношение большей стороны отсека к меньшей;

$$\lambda_{ef} = \frac{d}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{115}{2} \cdot \sqrt{\frac{320}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,27 \text{ – условная приведенная гибкость};$$

$d = 115$ см – меньшая сторона отсека.

Подставим значения в (2.2.13):

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{2,61^2}\right) \cdot \frac{185,60}{2,27^2} = 412,38 \text{ МПа},$$

Устойчивость стенки балки во 2-м отсеке проверяем по условию:

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2 + (\tau/\tau_{cr})^2} < 1 \quad (2.2.14)$$

Подставим вычисленные ранее значения в выражение (2.2.14):

$$\sqrt{(288,87/2204,58)^2 + (9,16/412,38)^2} = \sqrt{0,017 + 000049} = 0,13 < 1,$$

условие выполняется.

б) Проверка жесткости балки. Должно выполняться условие:

$$f_{max} < f_u \quad (2.2.15)$$

где: $f_u = f_u(12) = 5,2$ см. – предельный прогиб балки, вычисленный ранее;

f_{max} – максимальный прогиб балки, определяется от нормативных нагрузок (постоянных и временных длительных), вычисляется по формуле:

$$f_{max} = \frac{5 \cdot M_{n,max} \cdot l_{гл.б.}^2}{48 \cdot E \cdot I_x} \quad (2.2.16)$$

Подставим ранее вычисленные значения в формулу (2.2.16):

$$f_{max} = \frac{5 \cdot 5628,96 \cdot 10^2 \cdot 12^2 \cdot 10^4}{48 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 1288947,92} = 3,17 \text{ см.}$$

Подставим вычисленные значения прогибов в выражение (2.2.15):

$$f_{max} = 3,17 \text{ см} < f_u = 5,2 \text{ см.}$$

Условие выполняется.

Расчет поясных соединений главной балки.

Соединение поясов со стенкой в сварных балках осуществляется поясными швами. При изгибе балки это соединение предотвращает сдвиг поясов относительно стенки балки. Сдвигающие пояс усилие на единицу длины балки вычислим по формуле:

$$T = \frac{Q_{max} \cdot S_f}{I_{x1}}. \quad (2.2.16)$$

Подставим значения в формулу (2.2.16):

$$T = \frac{2198,88 \cdot 8812,50}{1288947,92} = 15,03 \text{ кН/см.}$$

Поясные швы выполняют двусторонними, непрерывными, с одинаковым катетом по всей длине балки автоматической сваркой.

Требуемый катет угловых поясных швов определяем по формулам:
при расчете по металлу шва:

$$k_{f1} = T / (2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c), \quad (2.2.17)$$

где: $\beta_f = 1,1$ по [10, табл. 34*];

$R_{wf} = 180$ МПа по [10, табл.56].

Подставим значения в формулу (2.2.17)

$$k_{f1} = 15,03 / (2 \cdot 1,1 \cdot 180 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1) = 0,38 \text{ см.}$$

при расчете по металлу границы сплавления:

$$k_{f2} = T / (2 \cdot \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c), \quad (2.2.18)$$

где: $\beta_f = 1,15$ по [10, табл. 34*];

$R_{wf} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа;

$\gamma_{wz} = \gamma_{wf} = 1$ по [10, п.11.2].

Подставим в формулу (2.2.18) значения:

$$k_{f2} = 15,03 / (2 \cdot 1,15 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1) = 0,39 \text{ см.}$$

Принимаем $k_f = 6 \text{ мм}$ в соответствии с [10, табл. 38*].

Узлы сопряжения балок настила с главной балкой.

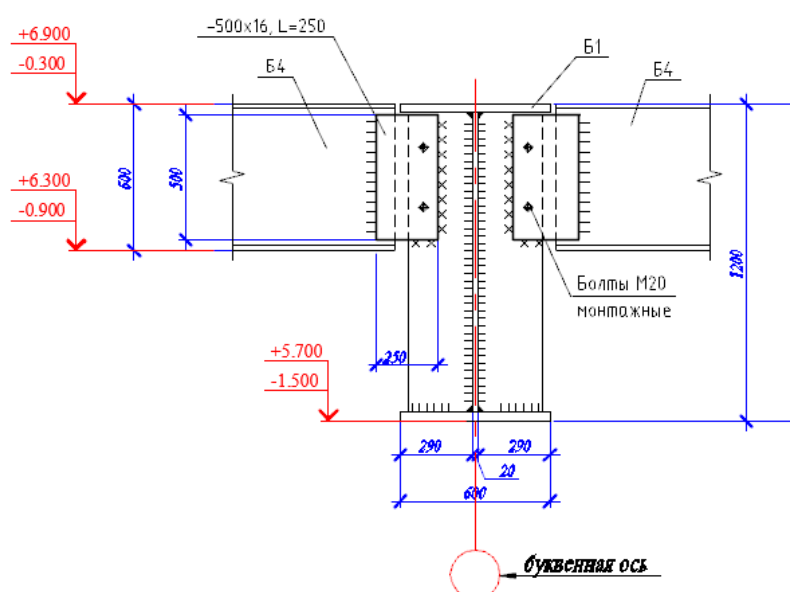


Рисунок 2.2.4 – Шарнирный узел сопряжения балки настила с главной балкой.

Для крепления балки настила к ребрам жесткости главной принимаем болты нормальной точности (класс точности С) М20 (д 20мм); класс прочности 8,8 [10, табл. Г3];

$R_{bs} = 320 \text{ МПа}$ [10, табл. Г5], $R_{bp} = 580 \text{ МПа}$ при $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ для элементов из стали С245 [10, табл. Г6].

Расчетное усилие, воспринимаем одним болтом, при работе его на срез

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A_b \cdot n_s = 320 \cdot 10^{-1} \cdot 0,9 \cdot 3,14 \cdot 1 = 90,43 \text{ кН.}$$

где: $\gamma_b = 0,9$ – коэффициент условий работы болтового соединения [10, табл. 35*];

$A_b = 3,14 \text{ см}^2$ – расчетная площадь сечения стержня болта [10, табл. 62*];

$n_s = 1$ – число расчетных срезов одного болта.

Расчетное усилие при одноболтовом соединении при работе соединения на смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot \sum t = 580 \cdot 10^{-1} \cdot 0.9 \cdot 2,0 \cdot 3.6 = 375,84 \text{ кН};$$

где: d – наружный диаметр стержня болта;

$\sum t = 3,6$ см. – наименьшая суммарная толщина листов, сминаемых в одном направлении.

Количество болтов в соединении:

$$n \geq \frac{1.2 \cdot N_{бн}}{\gamma_c \cdot N_{b,min}} = \frac{1.2 \cdot 338,05}{1 \cdot 375,84} = 1,10,$$

где: 1,2 – коэффициент учитывающий неравномерность вовлечение болтов в работу;

$N_{b,min}$ – наименьшее из значений расчетного усилия для одного болта.

Принимаем 2 болта и размещаем их в соответствии с [10, табл. 39]

Проверка прочности планки (500x16 мм $l=250$ мм) в сечении n-n:

$$\tau = \frac{1,5 \cdot Q}{t_{пл} \cdot b_{пл}} = \frac{1,5 \cdot 338,05 \cdot 10}{1,6 \cdot 50} = 63,38 < R_s \cdot \gamma_c = 139,2 \text{ МПа};$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа};$$

$$\sigma = \frac{M_{пл}}{W_{пл}} = \frac{338,05 \cdot 11,6 \cdot 10}{1,6 \cdot 50^2/6} = 58,82 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{req} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = \sqrt{349,88 + 3 \cdot 63,38^2} = 111,36 \text{ МПа} < 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c = 276 \text{ МПа}.$$

Проверка швов крепления планки к стенке балки настила (сварка полуавтоматическая в среде углекислого газа; сварочная проволока Св-08Г2С): принимаем катет шва $k_f = 6$ мм;

при расчете по металлу шва:

$$\begin{aligned} & \sqrt{\left(\frac{R_{6H}}{2 \cdot l_w \cdot k_f \cdot \beta_f}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot R_{6H} \cdot a}{2 \cdot l_w^2 \cdot k_f \cdot \beta_f}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{338,05 \cdot 10}{2 \cdot 50 \cdot 0,6 \cdot 0,9}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 338,05 \cdot 16 \cdot 10}{2 \cdot 50^2 \cdot 0,6 \cdot 0,9}\right)^2} = 135,52 \text{ МПа} \\ &< R_{wf} \cdot \gamma_c = 215 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

При расчете по металлу границы сплавления:

$$\begin{aligned} & \sqrt{\left(\frac{R_{6H}}{2 \cdot l_w \cdot k_f \cdot \beta_z}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot R_{6H} \cdot a}{2 \cdot l_w^2 \cdot k_f \cdot \beta_z}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{44,16 \cdot 10}{2 \cdot 50 \cdot 0,6 \cdot 1,05}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 338,05 \cdot 16 \cdot 10}{2 \cdot 50^2 \cdot 0,6 \cdot 1,05}\right)^2} = 78,22 \text{ МПа} \\ &< R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

В этих швах возникают касательные напряжения от поперечной силы и крутящего момента.

2.3 Расчет и конструирование сквозного ригеля рамы (Стропильной фермы)

Исходные данные.

Для проектируемого административно – торгового центра с малоуклонной кровлей $i=3^\circ$ примем унифицированную схему стропильной фермы гнутосварных профилей по ТУ 36-2287-80, решетка треугольная без стоек, размер панели верхнего пояса 3м.

Пролет фермы – 24 м, высота на опоре 1600 мм.

Уклон - 3° .

Материал – сталь С345 принимаем по [10, табл. В1]

Сварка элементов - полуавтоматическая в среде углекислого газа; сварочная проволока.

Сопряжение фермы с колонной шарнирное по верхнему поясу.

Схема стропильной фермы представлена на рисунке 3.3.1

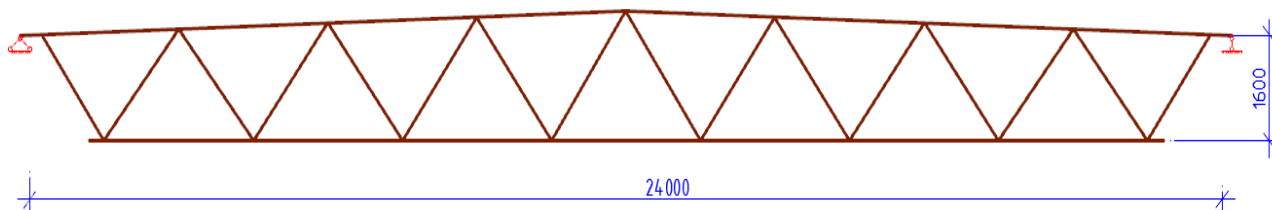


Рисунок 2.3.1 – Схема стропильной фермы

2.3.1 Определение нагрузок и расчетных усилий в стержнях стропильной фермы

Основными нагрузками на стропильные фермы являются:

- постоянные – от веса: кровли, профилированного листа, стропильных фермы, связей и от эксплуатационной нагрузки (по заданию Заказчика);
- временные – от снега.

Сбор нагрузок сведем в таблицу 2.3.1:

Таблица 2.3.1 – Нагрузки на стропильную ферму от веса конструкции покрытия и кровли.

Состав кровли и конструкция покрытия	Ед.изм.	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
Кровля				
Профлист Н114-750-0.8 ГОСТ 24045-94 масса 12,5 кг/м ² $12,5 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,123$	кН/м ²	0,123	1,05	0,129

Состав кровли и конструкция покрытия	Ед.изм.	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
Пароизоляция - Изоспан D с проклейкой швов лентой Изоспан SL 100 гр/м ² $100 \cdot 0,001 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \approx 0,001$	кН/м ²	0,001	1,3	0,0013
Утеплитель - ROCKWOOL (нижний теплоизолирующий слой) 135 кг/м ³ - 50мм $135 \cdot 0,05 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,066$	кН/м ²	0,066	1,3	0,085
Утеплитель - DRYEX XPS 35 - 120мм 35 кг/м ³ $35 \cdot 0,120 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,041$	кН/м ²	0,041	1,3	0,053
Стеклохолст - 100 гр/м ² $100 \cdot 0,001 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \approx 0,001$	кН/м ²	0,001	1,3	0,0013
Гидроизоляционная мембрана PROTAN SE - 1.2мм вес: 1,95 кг/м ² $1,95 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,019$	кН/м ²	0,019	1,3	0,025
Итого кровля	кН/м ²	0,251		0,295
Несущие конструкции покрытия				
Собственный вес фермы, связи	кН/м ²	0,4+0,1=0,5	1,05	0,53
Итого	кН/м ²			$q_r = 0,825$
Эксплуатационная нагрузка на ферму				
От веса подвешенного инженерного оборудования (противопожарный трубопровод, вентиля-	кН/м ²	0,375	1,2	0,450

Состав кровли и конструкция покрытия	Ед.изм.	Нормативная нагрузка	γ_f	Расчетная нагрузка
ция) и освещения (прожекторы, экраны) по заданию заказчика 38 кг/м ² $38 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,375$				
Итого	кН/м ²	$q_{nr} = 0,375$		$q_r = 0,450$

Собственный вес связей по покрытию примем 0,1 кН/м²

Расчетная постоянная нагрузка на 1 пог.м. ригеля покрытия

$$q_1 = (q_r / \cos \alpha) \cdot B, \quad (2.3.1)$$

где: B – шаг ферм, 4 м;

q_r – расчетная нагрузка (из таблицы 2.3.1);

α – угол уклона кровли к горизонту, принимаем $\cos \alpha \approx 1$.

Подставим значения в (2.3.1):

$$q_1 = 0,825 \cdot 4 = 3,30 \text{ кН/м. п.}$$

Снеговую нагрузку на 1 м.п. стропильной конструкции вычислим по формуле:

$$P_1 = S_q \cdot \mu \cdot B = 1,8 \cdot 1 \cdot 4 = 7,2 \text{ кН/м. п.}, \quad (2.3.2)$$

где: $S_q = 1,8 \text{ кПа} = 1,8 \text{ кН/м}^2$ – расчетное значение веса снегового покрова на 1 м² горизонтальной поверхности земли, принимаемое в зависимости от снегового района Российской Федерации по данным [11, табл.10.1], для г. Красноярск III снеговой район;

$\mu = 1$ – коэффициент, учитывающий профиль покрытия [11, прил. Г1];

$B=4$ м – шаг ферм

Эксплуатационную нагрузку приведем к сосредоточенной в узлах нижнего пояса фермы:

$$q_2 = (q_r / \cos \alpha) \cdot B \cdot 3$$

где: q_r – расчетная эксплуатационная нагрузка;

B – тоже, что в (2.3.1)

$$q_2 = 0,450 \cdot 4 \cdot 3 = 5,4 \text{ кН}$$

для крайних узлов нижнего пояса фермы:

$$q_2 = 0,450 \cdot 4 \cdot 3/2 = 2,7 \text{ кН}$$

На рисунках (2.3.2) – (2.3.5) показаны схемы заужения стропильной фермы нагрузками.

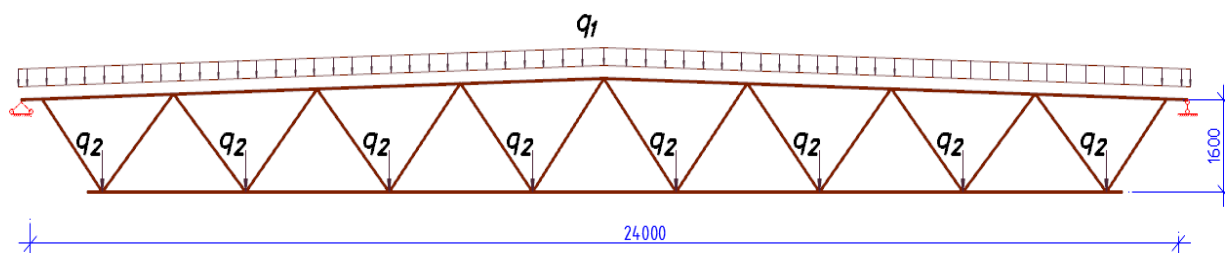


Рисунок 2.3.2 – Схема заужения стропильной фермы постоянной нагрузкой

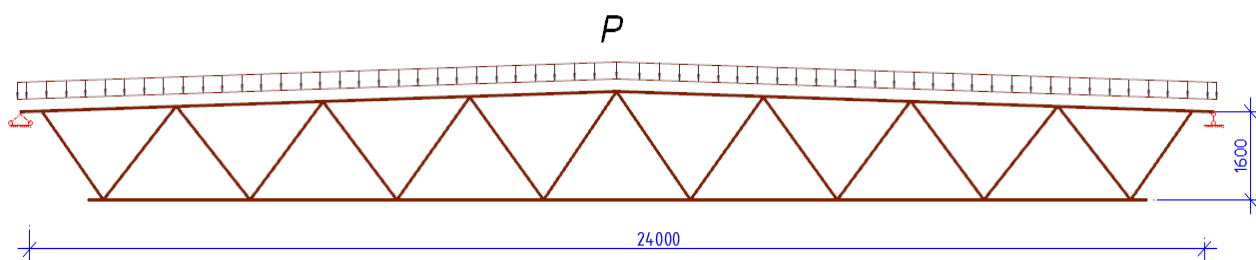


Рисунок 2.3.3 – Схема загрузки стропильной фермы снеговой нагрузкой на всем пролете

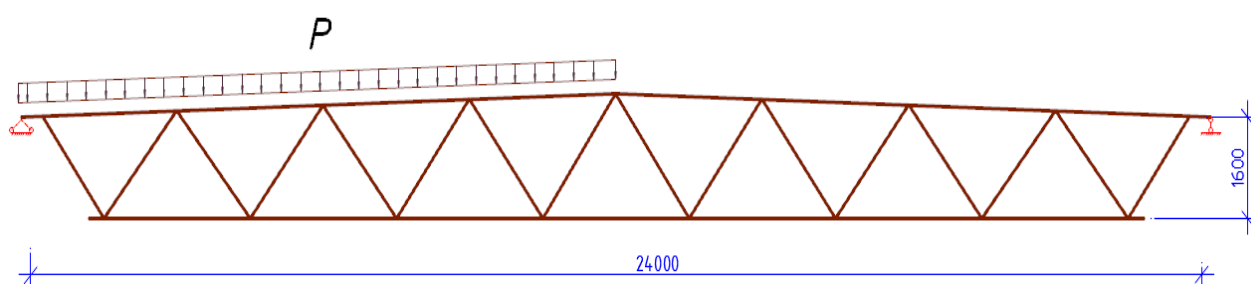


Рисунок 2.3.4 – Схема загрузки стропильной фермы снеговой нагрузкой слева

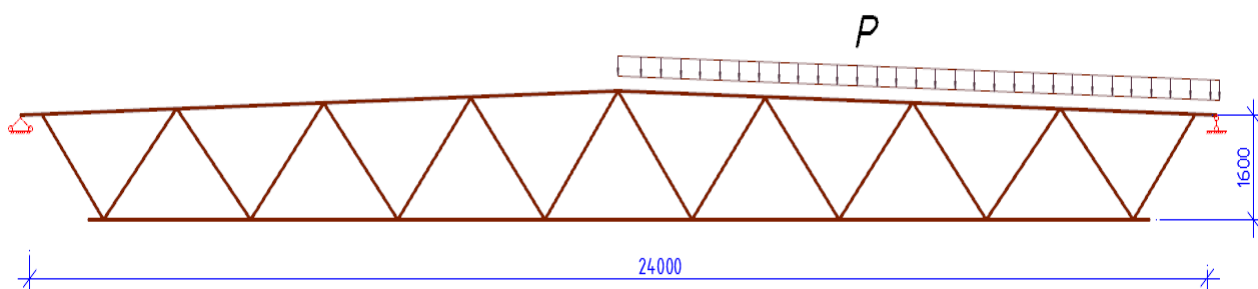


Рисунок 2.3.5 – Схема загрузки стропильной фермы снеговой нагрузкой справа

Для определения усилий в стержнях фермы воспользуемся программой SCAD, расчетная схема изображена на рисунке 2.2.6 с нумерацией узлов и элементов, результаты статического расчета стропильной фермы приведены в таблице 2.3.2

Стержень	Загружения							
	Постоянная		Снег на всем пролете		Снег слева		Снег справа	
	1	2	3	4	5	6	7	8
12								
13	6,13	0	3,76	0	-19,38	0	23,14	0
14	0,78	0	-3,69	0	19,04	0	-22,74	0
15	0,78	0	-3,69	0	-22,74	0	19,04	0
16	6,13	0	3,76	0	23,14	0	-19,38	0
17	-19,44	0	-32,33	0	-24,29	0	-8,04	0
18	26,89	0	32,98	0	24,77	0	8,21	0
19	-41,57	0	-63,69	0	-26,06	0	-37,63	0
20	49,73	0	65,12	0	26,65	0	38,47	0
21	-66,05	0	-98,36	0	-28,10	0	-70,26	0
22	71,42	0	100,84	0	72,03	0	28,81	0
23	71,42	0	100,84	0	28,81	0	72,03	0

Вычислим так же сочетания усилий в элементах фермы, данные сведем в таблицу 2.3.3

Таблица 2.3.3 – Сочетание усилий в элементах фермы

элемент сочетание	$\Psi=1$					
	1+2		1+3		1+4	
	верхний пояс					
	N, кН	M кН·м2	N, кН	M кН·м2	N, кН	M кН·м2
24	-117,39	11,82	-97,68	11,82	-68,43	3,71
25	-303,32	11,82	-247,72	11,82	-181,83	3,71
26	-409,78	11,82	-320,93	11,82	-258,74	3,71
27	-448,37	11,82	-329,84	11,82	-304,43	3,71
28	-448,37	11,82	-304,43	3,71	-329,84	11,82
29	-409,78	11,82	-258,74	3,71	-320,93	11,82
30	-303,32	11,82	-181,83	3,71	-247,72	11,82
31	-117,39	11,82	-68,43	3,71	-97,68	11,82
	нижний пояс					
1	226,95	0	188,59	0	131,05	0
2	371,01	0	298,17	0	225,33	0
3	441,99	0	337,98	0	285,98	0
4	449,94	0	317,64	0	317,64	0
5	441,99	0	285,98	0	337,98	0
6	371,01	0	225,33	0	298,17	0
7	226,95	0	131,05	0	188,59	0

элемент сочетание	$\Psi=1$					
	1+2		1+3		1+4	
	раскосы					
8	-164,41	0	-136,31	0	-94,16	0
9	114,84	0	88,20	0	76,37	0
10	-105,26	0	-79,20	0	-67,63	0
11	59,87	0	35,10	0	51,67	0
12	-51,77	0	-27,48	0	-43,72	0
13	9,89	0	-13,26	0	29,27	0
14	-2,91	0	19,82	0	-21,95	0
15	-2,91	0	-21,95	0	19,82	0
16	9,89	0	29,27	0	-13,26	0
17	-51,77	0	-43,72	0	-27,48	0
18	59,87	0	51,67	0	35,10	0
19	-105,26	0	-67,63	0	-79,20	0
20	114,84	0	76,37	0	88,20	0
21	-164,41	0	-94,16	0	-136,31	0
22	172,25	0	143,44	0	100,23	0
23	172,25	0	100,23	0	143,44	0

2.3.2 Подбор и проверка сечений стержней фермы

По результатам таблицы 2.3.3 выбираем наилучший вариант работы стержней. Для стержней с близкими по значению усилиями подбираем одинаковое сечение. Подбор сечений проведем в программе SCAD Office. Отчеты SCAD Office по подбору сечений представлены в приложении А и Б

Сечения подобранные с помощью программы SCAD сведем в таблицу 2.3.4., эпюры усилий представим в приложении В к работе.

Таблица 2.3.4 – Сечение элементов стропильной фермы

Наименование элементов	Сечение
верхний пояс	<input type="checkbox"/> 140x5
раскосы	<input type="checkbox"/> 120x5
нижний пояс	<input type="checkbox"/> 80x5

2.3.3 Расчет и конструирование узлов фермы

В сопряжениях бесфасоночных узлов должны производиться проверки:

- поясов на продавливание (вырывание) при действии усилий от раскосов и стоек;
- несущей способности боковой стенки поясов в месте примыкания сжатых раскосов;
- несущей способности решетки в месте примыкания к поясу;
- прочности сварных швов в соединениях.

Прочность на продавливание

Прочность на продавливание (вырывание) участков полки пояса, контактирующих с элементами решетки (кроме У-образных узлов) при $\frac{d}{D} \leq 0.85$ и $\frac{c}{b} \leq 0.25$, проверяется по формуле:

$$\left(|N| + \frac{1.5 \cdot |M|}{d_b} \right) \cdot \frac{(0.4 + 1.8 \cdot c/b) \cdot f \cdot \sin \alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot \gamma_D \cdot R_y \cdot t^2 \cdot (b + c + \sqrt{2Df})} \leq 1 \quad (2.3.3)$$

где: N – усилие в примыкающем элементе;

M – изгибающий момент от основного воздействия в примыкающем элементе в плоскости фермы в сечении, совпадающем с примыкающей стенкой (полкой) пояса;

α – угол примыкания элемента решетки к поясу;

t – толщина стенки пояса;

γ_d – коэффициент знака усилия в примыкающем элементе, равный 1,2 – при растяжении, 1,0 – в остальных случаях;

γ_D – коэффициент влияния продольной силы в поясе, определяемый при сжатии в поясе, если $\frac{|F|}{AR_y} > 0.5$, по формуле $\gamma_D = 1,5 - \frac{|F|}{AR_y}$, в остальных случаях

$\gamma_D = 1,0$,

здесь F – продольная сила в поясе со стороны растянутого раскоса;

A – площадь сечения пояса;

b – длина линии примыкающего элемента с поясом по направлению оси пояса, равная $d_b/\sin\alpha$;

c – половина расстояния между смежными стенками соседних элементов решетки или поперечной стенки раскоса и опорным ребром;

$f = \frac{D-d}{2}$ – согласно рис.

Несущая способность боковой стенки пояса

Устойчивость боковой стенки в месте примыкания сжатого раскоса $\frac{d}{D} \geq 0.85$ следует проверять по формуле:

$$\frac{N \cdot \sin^2 \alpha}{2 \cdot \gamma_c \cdot \gamma_t \cdot k \cdot R_y \cdot t \cdot d_b} \quad (2.3.4)$$

где γ_t – коэффициент влияния тонкостенности пояса, для отношений $D_b/t \geq 25$ принимаем равным 0,8, в остальных случаях – 1,0.

k – коэффициент, принимаемый равным:

при $4 \cdot (t/D)^2 - R_y/E \leq 0 - k = 3.6 \cdot (t/D_b)^2 \cdot E/R_y$;

при $0 < 4 \cdot (t/D_b)^2 - R_y/E < 6 \cdot 10^{-4} - k = 0.9 + 670 \cdot (t/D_b)^2 - 170 \cdot R_y/E$;

в остальных случаях – $k = 1.0$

Несущая способность решетки

Прочность элемента решетки в зоне примыкания к поясу при $\frac{d}{D} \leq 0.85$ и $\frac{c}{b} \leq 0.25$ (кроме Y – образных узлов) проверяется по формуле:

$$\frac{(|N| + 0.5|M|/d_b) \cdot (1.4 + 0.018D/t) \cdot \sin\alpha}{\gamma_c \cdot \gamma_d \cdot k \cdot R_{yd} \cdot A_d} \leq 1, \quad (2.3.5)$$

где: R_{yd} – расчетное сопротивление стали решетки;

k – тоже что и в (3.2.1)

Несущая способность сварных швов

Прочность сварных швов прикрепления раскосов при $\frac{d}{D} \leq 0.85$ и $\frac{c}{b} \leq 0.25$ (кроме У – образных узлов) проверяется по формуле:

$$\frac{(|N| + 0.5|M|/d_b) \cdot (1.4 + 0.018D/t) \cdot \sin\alpha}{\beta_f \cdot k_f \cdot \gamma_c \cdot R_{wf} \cdot (2 \cdot d_b/\sin\alpha + d)} \leq 1 \quad (2.3.6)$$

где β_f, k_f, R_{wf} – следует принимать согласно требованиям к сварочным соединениям

Расчет фланцевых соединений

Расчет и конструирование ФС выполняется в соответствии с рекомендациями [10]

ФС элементов стальных конструкций, работающих на растяжение, следует проверять расчетами на:

- прочность болтов $N \leq n \cdot k_2 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn}$,

где n – количество болтов,

k_2 – коэффициент, принимаемый по [10, табл.5]

$R_{bh} = 0,7 \cdot R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта,

A_{bn} – площадь сечения болта по резьбе по [10, табл.Г.9]

– прочность фланцев на изгиб по формуле:

$$\sigma = \frac{M_\phi}{W_\phi} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.3.7)$$

- для растянутых элементов:

$$Q_M \leq \mu \cdot n \cdot 0.1 \cdot R_{bh} \cdot A_{bh}, \quad (2.3.8)$$

где: n – количество болтов,

μ – коэффициент трения соединяемых поверхностей фланцев, по [10, табл.2]

Q_M – местная поперечная сила, при ее отсутствии в расчет вводится условное значение:

$$Q_M = 0,1 \cdot \mu \cdot N; \quad (2.3.9)$$

для сжатых элементов:

$$Q_M \leq \mu \cdot N, \quad (2.3.10)$$

где: N – усилие сжатия ФС до действия внешней нагрузки;

- прочность сварных швов соединения фланца с элементом конструкции

- по металлу шва:

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (2.3.11)$$

- по металлу границы сплавления с профилем:

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_c \quad (2.3.12)$$

- по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката:

$$\frac{N}{k_f \cdot l_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_c \quad (2.3.13)$$

где: $R_{th} = 0,5 \cdot R_u$ – расчетное сопротивление растяжению стали в направлении толщины фланца.

Натяжение высокопрочных болтов на заданное усилие следует производить закручиванием гаек до величины момента закручивания $M_{кр}$, который определяют по формуле:

$$M_{кр} = n \cdot K \cdot \alpha \cdot 0,9 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn}, \quad (2.3.14)$$

где n – коэффициент, принимаемый равным: 1,06 – при натяжении высокопрочных болтов; 1,0 – при контроле усилия натяжения болтов;

K – среднее значение коэффициента закручивания для каждой партии болтов по сертификату или принимаемое равным 0,18 при отсутствии таких значений в сертификате;

α – номинальный диаметр резьбы болта, м.

Отклонение фактического момента закручивания от момента, определяемого по формуле 31 [10], не должно превышать 0... + 10%.

Узел 2

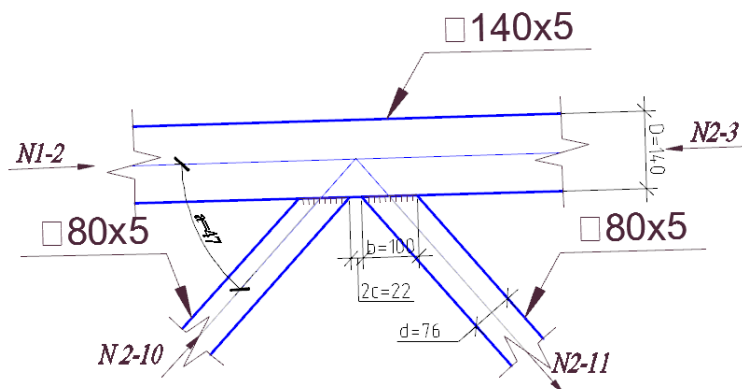


Рисунок 2.3.6 – Схема узла №2

Характеристики узла:

Раскос 2-10 и раскос 2-11

$$d/D = 80/140 = 0.57 < 0.85 \text{ и } c/b = 11/100 = 0.11 < 0.25$$

$$f = \frac{D - d}{2} = \frac{140 - 80}{2} = 30 \text{ мм}$$

$$\beta_f = 0.7, k_f = 6 \text{ мм}, R_{wf} = 200 \text{ (Э46)}$$

Прочность на продавливание (вырывание)

Проверяем по формуле (2.3.3)

а) Раскос 10-2

$$(164,41) \cdot \frac{(0.4 + 1.8 \cdot 11/100) \cdot 30 \cdot \sin 47}{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 5^2 \cdot (100 + 11 + \sqrt{2 \cdot 140 \cdot 30})} \cdot 10^3 = 1,15 \geq 1$$

Проверка не выполняется увеличиваем толщину стенки пояса, принимаем сечение 140x7, повторим проверку:

$$(164,41) \cdot \frac{(0.4 + 1.8 \cdot 11/100) \cdot 30 \cdot \sin 47}{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 7^2 \cdot (100 + 11 + \sqrt{2 \cdot 140 \cdot 30})} \cdot 10^3 = 0,79 < 1$$

Условие выполняется прочность на продавливание обеспечена.

б) Раскос 2-11

$$(114,84) \cdot \frac{(0.4 + 1.8 \cdot 11/100) \cdot 30 \cdot \sin 47}{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 7^2 \cdot (100 + 11 + \sqrt{2 \cdot 140 \cdot 30})} \cdot 10^3 = 0,47 < 1$$

Условие выполняется, следовательно прочность на продавливание обеспечена.

Несущая способность боковой стенки

Устойчивость боковой стенки пояса в месте примыкания сжатого раскоса при $d/D = 80/140 = 0.57 < 0.85$ обеспечивается.

Несущая способность решетки

Прочность элемента решетки в зоне примыкания к поясу проверяется по формуле (2.3.4)

а) Раскос 10-2

$$\frac{164,41 \cdot (1,4 + 0,018 \cdot 140/7) \sin 47}{1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 14,36} \cdot 10 = 0,38 < 1$$

б) Раскос 2-11

$$\frac{114,84 \cdot (1,4 + 0,018 \cdot 140/7) \sin 47}{1 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 320 \cdot 14,36} \cdot 10 = 0,27 < 1$$

Несущая способность сварных швов

Прочность сварных швов прикрепления раскосов проверяется по формуле (2.3.5)

а) Раскос 10-2

$$\frac{164,41 \cdot (1,06 + 0,014 \cdot 140/7) \sin 47}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 200 \cdot 29,876(2 \cdot 8/\sin 47 + 8)} \cdot 10 = 0,022 < 1$$

б) Раскос 2-11

$$\frac{114,84 \cdot (1,06 + 0,014 \cdot 140/7) \sin 47}{0,7 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 200 \cdot 29,876(2 \cdot 8/\sin 47 + 8)} \cdot 10 = 0,015 < 1$$

Все проверки выполняются, следовательно сечение раскосов 2-11 и 2-10 подобрано верно. Т.к. расчет проводился в узле с наибольшими усилиями в раскосах, то проверка остальных узлов (с меньшими усилиями в примыкающих, к узлу раскосах) не требуется.

Расчет укрупнительных узлов (расчет ФС)

ФС элементов из ГСП прямоугольного или квадратного сечений, подверженных воздействию центрального растяжения, следует выполнять со сплошными фланцами и ребрами жесткости, расположенными, как правило, вдоль углов профиля (рис. 12). Ширина ребер определяется размерами фланца и профиля, длина – не менее 1,5 высоты меньшей стороны профиля.

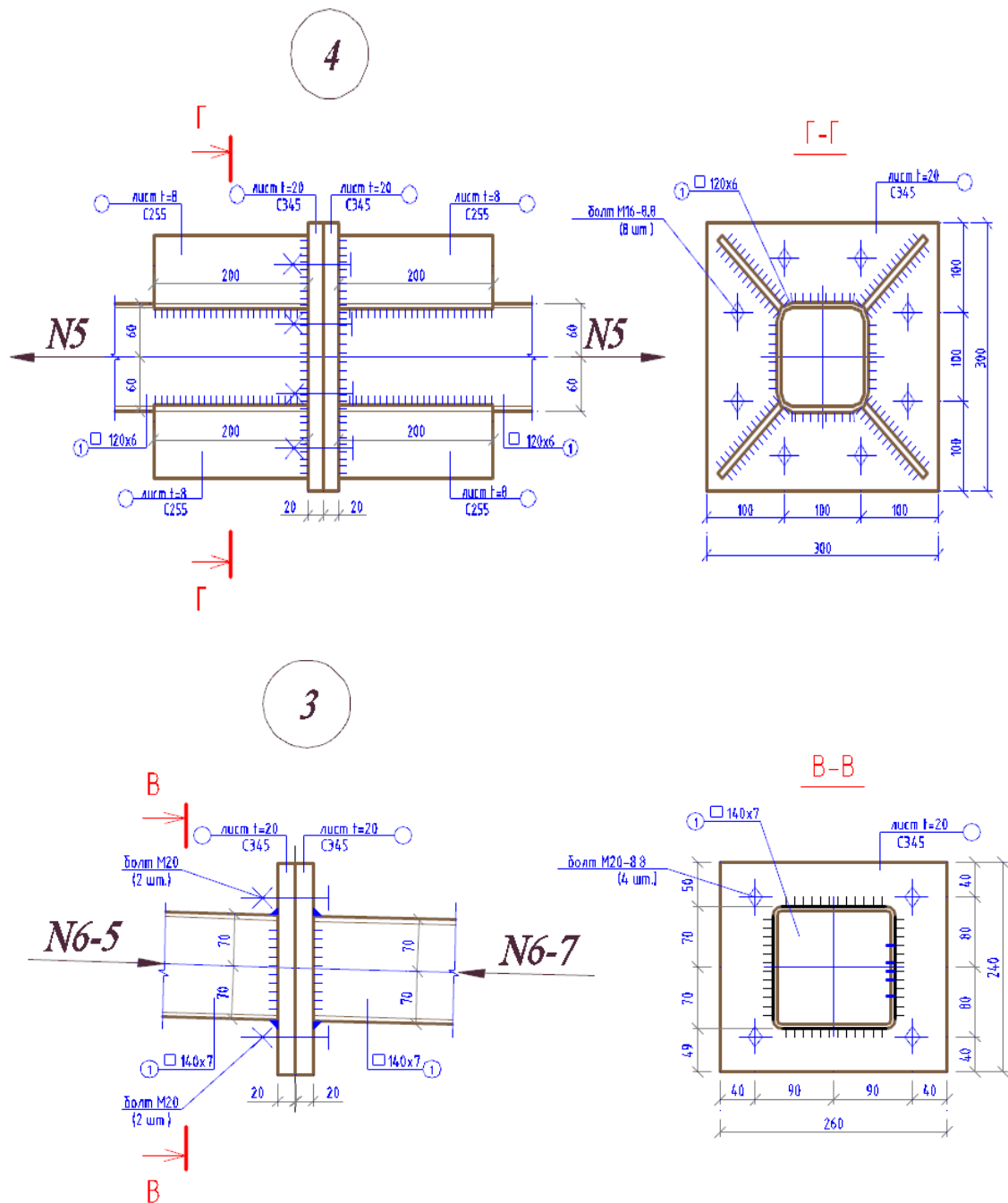


Рисунок 2.3.8 – Укрупнительные узлы фермы из ГСП: 4 – нижний, 3 – верхний

Узел 4.

- материал фланцев – сталь С345, $R_u = 450$ МПа, $R_y = 300$ МПа при $t_\phi = 20 - 40$ мм;

- высокопрочные болты М16 - 8.8 из стали 40Х «селект», $A_{bh} = 1,57$ см², $R_{bh} = 755$ МПа диаметр отверстия 20 мм, диаметр шайбы (по ГОСТ 11371-78)

- толщина фланцев $t_\phi = 20$ мм

- соединение фланца с профилем осуществляется при помощи ручной сварки электродами Э42А [10, табл. Г.1] $R_{wf} = 180$ МПа, $R_{wz} = 0.45 \cdot 460 = 207$ МПа

$k_f = 8$ мм, $\beta_f = 0.7$, $\beta_z = 1$.

Определяем требуемое количество высокопрочных болтов во фланцевом соединении по формуле:

$$n_b = \frac{N_5}{k_2 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn}}, \quad (2.3.15)$$

где: k_2 – коэффициент, принимаемый по [13, табл.5]

Подставляем значения в формулу (2.3.15):

$$n_b = \frac{441,99}{0,85 \cdot 755 \cdot 1,57} \cdot 10 = 4,3$$

Принимаем 8 болтов, тогда:

$$N_b = \frac{N_5}{8} = \frac{441,99}{8} = 55,25 \text{ кН}$$

Проверяем прочность сварных швов соединения фланца с элементом конструкции (провар не учитываем):

- по металлу шва:

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{441,99}{0,7 \cdot 8 \cdot 480} \cdot 10^3 = 164,43 \text{ кН} < R_{wf} \cdot \gamma_c = 180 \text{ МПа}$$

- по металлу границы сплавления с профилем:

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} = \frac{441,99}{1 \cdot 8 \cdot 480} \cdot 10^3 = 115 \text{ кН} < R_{wz} \cdot \gamma_c = 207 \text{ МПа}$$

- по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката:

$$\frac{N}{k_f \cdot l_w} = \frac{441,99}{8 \cdot 480} \cdot 10^3 = 115 \text{ кН} < R_{th} \cdot \gamma_c = 225 \text{ МПа}$$

где $R_{th} = 0,5 \cdot R_u = 0,5 \cdot 450 = 225 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление растяжению стали в направлении толщины фланца.

Проверяем прочность фланцев на изгиб как консоли с вылетом $\alpha = 3 \text{ см}$ по формуле:

$$\sigma = \frac{M_\phi}{W_\phi} \tag{2.3.16}$$

где: $M_\phi = 2 \cdot N_b \cdot \alpha = 2 \cdot 55,25 \cdot 3 = 331,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$;

$W_\phi = \frac{t_\phi^2 \cdot h_n}{6} = \frac{2^2 \cdot 12}{6} = 8 \text{ см}^3$ – момент сопротивления фланца.

Подставим значения в формулу (2.3.16):

$$\sigma = \frac{331,5}{8} \cdot 10 = 275,04 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 300 \text{ МПа}$$

Проверяем прочность соединений на сдвиг по формуле:

$$Q_M = 11,05 \text{ кН} < \mu \cdot n_b \cdot 0,1 \cdot R_{bh} \cdot A_{bn} = 0,25 \cdot 8 \cdot 0,1 \cdot 75,5 \cdot 1,57 = \\ = 23,71 \text{ кН}$$

где: $\mu = 0,25$ – коэффициент трения соединяемых поверхностей фланцев по [10, табл.42];

$$Q_M = 0,1 \cdot \mu \cdot N = 0,1 \cdot 0,25 \cdot 441,99 = 11,05 \text{ кН.}$$

Узел 3

Монтажный стык работает на сжатие. Фланцы принимаем толщиной $t_\phi = 20$ мм из стали С345. Болты М20, класса 5,6, диаметр отверстия 24 мм, диаметр шайб 37мм.

Для недопущения сдвига должно выполняться условие:

$$Q = 84,6 \text{ кН} < \mu \cdot N = 0,35 \cdot 447,93 = 156,77 \text{ кН}$$

где: $Q = \frac{q_{сн} \cdot l}{2} = \frac{7,2 \cdot 23,5}{2} = 84,6 \text{ кН}$ - условная поперечная сила;

$$N = N_6 + N_{16} \cdot \cos \alpha = 441,99 + 9,89 \cdot 0,601 = 447,93 \text{ кН}$$

2.4 Расчет и конструирование фундаментов (вариантное проектирование)

2.4.1 Исходные данные для проектирования

Таблица 2.4.1 – Заданные нагрузки на обрез фундамента

Нагрузки на обресе фундамента для расчета по несущей способности			Сечение колонны, мм.
N_{max} , кН	$M_{соотв.}$, кН · м	$Q_{соотв.}$, кН	
7315,6	353	14,7	600x600

Вариант грунтовых условий представлен на рисунке 2.4.1

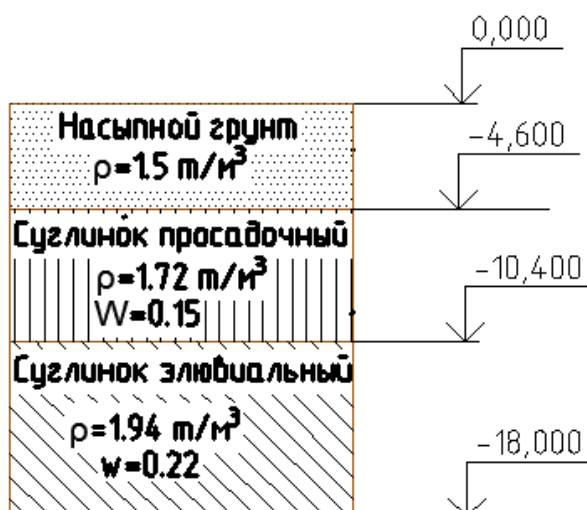


Рисунок 2.4.1 – Инженерно – геологическая колонка

2.4.2 Проектирование столбчатого фундамента

Выполняется проектирование в следующей последовательность операций:

1. оценка инженерно-геологических условий площадки строительства;
2. назначение глубины заложения фундамента;
3. предварительное определение размеров подошвы фундамента и его веса;

4. приведение нагрузки к подошве фундамента;
5. установление расчетного сопротивления грунта основания;
6. проверка соблюдения условий расчета по деформациям и корректировка размеров подошвы фундамента;
7. проверка давления на кровлю слабого слоя;
8. определение средней осадки основания фундамента методом послойного суммирования;
9. конструирование фундамента, расчет его железобетонной конструкции;
10. определение объемов работ и стоимости столбчатого фундамента;
11. оформление чертежа и расчетно-пояснительной записки.

2.4.2.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Проектирование начинается с ознакомления с грунтовыми условиями, расчета показателей. При этом необходимо руководствоваться следующими рекомендациями. Число строк в заполняемой таблице должно соответствовать числу слоев грунта в задании. При наличии уровня подземных вод, находящегося в водопроницаемом слое, число строк увеличивают на одну, чтобы обозначить части слоя грунта, находящегося над и под горизонтом подземных вод. В последнем случае грунт считается насыщенным водой, т.е. коэффициент водонасыщения грунта $S_r = 1$.

Физические характеристики грунта находят по формулам:

$$\rho_d = \rho_s / (1 + e) \quad (2.4.1)$$

$$\rho = \rho_d (1 + w), \quad (2.3.2)$$

$$S_r = w \cdot \rho_s / e \cdot \rho_w, \quad (2.4.3)$$

где: ρ_s - плотность частиц грунта, значение которой принимают для песчаных и крупнообломочных грунтов равным $2,66 \text{ т/м}^3$, для пылевато - глинистых грунтов равным $2,7 \text{ т/м}^3$;

ρ_w - плотность воды (равна 1 т/м^3);

e – коэффициент

w – коэффициент влажности

При заданном значении ρ и w находят ρ_d и e по формулам:

$$\rho_d = \rho / (1 + w), \quad (2.4.5)$$

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d, \quad (2.4.6)$$

Для грунтов, находящихся выше уровня подземных вод, а также для водонепроницаемых грунтов (ил, суглинок, глина), расположенных под водой удельный вес рассчитывают по формуле:

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (2.4.7)$$

где: $g = 10 \text{ м/с}^2$ – ускорение свободного падения.

В тех случаях, когда водопроницаемый грунт расположен ниже горизонта подземных вод, определяют удельный вес с учетом взвешивающего действия воды γ_{sb} по формуле:

$$\gamma_{sb} = g \cdot (\rho_s - 1) / (1 + e) \quad (2.4.8)$$

Для водонепроницаемых грунтов дополнительных значений не находят, заносят значения ρ , γ , C , ϕ , E . В остальных случаях ставится прочерк.

Полное наименование грунта принимают для песчаных грунтов в зависимости от плотности сложения, [19, табл.4] и степени влажности [19, табл.5] для

глинистых – по показателю текучести [19, табл.6] который определяют по формуле:

$$J_L = (w - w_p)/(w_L - w_p) \quad (2.4.9)$$

где w_L и w_p – влажности соответственно на границе текучести и на границе пластичности.

Нормативные значения характеристик C_{II} , φ_{II} , E принимают по [19, табл.7] и [19, табл.8]

Расчетное сопротивление грунта R_o для предварительного определения размеров подошвы фундамента принимают по [19, табл.9].

На основании анализа свойств и характеристик грунтов дается оценка грунтовых условий для учета их при последующем проектировании фундамента.

Сведем расчетные характеристики грунтов в таблицу 2.4.2.

Таблица 2.4.2 – Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Полное наименование грунта	h, м	W, д.е.	e, д.е.	Плотность, т/м ³			$\gamma(\gamma_{sb}),$ кН/м ³	J _L , д.е.	S _r , д.е.	Расчетные характеристики			R ₀ , кПа
				ρ	ρ_s	ρ_d				φ_p , град	C _p , кПа	E, МПа	
Насыпной грунт	4,5	-	-	1,5	-	-	15	-	-	-	-	-	
Суглинок просадочный твердый	6,3	0,15	0,8	1,72	2,7	1,50	16,9	0		22,2	23	4,5	237
Суглинок элювиальный твердый с включениями дресвы	12,1	0,22	0,69	1,94	2,7	1,60	19	0		24,2	51	6	259

В ходе выполнения оценки грунтовых условий было выявлено:

1. Наличие слабых грунтов – насыпного грунта и суглинков просадочных.
2. Заглубить сваи необходимо в более сильные грунты – суглинок элювиальный твердый.

2.4.2.2 Определение глубины заложения фундамента

Глубина заложения фундамента принимается как наибольшая из следующих трех условий:

1. конструктивных особенностей подземной части здания;
2. климатический условий района строительства (глубина промерзания);
3. заглубления подошвы фундамента в слой грунта с лучшими строительными свойствами (более прочный и менее деформационный).

Конструктивные требования, предъявляемые к фундаментам, должны обеспечивать защемление железобетонных колонн в фундаменте и минимальную толщину днища стакана. Минимальная глубина заделки железобетонных колонн в фундамент – 900 мм, минимальная высота плитной части фундамента – 250 мм. Высота фундамента должна быть кратной 300 мм, а глубина заложения – 150 мм. Здание имеет подвал, относительная отметка пола подвала - 5,150м от уровня пола первого этажа, толщина железобетонной плиты подвала 200мм.

Для фундаментов под внутренние стены и колонны внутренних рядов отапливаемых зданий глубину заложения назначают независимо от расчетной глубины промерзания.

Следовательно глубину заложения фундамента примем согласно конструктивных требований:

$$d = d_{\text{в}} + h_{\text{с}} + h_{\text{сф}} + h_{\text{ф}} = 5150 + 200 + 3000 + 150 = 8500\text{мм}$$

где: $d_{\text{в}} = 5,150$ – высота подвала до отметки пола первого этажа;

$h_{\text{с}} = 200\text{мм}$ – высота пола подвала;

$h_{\text{ф}} = 3000\text{мм}$ – минимальная высота фундамента при нагрузке более 5000 кН

$h_{\text{сф}} = 150\text{мм}$ – конструктивный отступ от низа пола подвала.

Исходя, из вышесказанного примем глубину заложения фундамента $d = 8,55$ м (кратна 150мм), при этом высота фундамента $H = 3$ м (кратна 300мм).

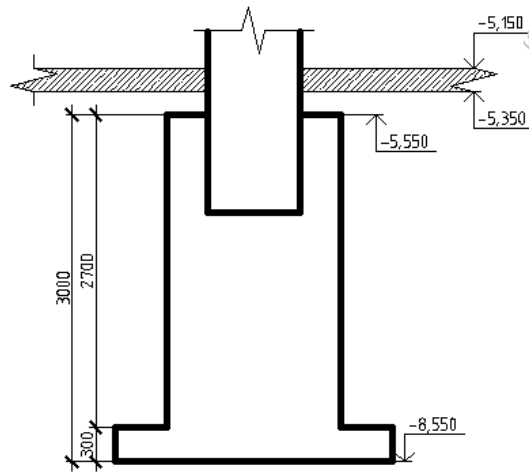


Рисунок 2.4.2 – Минимальные конструктивные размеры столбчатого фундамента

2.4.2.3 Определение нагрузок, действующих на фундамент и основание

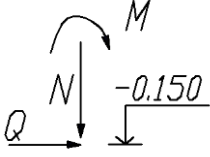
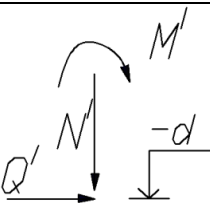
Согласно заданию на проектирование на обрeз фундамента (на отметке $-0,15\text{м}$) действуют две самые неблагоприятные комбинации нагрузок:

- 1) $N_{max}, M_{соотв.}, Q_{соотв.}, N_{ст.}$
- 2) $M_{max}, N_{соотв.}, Q_{соотв.}, N_{ст.}$

Значения этих нагрузок даны для расчета по первой группе предельных состояний. При расчете по второй группе предельных состояний значения N , M , Q необходимо разделить на коэффициент надежности по нагрузке 1,15, а величину $N_{ст.}$ – на коэффициент 1,1.

Сбор нагрузок осуществляется следующим образом. Для расчета тела фундамента нагрузки принимаются по заданию. При этом к значениям нагрузки N_{max} и $N_{соотв.}$ прибавляется значение $N_{ст.}$. Для расчета основания по деформациям все нагрузки приводят к подошве фундамента. К вертикальной нагрузке добавляют вес фундамента G , а к моментам, действующим на обрeз фундамента – моменты, возникающие от $N_{ст.}$ и Q , с плечом соответственно равным a , м и $(d - 0,15)$, м.

Таблица 2.4.3 – Определение нагрузок, действующих на фундамент

Расчетная схема	Вид расчета	Комбинация	N, кН	M, кН·м	Q, кН
	Для расчета тела фундамента по I предельному состоянию	I	$N_{max} = 7315,60$	$M_{соотв.} = 353$	$Q_{соот.} = 14,7$
	Для расчета основания по II предельному состоянию	I	$N_{max}/1,15 + G$ $= 7315,60/1,15$ $+ 1166,40$ $= 7527,80$	$M_{соотв.}/1,15 + Q \cdot (d - 0,2)/1,15 =$ $= 353/1,15 + 14,7 \cdot (8,55 - 0,2) = 429,70$	$Q/1,15 =$ $14,7/1,15$ $= 12,78$

Вес фундамента G определяем после назначения размеров его подошвы в п. 2.5.

2.4.2.4 Определение размеров подошвы фундамента

Площадь подошвы определяется по формуле:

$$A = \frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d'} \quad (2.4.10)$$

где: N_{0II} – максимальная сумма нормативных вертикальных нагрузок действующих на обресе фундамента, кН;

$$N_{0II} = N_{max}/1,15 = 7315,60/1,15 = 6361,40 \text{ кН};$$

R_0 – расчетное сопротивление грунта, 237 кПа для суглинков просадочных при $I_L = 0$ и $e = 0.8$;

γ_{mt} – среднее значение удельного веса грунта и бетона, равное 20 кН/м^3 .

$$A = N_{0II}/(R_0 - \gamma_{mt} \cdot d) = 6361,40/(237 - 20 \cdot 8,55) = 96,38 \text{ м}^2.$$

Размеры подошвы определяют, считая, что фундамент имеет прямоугольную формы. Эта форма предпочтительнее, в отличие от квадратной, при действии на фундамент моментов и горизонтальных сил, при этом фундамент ориентируется длинной стороной в плоскости действия наибольшего момента.

Соотношение сторон прямоугольного фундамента $\eta = l/b$ рекомендуется ограничивать значением $\eta \leq 1,2 - 1,5$, принимаю $\eta = 1,5$.

Размеры сторон его подошвы определяются по соотношениям:

$$b = \sqrt{A/\eta} = \sqrt{96,38/1,5} = 8 \text{ м}, \quad (2.4.11)$$

$$l = \eta \cdot b = 1,5 \cdot 8 = 12 \text{ м}, \quad (2.4.12)$$

Полученные данные округляют до значений кратных модулю 300мм:

$$b = 8 \text{ мм}, l = 12000 \text{ мм}.$$

2.4.2.5 Определение расчетного сопротивления грунта основания

Расчетное сопротивление грунта находят для зданий с подвалом при $b < 10 \text{ м}$ по следующей формуле:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot [M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}] \quad (2.4.13)$$

где: γ_{c1} и γ_{c2} – коэффициенты условий работы, $\gamma_{c1} = 1,25$ для суглинков при $I_L < 0$, для административных зданий при соотношении $l/h < 1,5$ $\gamma_{c2} = 1,1$;

$K = 1,1$ – коэффициент, для C и φ определенные по таблицам;

$K_z = 1$ – при $b \leq 10$

M_γ , M_g и M_c - коэффициенты, зависящие от φ , при $\varphi = 22,2$ по [19,табл. 12] подберем значения $M_\gamma=0,626$, $M_g = 3,48$, $M_c = 6,08$;

γ_{II} – расчетное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента (средневзвешенное - при слоистом напластовании до глубины $z = b$), 16.90;

$\gamma'_{II} = \frac{4,5 \cdot 15,00 + 4,05 \cdot 16,90}{8,55} = 15,90 \text{ кН/м}^3$ – то же для грунта выше подошвы фундамента;

C_{II} – расчетное значение удельного сцепления грунта под подошвой фундамента, 23 кПа;

d – приведённая глубина заложения фундамента здания с подвалом, вычисляется по формуле:

$$d_i = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}} = 3,2 + 0,2 \cdot \frac{24}{16,90} = 3,48 \text{ м} \quad (2.4.14)$$

где: $h_s = 3,2 \text{ м}$ – толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала;

$h_{cf} = 200 \text{ мм}$ – толщина конструкции пола подвала;

$\gamma_{cf} = 24 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес материала пола подвала.

$d_b = 0$ – глубина подвала, исчисляемая от отметки планировки до пола подвала (при ширине подвала более 20 м. $d_b = 0$)

Подставим значения в формулу (2.4.13):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,626 \cdot 8 \cdot 16,90 + 3,48 \cdot 3,48 \cdot 15,90 + (3,48 - 1) \cdot 0 \cdot 15,90 + 6,08 \cdot 23] = 521,29 \text{ кПа}$$

Полученное значение расчетного сопротивления сравниваю с табличным значением R_0 :

$$((521,29 - 237)/521,29) \cdot 100 = 99\%.$$

Так как расхождение больше 20%, то находим новое значение площади подошвы A , подставляя в формулу вместо R_0 значение R .

$$A = N_{0II}/(R - \gamma_{mt} \cdot d) = 6361,40/(521,29 - 20 \cdot 8,55) = 18,16 \text{ м}^2.$$

Размеры сторон его подошвы определяются по соотношениям:

$$b = \sqrt{A/\eta} = \sqrt{18,16/1,5} = 3,48 \text{ м};$$

$$l = \eta \cdot b = 1,5 \cdot 3,48 = 5,22 \text{ м}.$$

Полученные данные округляют до значений кратных модулю 300мм:

$$b = 3600 \text{ мм}, l = 5400 \text{ мм}.$$

Подставим найденные значения в формулу (2.4.13):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,1} \cdot$$

$$\cdot [0,626 \cdot 3,6 \cdot 16,90 + 3,48 \cdot 3,48 \cdot 15,90 + (3,48 - 1) \cdot 0 \cdot 15,90 + 6,08 \cdot 23] = 463,10 \text{ кПа}$$

Полученное значение расчетного сопротивления сравниваю с ранее полученным значением R :

$$((521,29 - 463,10)/521,29) \cdot 100 = 11\%.$$

В дальнейших расчетах расчетное сопротивление $R=463,10$ кПа суглинка, размеры фундамента принимаем $b = 3600$ мм, $l = 5400$ мм, а площадь его подошвы будет составлять $A = 19,44 \text{ м}^2$.

2.4.2.6 Проверка условий расчета основания по деформациям

Основным расчетом оснований является расчет по деформациям, при этом расчетная схема для определения осадки принимается в виде линейно-деформационного полупространства, поэтому давление на основание не должно превосходить расчетного сопротивления $R = 600 \text{ кПа}$.

Таким образом, возможность данного расчета по деформациям проверяется следующими условиями:

- 1) $P_{II} \leq R$;
- 2) $P_{max} \leq 1,2R$;
- 3) $P_{min} \geq 0$.

1. Среднее давление под подошвой фундамента определяют по формуле:

$$P_{II} = N'_{II} / A \quad (2.4.15)$$

где N'_{II} - наибольшая вертикальная нагрузка, вычисляется по формуле:

$$N'_{II} = N_{0II} + G_{fII} \quad (2.4.16)$$

где G_{fII} – вес фундамента, который вычисляется по формуле:

$$G_{fII} = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{mt} \quad (2.4.17)$$

Подставим, найденные ранее значения в формулы (2.4.15-16):

$$G_{fII} = 3,6 \cdot 5,4 \cdot 3,2 \cdot 20 = 1244,16 \text{ кН}$$

$$N'_{II} = 6361,40 + 1244,16 = 7605,56 \text{ кН}$$

$$P_{II} = 7605,56 / 19,44 = 391,23 \text{ кПа}$$

Полученное среднее давление сопоставляем с расчетным сопротивлением. Условие $P_{II} \leq R$ выполняется – $391,23 < 463,10$ кПа.

2. Проверим условие:

$$P_{max} \leq 1,2R$$

$$P_{max,min} = N'_{II}/A \pm M'_{II}/W \quad (2.4.18)$$

$$P_{max} = N'_{II}/A + M'_{II}/W \quad (2.4.19)$$

$$P_{min} = N'_{II}/A - M'_{II}/W \quad (2.4.20)$$

где: M'_{II} – расчетное значение момента, действующего на подошву фундамента;
 W – момент сопротивления площади подошвы фундамента;

$$W = b \cdot l^2 / 6 = 3,6 \cdot 5,4^2 / 6 = 17,50 \text{ м}^3 \text{ (для прямоугольной подошвы).}$$

Определяем значения P_{max} и P_{min} для первой комбинации нагрузок:

$$P_{max} = 7605,56/19,44 + 429,70/17,50 = 415,78 \text{ кПа};$$

$$P_{min} = 7605,56/19,44 - 429,70/17,50 = 366,68 \text{ кПа.}$$

Условие:

$$P_{max} \leq 1,2R$$

$$415,78 \leq 1,2 \cdot 463,10 = 555,72 \text{ кПа} \text{ выполняется.}$$

$$P_{min} = 366,68 \text{ кПа} > 0, \text{ условие выполняется.}$$

Размеры фундамента $b = 3600$ мм, $l = 5400$ мм, с площадью подошвы фундамента $A=19,44 \text{ м}^2$.

2.4.2.7 Проверка давления на кровлю слабого слоя

Данный вид расчета не выполняется, так как под грунтом, который служит основанием для фундамента мелкого заложения, более слабых грунтов не залегает, то есть модуль деформации нижележащих пластов грунтов того же порядка что и суглинка просадочного.

2.4.2.8 Определение средней осадки основания методом послойного суммирования

Расчет основания по деформациям заключается в проверке условия:

$$S < S_u; \quad (2.4.21)$$

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

S_u – предельная совместная деформация основания и сооружения, назначаемая при проектировании здания. Для административного здания с подвальным помещением значение $S_u = 12$ см.

Расчет осадки методом послойного суммирования выполняем в следующей последовательности:

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

2) основание делим на горизонтальные слои толщиной не более $0,4b = 0,4 \cdot 3,6 = 1,44$ м до глубины $4 \cdot b = 4 \cdot 3,6 = 14,4$ м; при слоистых напластованиях границы слоев совмещаются с кровлей пластов и горизонтом подземных вод. Толщины всех слоев могут быть неодинаковы;

3) заполняем графы таблицы (h , z и т.д.);

4) определяют природное бытовое давление на границе слоев. Сначала определяют давление $\sigma_{zг0}$ на уровне подошвы фундамента, которое вычислим по формуле:

$$\sigma_{zг0} = \gamma_c \cdot d = 15 \cdot 4,6 + 16,9 \cdot 3,95 = 135,76 \text{ кПа}$$

где γ - удельный вес грунта, в нашем случае суглинка просадочного.

h - мощности тех же слоев соответственно.

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

$$\sigma_{zгi} = \sigma_{zг0} + \sum \gamma_i \cdot h_i, \quad (2.4.22)$$

При определении напряжения $\sigma_{zг} = \sum \gamma_i \cdot h_i$ ниже горизонта подземных вод значение γ принимают для дренирующих грунтов равным γ_{sb} ;

5) находим дополнительное давление под подошвой фундамента:

$$P_0 = P_{II} - \sigma_{zг0} = 391,23 - 135,76 = 255,47 \text{ кПа} \quad (2.4.23)$$

P_{II} – среднее давление на фундамент, 391,23 кПа.

по данным $2z/b$ и соотношению сторон подошвы $\eta = l/b = 5,4/3,6 = 1,5$ устанавливают по [19, табл.14] значение коэффициента рассеивания напряжений α ; для промежуточных значений $2z/b$ и η значения α определяются интерполяцией;

б) по данным $\sigma_{zг}$ и $\sigma_{zр}$ строят эпюры напряжений в грунте от собственного веса (слева от оси z) и напряжений от дополнительного давления

$$\sigma_{zр} = \alpha \cdot P_0 \text{ (справа от оси } z), \quad (2.4.24)$$

7) определяют нижнюю границу сжимаемого слоя ВС, до которого учитывают дополнительные напряжения и возникающие при этом осадки, по соотношению:

$$0,2 \cdot \sigma_{zг} = \sigma_{zр} \quad (2.4.25)$$

Так как в пределах сжимаемой толщи нет слабых грунтов ($E < 10 \text{ МПа}$);

8) для каждого из слоев в пределах сжимаемой толщи определяют среднее дополнительное вертикальное напряжение в слое по формуле:

$$(\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1})/2, \quad (2.4.26)$$

9) вычисляют среднюю осадку основания по формуле:

$$S_i = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.4.27)$$

где: $\beta = 0.8$ - безразмерный коэффициент;

n – число слоев, на которые разбита сжимаемая толщина основания;

σ_{zpi} – среднее значение дополнительного вертикального напряжения в i –ом слое грунта;

h_i – толщина i –ого слоя грунта, не более 0,4 ширины фундамента;

E_i – модуль деформации i –ого слоя, кПа;

Данная формула используется для фундамента глубиной заложения до 5 м;

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

Найденные значения сведем в таблицу 3.4.4

Так как найденное значение осадки $S = 15,67$ см превосходит предельное значения осадки $S_u = 12$ см, то условие не выполняется. Устоим под подошвой фундамента цементную стяжку глубиной 1,85 м. И произведем повторный расчет осадки фундамента (таблица 3.4.5).

Таблица 3.4.5 – Определение средней осадки основания методом послойного суммирования

Глубина слоя h , м	Расстояние от подошвы фундамента z , м	$2z/b$	α	Напряжение в грунте σ_g , кПа	Дополнительное давление P , кПа	Напряжение в грунте σ_g , кПа	Среднее напряжение в слое $\sigma_{ср}$, кПа	Модуль общей деформации E_s , кПа	Осадка слоя S_i , см
0	0	0	1	149.57	255.47	255.47	-	-	-
0.65	0.65	0.36	0.976	155.48		249.34	252.41	20000	0.66
0.6	1.25	0.69	0.886	165.62		226.35	237.85	20000	0.57
0.6	1.85	1.03	0.761	175.76		194.41	210.38	20000	0.5
0.8	2.65	1.47	0.593	212.80		151.49	172.95	6000	1.84
0.8	3.45	1.92	0.451	228.00		115.22	133.36	6000	1.42
0.8	4.25	2.36	0.347	243.20		88.65	101.94	6000	1.09
0.8	5.05	2.81	0.271	258.40		69.23	78.94	6000	0.84
0.8	5.85	3.25	0.216	273.60		55.18	62.21	6000	0.66
0.8	6.65	3.69	0.176	288.80		44.96	50.07	6000	0.53
0.8	7.45	4.14	0.145	304.00		37.04	41.00	6000	0.44
0.8	8.25	4.58	0.121	319.20		30.91	33.98	6000	0.36
0.8	9.05	5.03	0.103	334.40		26.31	28.61	6000	0.31
0.8	9.85	5.47	0.0881	349.60		22.51	24.41	6000	0.26
0.8	10.65	5.92	0.076	364.80	19.42	20.97	6000	0.22	
$\bar{S} = 9.7 > \bar{S}_u = 12$					$\bar{S} = 15,67 > \bar{S}_u = 12$				

Так как найденное значение осадки $S = 9,7$ см не превосходит предельное значения осадки $S_u = 12$ см, то условие выполняется.

2.4.2.9 Конструирование столбчатого фундамента

Столбчатый фундамент состоит из плиты и подколонника, который имеет углубление (стакан) для заделки сборной железобетонной колонны.

Конструирование фундамента под железобетонную колонну начинают с определения размеров подколонника и стакана. Рекомендуется принимать типовые размеры верха фундамента (в зависимости от сечения колонны). Для колонн с размером поперечного сечения 600×600 мм сечение подколонника следует принимать $l_{cf} \times b_{cf} = 1200 \times 1200$ мм. Отметка верхнего обреза фундамента принимается – 5,550 0м. Продольная ось колонны совмещается с геометрическим центром подошвы фундамента.

Выпишем параметры фундамента:

- $d = 8,85$ м - глубина заложения фундамента;

- $b = 3,6$ м – ширина подошвы фундамента;

- $l = 5,4$ м – длина подошвы фундамента;

- $h = 8,55 - 5,55 = 3$ м – высота фундамента;

Размеры фундамента должны быть модульными, в плане и по высоте кратны 300 мм, при этом высота ступеней равна 300мм. При этом вылет ступеней по размеру должен быть не меньше высоты ступени. Назначим количество и размеры ступеней:

В направлении стороны l суммарный вылет ступеней составляет:

$$\frac{l - l_{cf}}{2} = \frac{5,4 - 1,2}{2} = 2,1 \text{ м}$$

Принимаем две ступени одна с вылетом 450мм, вторая – 300мм, высота ступеней 300мм.

В направлении стороны b суммарный вылет ступеней составляет:

$$\frac{b - b_{cf}}{2} = \frac{3,6 - 1,2}{2} = 1,2 \text{ м}$$

Принимаем две ступени с вылетом 900 мм и высотой 300 мм и одну ступень вылетом 300 и высотой 300

Конструктивная схема принятого фундамента представлена на рисунке 2.4.4.

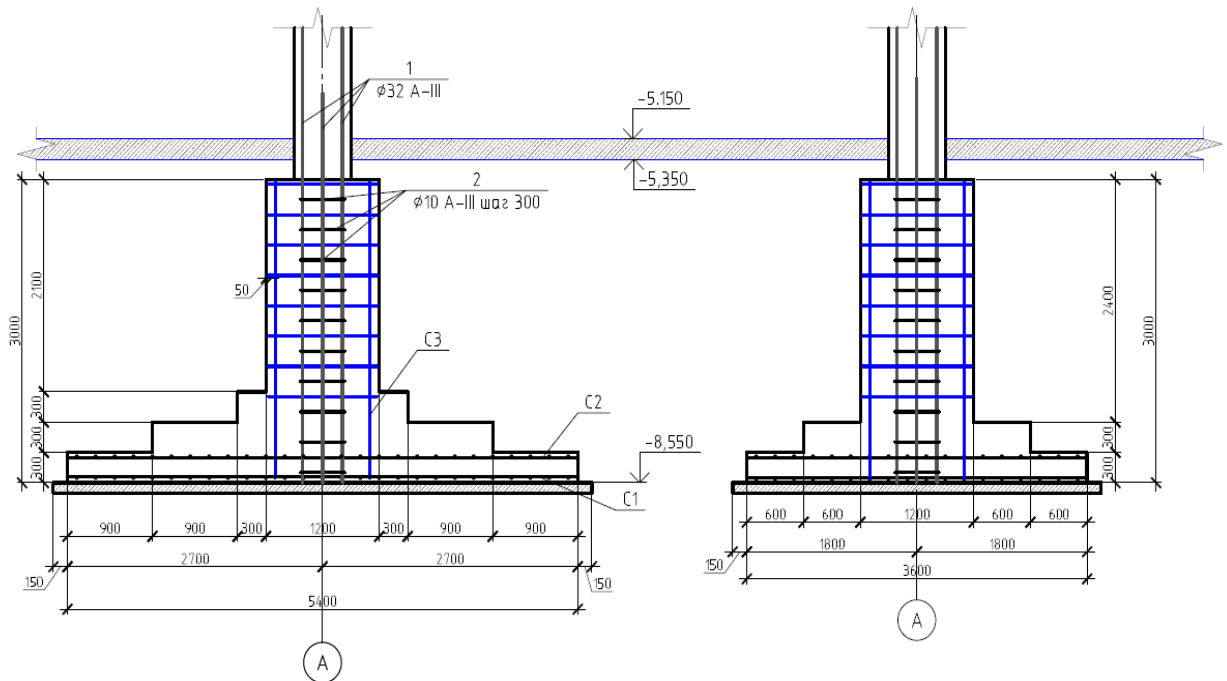


Рисунок 2.4.4 – Конструктивная схема столбчатого фундамента

Класс тяжелого бетона монолитного столбчатого фундамента принимаю В20, с маркой по морозостойкости F50.

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

Данный фундамент является высоким так как высотой подколонника удовлетворяет условию:

$$h_{cf} - d_p \geq 0,5 \cdot (l_{cf} - l_c);$$

где: h_{cf} – высота подколонника;

d_p – глубина стакана;

l_{cf} – длина поперечного сечения подколонника;

l_c – длина поперечного сечения колонны;

Подставим значения в формулу:

$$1,5 - 0,9 \geq 0,5 \cdot (1,5 - 0,8)$$

$$0,6 > 0,35\text{м.}$$

В этом случае продавливание плитной части рассматривается от низа подколонника на действие продольной силы N и изгибающего момента M .

Проверка плитной части на продавливание подколонником производится из условия:

$$F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}, \quad (2.4.28)$$

где F – сила продавливания по одной, наиболее нагруженной грани фундамента, определяемая по формуле:

$$F = A_0 \cdot P_{max} = 4,38 \cdot 382,36 = 1674,74 \text{ кН}; \quad (2.4.29)$$

где A_0 вычисляется по формуле:

$$A_0 = 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2; \quad (2.4.30)$$

где h_{op} – рабочая высота плитной части фундамента, вычисляется по формуле:

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0,05 = 3 - 2,1 - 0,05 = 0,850\text{м};$$

Подставим, найденное значение в формулу 29 и вычислим:

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,5 \cdot 3,6 \cdot (5,4 - 1,2 - 2 \cdot 0,85) - 0,25 \cdot (3,6 - 1,2 - 2 \cdot 0,85)^2 = \\ &= 4,5 - 0,1125 = 4,38\text{м}^2; \end{aligned}$$

P_{max} – максимальное давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок в уровне верха плитной части (обреза верхней ступени) вычислим по формуле:

$$P_{max} = \frac{N_{max} + N_{ст} + l_{cf} \cdot b_{cf} \cdot h_{cf} \cdot 25 \cdot 1.1}{A} +$$

$$+ \frac{N_{\text{соотв.}} + N_{\text{ст}} \cdot \alpha + Q_{\text{соотв}} \cdot h_{cf}}{W} \quad (2.4.31)$$

Подставим значения в (2.4.31) и вычислим:

$$R_{max} = \frac{7315,6 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 2,1 \cdot 25 \cdot 1,1}{19,44} + \frac{14,7 \cdot 2,1}{17,5} = 380,60 + 1,76 = 382,36 \text{ кПа}$$

Так как:

$$b - b_{cf} = 3,6 - 1,2 = 2,4 > 2 \cdot h_{op} = 2 \cdot 0,85 = 1,7$$

$$\text{то } b_m = h_{op} + b_{cf} = 0,85 + 1,2 = 2,05.$$

$R_{bt} = 1050 \text{ кПа}$, так как класс бетона В25.

$$F < b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}$$

$$1674,74 < 2,05 \cdot 0,85 \cdot 1050$$

$$1674,74 \text{ кН} < 1829,63 \text{ кН}.$$

Условие выполняется, значит продавливания плитной части фундамента подколонника не наблюдается.

Фундамент армируется следующим образом: подошва фундамента - сеткой С1 из стержней класса АIII и диаметром не менее 10 мм, так как $l = 5,4 \text{ м}$, с шагом 200 мм; подколонники - двумя сетками С2, расположенными вертикально по сторонам, перпендикулярно плоскости момента (по сторонам подколонника b_f) из стержней класса АI и АIII.

Армируется подошва фундамента одной сеткой с рабочей арматурой в двух направлениях.

Продольная рабочая арматура сетки С2 класса АIII диаметром 12 мм ставится с шагом 200 мм, а поперечная арматура класса АI диаметром 6 мм с шагом 600 мм назначается конструктивно. В пределах стакана распределительная арматура не ставится.

Подбор диаметра арматуры для сетки С1 осуществляется в результате расчета фундамента по прочности. Под давлением отпора грунта фундамент изгибается, в сечениях фундамента возникают моменты, максимальный из которых возникает в сечении, проходящем через плоскость сопряжения ступени с подколонником (сечение 1-1).

$$M_{ix} = \left(\frac{N \cdot c_{xi}^2}{2l} \right) \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{0x}}{l} - \frac{4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi}}{l^2} \right), \quad (2.4.32)$$

где N – расчетная (для первого предельного состояния) нагрузка на основание без учета веса фундамента и грунта на его обрезах;

$$N = 7315,60 \text{ кН.}$$

e_{0x} – эксцентриситет нагрузки при моменте M , приведенном к подошве фундамента:

$$M = M_K + Q_K \cdot h - N_{ст} \cdot \alpha = 353 + 14,7 \cdot 3 = 397,10 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e_{0x} = \frac{M}{N} = \frac{397,10}{7315,60} = 0,054 \text{ м}$$

c_{xi} – вылет ступеней;

Площадь рабочей арматуры равна:

$$A_s = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s} \quad (2.4.33)$$

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

$$h_0 = 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м;}$$

R_s – расчетное сопротивление арматуры, для арматуры класса А-III периодического профиля диаметром 10-40мм равное 365000 кПа;

ξ – коэффициент, определяемый по [20, табл. 9] в зависимости от величины

α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b} \quad (2.4.35)$$

где: b_i – ширина сжатой зоны сечения, м;

в направлении l для сечений: 1-1 $b_1 = b$, 2-2 $b_2 = b - 2 \cdot c_{x1}$, 3-3

$b_3 = b - 2 \cdot c_{x2}$

в направлении b для сечений: 1'-1' $b_1 = l$, 2'-2' $b_2 = l - 2 \cdot c_{y1}$

h_0 – рабочая высота сечения, определяется как расстояние от верха сечения до центра рабочей арматуры, м;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для бетона марки В20 оно равно 11,5 МПа.

Результаты расчета моментов и подбора арматуры выполним в виде таблицы, сечения в которых рассчитывалась арматура, показаны на рисунке 5

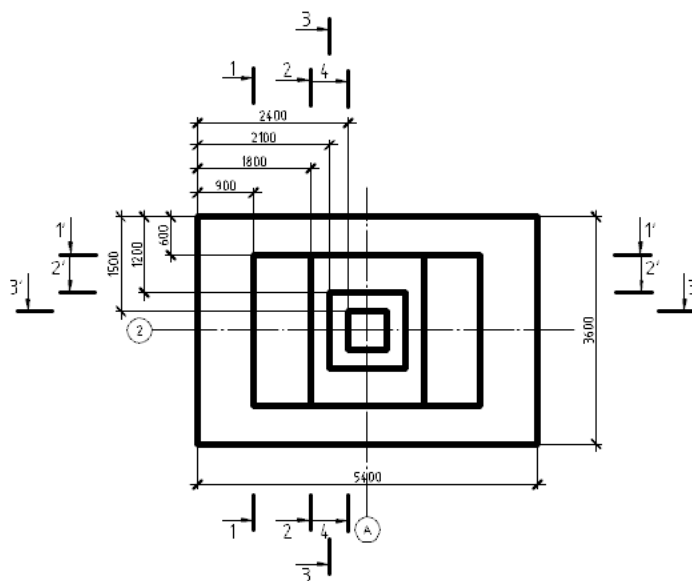


Рисунок 2.4.5 – Схема к расчету арматуры плитной части фундамента

Таблица 2.4.6 – Расчет арматуры плитной части фундамента

Сечение	Вылет c_{xi} , м	$\frac{N \cdot c_{xi}^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6 \cdot e_{0x}}{l} - \frac{4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi}}{l^2}$	M, кН·м	b_i	α_m	ξ	h_{0i}	A_s , см ²
1-1	0,9	548,67	1,053	577,75	3,6	0,223	0,872	0,25	72,61
2-2	1,8	2194,6 8	1,047	2297,83	2,4	0,275	0,83	0,55	137,91
3-3	2,1	2987,2	1,044	3118,64	2,4	0,156	0,915	0,85	109,86
4-4	2,4	3901,6 5	1,042	4065,52	1,2	0,034	0,983	2,95	38,41

Сечение	Вылет c_{xi} , м	$\frac{N \cdot c_{xi}^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6 \cdot e_{0x}}{l} - \frac{4 \cdot e_{0x} \cdot c_{xi}}{l^2}$	М, кН·м	b_i	α_m	ξ	h_{0i}	A_s , см ²
1'-1'	0,6	365,78	1	365,78	5,4	0,094	0,95	0,25	42,2
2'-2'	1,2	1463,1 2	1	1463,12	1,5	0,28	0,826	0,55	88,24
3'-3'	1,5	2286,1 3	1	2286,13	1,5	0,015	0,994	2,95	21,36

Далее по сортаменту подбираем арматуру.

Конструируем сетку С-I:

Шаг арматуры в обоих направлениях принимаем 200 мм, таким образом сетка С-I имеет в направлении l 27 стержней, а в направлении b 18 стержней.

Диаметр арматуры в направлении l принимаем $\emptyset 28$ (для 27 $\emptyset 28 A - III, A_s = 166,27 \text{ см}^2 > 137,91 \text{ см}^2$), в направлении b - $\emptyset 25$ (для 18 $\emptyset 25 A - III, A_s = 88,36 \text{ см}^2 > 88,24 \text{ см}^2$). Длины стержней принимаем соответственно 5350 мм и 3550 мм.

Конструируем сетку С-II, т.к. ширина плитной части фундамента превышает 3 м, то укладываем на расстоянии 50 мм от отметки верха нижней ступени фундамента сетку С-II аналогичную сетке С-I.

Конструируем сетку С-3. Подколонник армируем 4-мя сетками С-2, принимая рабочую (продольную арматуру конструктивно $\emptyset 10 A - III$ с шагом 200 мм, поперечную $\emptyset 6 A - III$ с шагом 300 мм, причем предусматриваем ее только на участке от верха стакана до подошвы. Длина рабочих стержней 2050 мм, количество в сетке – 6 шт. Длина поперечной арматуры 1150 мм, количество стержней в сетке – 8 шт.

Кроме этого, армируется монолитная железобетонная колонна пространственным каркасом КП-1, поперечная арматура $\emptyset 10 A - I$ с шагом 300 в теле стакана фундамента, продольная арматура $\emptyset 32 A - III$

Схема армирования фундамента изображена на рисунке 3.4.6:

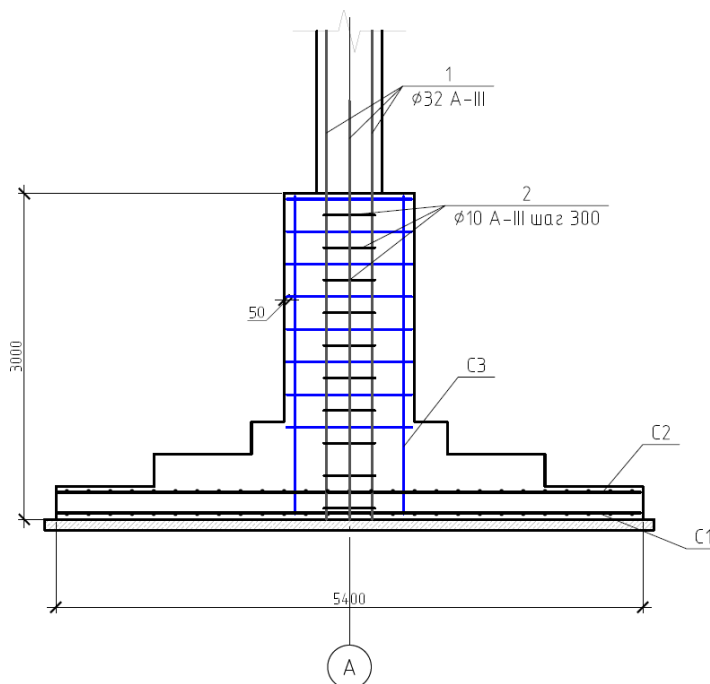


Рисунок 2.4.6 – Схема армирования столбчатого фундамента под монолитную железобетонную колонну

Сетки изображены на рисунке 2.4.7:

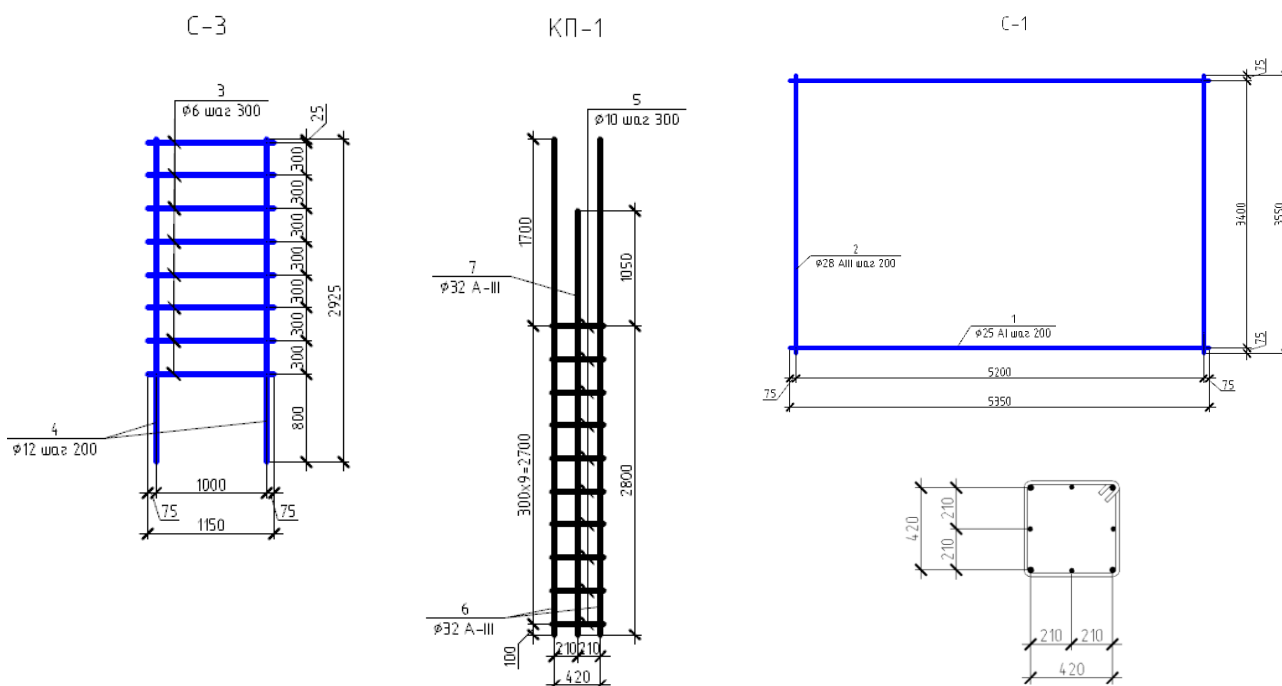


Рисунок 2.4.7 – Чертежи арматурных сеток и каркаса

Под фундаментом устраивается подготовка из бетона В3,5 толщиной 100 мм, с выпуском за грань плиты фундамента на 150 мм.

2.4.3 Проектирование свайного фундамента

Проектирование свайного фундамента ведут в следующей последовательности:

1. назначают вид свай, их параметры, глубину заложения ростверка;
2. определяют несущую способность свай;
3. находят их число в фундаменте;
4. выполняют эскиз фундамента в зависимости от конструктивных особенностей здания;
5. собирают нагрузки с учетом веса ростверка, выявляют их наиболее неблагоприятные комбинации;
6. рассчитывают фундамент и его элементы (сваи и ростверк) по прочности;
7. выполняют проверочный расчет по деформациям;
8. окончательно конструируют фундамент, оформляют рабочие чертежи, вычисляют объемы работ, их трудоемкость и стоимость;
9. формулируют требования к производству работ и технологии погружения и изготовления свай (и их качеству).

2.4.3.1 Назначение вида сваи и ее параметров

В данном проекте проектируются висячие сваи, опирающиеся на сжимаемые грунты и передающие нагрузку острием и боковой поверхностью. Минимальное заглубление нижнего конца сваи в малосжимаемые грунты, а также в пески крупные, средней крупности и пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $JL < 0,1$ составляет не менее 0,5 м.

Назначаем сборные железобетонные забивные сваи марки С с ненапрягаемой арматурой сечением 300×300 мм.

Проектирование кустового свайного фундамента начинаем с выбора глубины заложения ростверка и длины свай. Глубина заложения подошвы ростверка зависит от конструктивного решения подземной части здания и высо-

ты ростверка. Для этого, прежде всего, выполним инженерно-геологический разрез.

Глубину заложения ростверка d_p выбираем минимальной из конструктивных требований. Отметка пола подвала -5,150, толщина конструкций пола подвала составляет 200мм, : $d_p = -5,150 - 0,2 - 1,0\text{м} - 0,05\text{м} - 0,40\text{м} = -6,8\text{м}$ (-1,0м – отметка низа колонны, 0,05м – зазор, 0,4м – минимальная толщина дна стакана). Округляем до величины, чтобы высота ростверка $h_p = d_p - 5,35\text{м} - 0,05\text{м}$ была кратной 300мм, принимаем $d_p = -6,90\text{ м}$.

Отметку головы сваи принимаем на 300 мм выше подошвы ростверка – 6,600., где 300 мм - расстояние необходимое для обеспечения жесткого соединения ростверка с колонной.

Несущий слой грунта выбираем в зависимости от грунтовых условий и величины нагрузки на фундамент. В пределах инженерно-геологической толщи залегает суглинок элювиальный твердый. Выберем его в качестве несущего слоя, так как в этом случае сваи имеют значительную несущую способность.

При выборе длины сваи руководствуемся требованием, что несущая способность сваи F_d/γ_K должна быть около 600кН

Принимаем сваю С 60.30 – 8У длиной 6 м, массой 0,7 т, отметка нижнего конца составит –12,900 м

2.4.3.2 Определение несущей способности забивной сваи

По характеру работы в грунте в зависимости от условий опирания нижнего конца проектируемые сваи следует отнести к висячим, так как они не опираются на малосжимаемый грунт (скальный, крупнообломочный с песчаным заполнителями т.д.), а основанием их служит песок крупный средней плотности, насыщенный водой. Эти сваи работают как за счет сопротивления грунта по боковой поверхности, так и за счет сопротивления грунта под нижним концом.

Несущую способность забивной висячей сваи (кН) определяют по формуле:

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (2.4.36)$$

где γ_c – коэффициент условий работы сваи в грунте, 1;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, кПа, [19, табл.17], 11124 кПа;

A – площадь поперечного сечения сваи, м², 0,09м²;

u – периметр поперечного сечения сваи, м, 1,2;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, [19, табл.18];

h_i – толщина i -го слоя грунта у боковой поверхности сваи, м;

γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условий работы соответственно под нижним концом и на боковой поверхности, учитывающие способ погружения и принимаемые при погружении свай марок С, $\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1$.

Таблица 2.4.7 – Определение несущей способности сваи

Отметка поверхности	Инженерно-геологическая колонка	Свая	Толщина слоя h, м	Расстояние от поверхности до середины слоя, м	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кН/м
NL 0,00	Насыпной грунт	С 60.30-8У				
Голова -6.60 FL -6.90	Суглинок просадочный		1,2	7.50	61	73.2
			1,2	8.70	63.05	75.66
			1.1	9.85	64.78	71.26
			1.1	10.95	66.33	72.96
Острие -12.600 -18	Суглинок элювиальный		1.1	12.05	67.87	74.66
		$\sum f_i h_i = 367.74$ кПа $R = 11124$ кПа				

NL – отметка поверхности природного рельефа

FL – отметка подошвы ростверка

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

$$= 1 \cdot (1 \cdot 11124 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 367,74) = 1442,45 \text{ кН};$$

Для определения числа свай в фундаменте необходимо назначить допустимую нагрузку на одну свая. Ориентировочные ее значения равны:

$$F_d/\gamma_K = 1442,45/1,4 = 1030,32 \text{ кН.}$$

При назначении нагрузки, допускаемой на свая, учитываются ограничения. Для забивных свай сечением 30х30см, заглубленных в крупные или гравелистые пески – 600кН. Поэтому окончательно принимаю допускаемую на свая нагрузку равную 600кН.

2.4.3.3 Определение числа свай в фундаменте и эскизное конструирование ростверка

Число свай в фундаменте устанавливается исходя из условия максимального использования их несущей способности:

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{F_d}{\gamma_K} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}} \quad (2.4.37)$$

где N_{0I} – максимальная сумма расчетных вертикальных нагрузок, действующих на обресе ростверка:

$$N_{0I} = N_{max} = 7315,60 \text{ кН}$$

\bar{A} – площадь ростверка, приходящаяся на одну свая, 0,9 м²;

γ_{mt} – средний удельный вес ростверка и грунта на его обресах, 20 кН/м³;

d_p – глубина заложения ростверка, 6,90 м.

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{F_d}{\gamma_K} - \bar{A} \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}} = \frac{7315,60}{600 - 0,9 \cdot 6,90 \cdot 20} = 15,37 \text{ шт}$$

Полученное значение n округляется до целого числа в сторону большего и количество свай в кусте равно 16 шт.

Размещение свай в кустах ведется с учетом следующих требований:

- центр тяжести должен совпадать (или находиться возможно ближе) с точкой приложения равнодействующей постоянных нагрузок;
- расстояние между осями забивных свай не менее $3d$ (d - сторона квадратного поперечного сечения свай);

Конструирование начинают с размещения свай и определения размеров ростверка в плане.

Свесы ростверков со свай составляют не менее 150 мм. Размеры монолитного ростверка в плане должны быть кратны 300 мм, а по высоте - 150 мм. Расстановка свай в кусте показана на рисунке 8. Расстояния между осями свай принимаем, руководствуясь рекомендуемыми схемами размещений. Размеры ростверка в плане составят, учитывая свесы его за наружные грани свай 300 мм, – 3600×3600 мм. Высота ростверка 1500 мм.

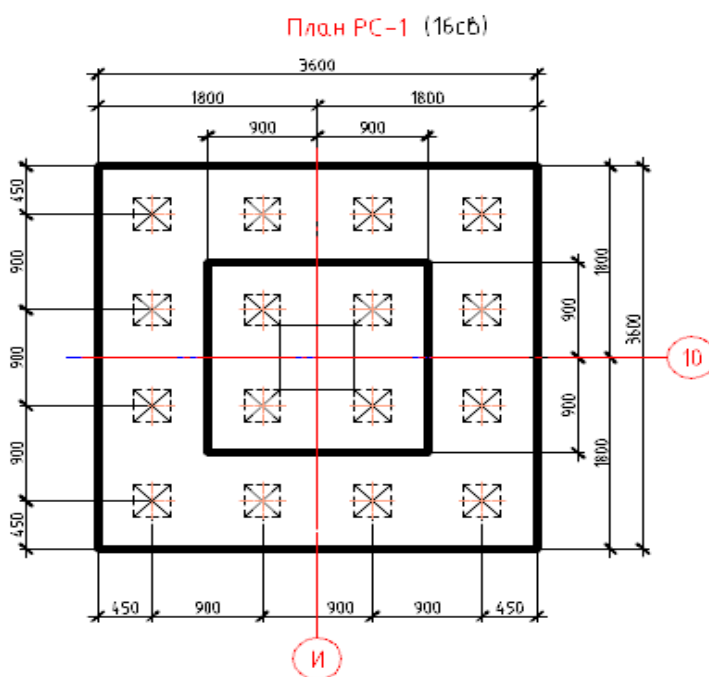


Рисунок 2.4.8 – Схема расположение свай в кусте

Ориентировочно вес ростверка, кН, определяется по формуле:

$$G_p = b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} \quad (3.4.38)$$

где: b_p и l_p – размеры ростверка в плане, м;

d_p – высота ростверка, м;

γ_{mt} – среднее значение его удельного веса и грунта (при ступенчатом ростверке – 22 кН/м³).

$$G_p = b_p \cdot l_p \cdot d_p \cdot \gamma_{mt} = 3,6 \cdot 3,6 \cdot 1,5 \cdot 22 = 427,68 \text{ кН.}$$

2.4.3.4 Приведение нагрузок к подошве ростверка

Свайный куст рассчитывается от нагрузок, действующих по подошве ростверка. Поэтому все нагрузки приводятся к центру ростверка (продольной оси колонны) в уровне подошвы. Схема приведения нагрузок к подошве дана на рисунке 2.4.9.

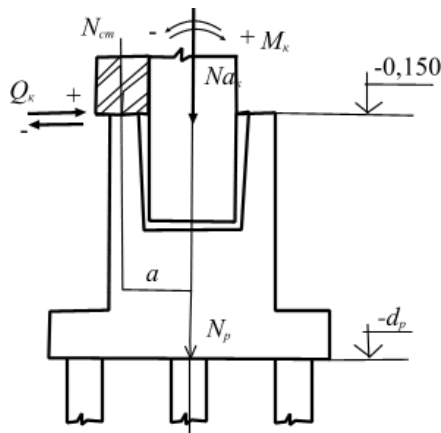


Рисунок 2.4.9 – Схема приведения нагрузок к подошве ростверка

Сбор нагрузок сведем в таблицу 2.4.8.

Таблица 2.4.8 – Сбор нагрузок на ростверк

Расчетная схема	Вид расчета	Комбинация	N, кН	M, кН·м	Q, кН
	Для расчета тела фундамента по I предельному состоянию	I	$N_{max} = 7315,60$	$M_{соот.} = 353$	$Q = 14,7$
	Для расчета основания по I предельному состоянию	I	$N_{max} + G \cdot 1,1 = 7315,60 + 427,68 \cdot 1,1 = 7786,05$	$M_{соот.} + Q \cdot (d - 0,15) - N_{ст} \cdot a = 353 + 14,7 \cdot (6,90 - 5,4) = 375,05$	$Q = 14,7$

Сбор нагрузок осуществляется следующим образом. Для расчета тела фундамента нагрузки принимаются по заданию. Для расчета основания свайного фундамента на отметке подошвы ростверка значения нагрузок принимают без деления на коэффициенты (расчет по несущей способности). При этом, значения веса фундамента G умножают на коэффициент 1,1.

2.4.3.5 Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания

Расчет свайного фундамента выполняют по 1-ой группе предельных состояний. При этом должно удовлетворяться условие:

$$N_c < F_d / \gamma_k \quad (2.4.39)$$

где: N_c – наибольшая расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН;

F_d – несущая способность сваи, кН;

γ_k – коэффициент надежности; при определении несущей способности расчетом он равен 1,4;

Расчетная нагрузка на сваю при действии моментов в одной плоскости определяется по формуле:

$$N_{ci} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M' \cdot x}{\sum x_i^2} \quad (2.4.40)$$

где N' и M' – соответственно расчетные усилия в неблагоприятных сочетаниях и комбинациях, при которых расчетное усилие в свае наибольшее; при определении вертикального усилия к расчетной нагрузке добавляют вес свай с коэффициентом надежности 1,1;

n – число свай в фундаменте, 16;

x – расстояние в плоскости действия момента от главной оси куста до сваи, усилие в которой определяется;

x_i – расстояние от главной оси до каждой из свай.

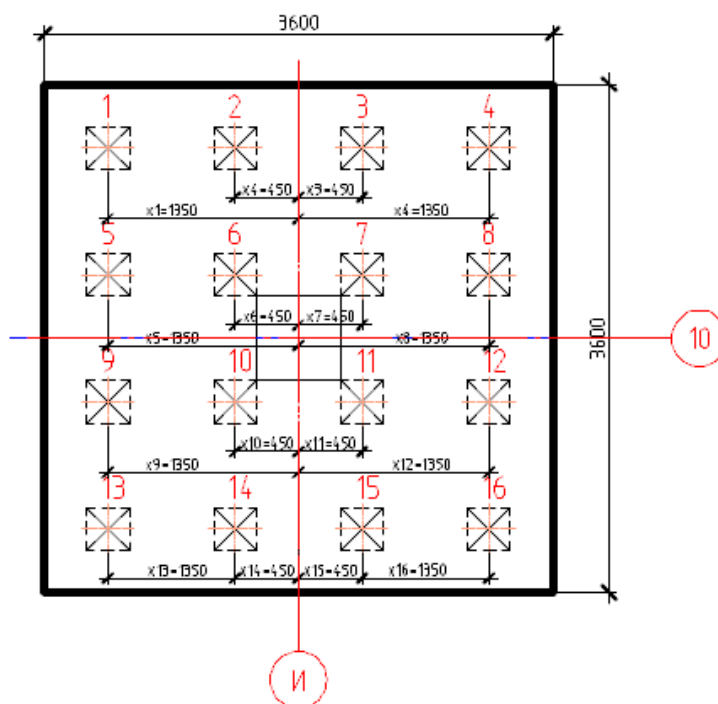


Рисунок 2.4.10 – Схема к определению нагрузок на сваю

Для крайних свай в кусте возможно превышение F_d/γ_k на 20%.

Нагрузки на сваи:

$$N_{\text{св}}^{2,6,10,14} = \frac{7786,05}{16} - \frac{375,05 \cdot 0,45}{8 \cdot 0,45^2 + 8 \cdot 1,35^2} = 476,21 \text{ кН} < 600 \text{ кН};$$

$$N_{\text{св}}^{3,7,11,15} = \frac{7786,05}{16} + \frac{375,05 \cdot 0,45}{8 \cdot 0,45^2 + 8 \cdot 1,35^2} = 497,05 \text{ кН} < 600 \text{ кН};$$

$$N_{\text{св}}^{1,5,9,13} = \frac{7786,05}{16} - \frac{375,05 \cdot 1,35}{16,2} = 455,37 \text{ кН} < 600 \text{ кН};$$

$$N_{\text{св}}^{4,8,12,16} = \frac{7786,05}{16} + \frac{375,05 \cdot 1,35}{16,2} = 517,88 \text{ кН} < 600 \text{ кН};$$

Условие $N_c < F_d/\gamma_k$ соблюдается во во всех нагрузках.

Таблица 2.4.9 – Расчет свайного фундамента по несущей способности грунта основания.

Комбинация	№ сваи	$N_{\text{св}}$, кН
	2,6,10,14,	476,21

Комбинация	№ сваи	$N_{св}$, кН
I	3,7,11,15	497,05
	1,5,9,13	455,37
	4,8,12,16	517,88

2.4.3.6 Выбор сваебойного оборудования

Назначение расчетного отказа

Критериями контроля несущей способности свай при погружении являются глубина погружения и отказ. От глубины погружения зависит величина несущей способности.

Сваебойное оборудование выбирают с учетом его производительности, соотношения массы молота и массы сваи, климатических факторов и т.д.

Предварительный подбор молота рекомендуется производить по отношению массы ударной части m_4 и массы сваи m_2 . Это отношение изменяется от 0,8 до 1,5 в зависимости от плотности грунтов и типа дизель-молотов. Для

$m_4/m_2 = 1$, тогда т.к. $m_2 = 1,38$ т то $m_4 = m_2 = 1,38$ т.

По [19, табл.20], выберу по вышеуказанному условию трубчатый дизель молот С-996, масса ударной части которого равна 1,8 т, энергия удара 45,4 кДж, полная масса молота 3,65 т.

Определенная несущая способность сваи должна быть подтверждена при забивке достижением сваей расчетного отказа S_a , который рассчитывается по формуле:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (2.4.41)$$

где E_d – расчетная энергия удара для выбранного молота, 45,4 кДж;

m_1 – полная масса молота, 3,65 т;

m_2 – масса сваи, т, 1,38;

m_3 – масса наголовника, 0,2 т;

A – площадь поперечного сечения сваи, м^2 , 0,09;

η – коэффициент для железобетонных свай - 1500 кН/м²;

F_d – несущая способность сваи, $F_d = 600 \cdot 1,4 = 840$ кН.

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} = \\ = \frac{45,4 \cdot 1500 \cdot 0,09}{840 \cdot (840 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{3,65 + 0,2 \cdot (1,38 + 0,2)}{3,65 + 1,38 + 0,2} = 0,0058 \text{ м.}$$

Расчетный отказ 0,0058м находится в оптимальных пределах, значит сваебойное оборудование подобрано правильно.

2.4.3.7 Конструирование свайного фундамента

Назначение размеров стакана и подколонника в монолитном ростверке производят аналогично фундаменту мелкого заложения: для колонн с размером поперечного сечения 600х600 мм сечение подколонника следует принимать 1800х1800 мм. Отметка верхнего обреза фундамента принимается – 5,400м. Продольная ось колонны совмещается с геометрическим центром подошвы фундамента.

Размеры ростверка должны быть кратны 300 мм и составляют $b = 3600$ мм, $l = 3600$ мм, а расстояние от его грани до грани сваи 150 мм.

Также назначается количество ступеней – одна. Вылет ступеней с обеих сторон 900 мм.

Сопряжение ростверка со сваями принято жестким, так как присутствуют пучинистые грунты, при этом арматура замоноличивается в ростверк на величину, не менее $20\phi_{AIII}$, что составляет 280 мм.

При заделке сваи на глубину 50 мм арматурные сетки плиты укладываются на головы свай.

Класс бетона для ростверков по прочности на сжатие принят В20, по морозостойкости - не ниже F50. Армирование подошвы осуществляется сетками из стержней арматуры АШ.

1. Расчетом на продавливание плитной части колонной проверяется достаточность принятой высоты ростверка. Пирамида продавливания образуется плоскостями, проведенным от дна стакана под углом 45° до центра рабочей арматуры плиты (на 50мм выше подошвы ростверка).

Суть проверки на продавливание заключается в том, чтобы продавливающая сила не превысила прочность на растяжение по граням пирамиды продавливания.

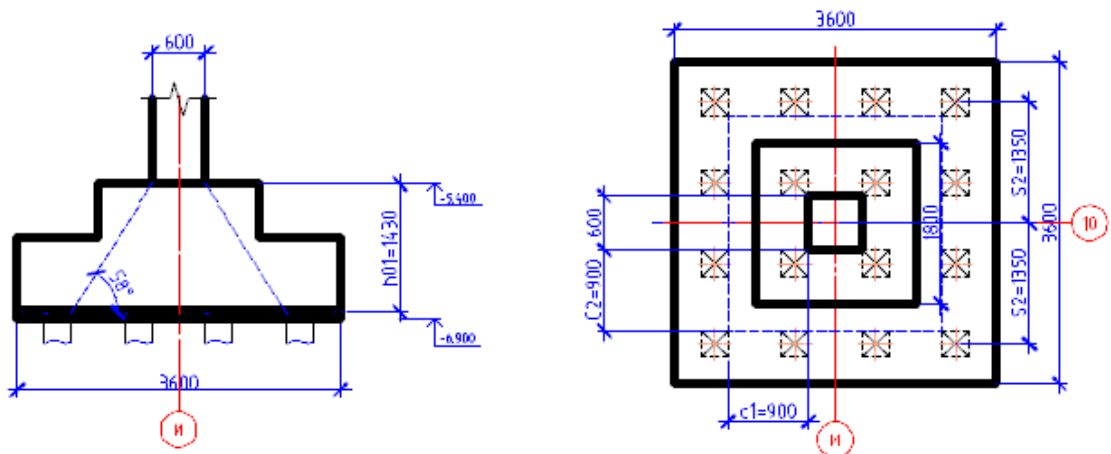


Рисунок 2.4.11 – Схема работы ростверка на продавливание колонной

Проверка производится из условия:

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt}}{\alpha} \cdot \left[\frac{h_{op}}{c_1} \cdot (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} \cdot (l_c + c_1) \right] \quad (2.4.42)$$

где: F – расчетная продавливающая сила, равная удвоенной сумме усилий в сваях, расположенных с одной наиболее нагруженной стороны от оси колонны и находящихся за пределами нижнего основания пирамиды продавливания; усилия в сваях определяются от нагрузки, приложенной к обрезу ростверка;

$$F = 2 \cdot (N_{CB}^4 + N_{CB}^8 + N_{CB}^{12} + N_{CB}^{16}) \quad (2.4.43)$$

Вычислим усилия в сваях, нагрузки берем из таблицы 2.4.2:

I комбинация:

$$N_{CB}^{4,8,16,12} = \frac{7315,60}{16} + \frac{353 \cdot 1,35}{8 \cdot (0,45^2 + 1,35^2)} = 486,64 \text{ кН};$$

$$N_{CB}^{1,5,9,13} = \frac{7315,60}{16} - \frac{353 \cdot 1,35}{8 \cdot (0,45^2 + 1,35^2)} = 427,81 \text{ кН};$$

$$N_{CB}^{2,6,10,14} = \frac{7315,60}{16} - \frac{353 \cdot 0,45}{8 \cdot (0,45^2 + 1,35^2)} = 447,42 \text{ кН};$$

$$N_{CB}^{3,7,11,15} = \frac{7315,60}{16} + \frac{353 \cdot 0,45}{8 \cdot (0,45^2 + 1,35^2)} = 467,03 \text{ кН};$$

Усилия в сваях сведем в таблицу 2.4.10:

Таблица 2.4.10– Усилия в сваях при расчете на продавливание плитной части
ростверка

Комбинация	№свай	N_{CB} , кН
I	1,5,9,13	427,81
	4,8,12,16	486,64
	2,6,10,14	447,42
	3,7,11,15	467,03

Принимаю для расчета продавливающую силу по I комбинации, как большую:

$$F = 2 \cdot (4 \cdot N_{CB}^{4,8,12,16}) = 2 \cdot (4 \cdot 486,64) = 3893,12 \text{ кН}.$$

α – коэффициент не менее 0,85, принимаемый равным:

$$\alpha = \frac{1 - 0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_C}{N_{max}} = \frac{1 - 0,4 \cdot 841,5 \cdot 2,21}{7315,60} = 0,79,$$

принимаю $\alpha=0,85$;

где: R_{bt} – расчетное сопротивление бетона ростверка растяжению, равное 900 кПа, при классе бетона В20, (R_{bt} следует умножать на коэффициенты $\gamma_{b2} = 1,1$ и $\gamma_{b3} = 0,85$), $R_{bt} = 900 \cdot 1,1 \cdot 0,85 = 841,5 \text{ МПа}$;

A_C – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента:

$$A_C = 2 \cdot (b_c + l_c) \cdot d_c = 2 \cdot (0,6 + 0,6) \cdot 0,85 = 2,04 \text{ м}^2;$$

h_{op} – рабочая высота плиты, 1,43 м;

c_1 и c_2 – расстояния от грани колонны соответственно с размерами b_c и l_c до внутренней грани ближайшего ряда свай, расположенных за пределами пирамиды продавливания (не более $h_{op} = 1430$ мм и не менее $0,4 \cdot h_{op} = 572$ мм) $c_{1,2} = 900$ мм, удовлетворяет условию.

$$3893,12 \text{ кН} < \frac{2 \cdot 841,5}{0,85} \cdot \left[\frac{1,43}{0,90} \cdot (0,6 + 0,9) + \frac{1,43}{0,9} \cdot (0,6 + 0,9) \right];$$

$$3893,12 \text{ кН} < 9438 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

2. Проверка на продавливание ступени ростверка производится по формуле:

$$F \leq 2 \cdot R_{bt} \cdot h_{01} \cdot \left[\beta_1 \cdot \left(b_{02} + \frac{c_{02}}{2} \right) + \beta_2 \cdot \left(b_{01} + \frac{c_{01}}{2} \right) \right] \quad (2.4.44)$$

где: b_{02} и b_{01} – расстояние от внутренних граней угловых свай до наружных граней плиты ростверков (рис. 10) $b_{02} = b_{01} = 600$ мм;

c_{01}, c_{02} – расстояние от внутренних граней угловых свай до ближайших граней подколонников ростверка или до ближайших граней ступеней при ступенчатом ростверке, $c_{01} = c_{02} = 0,9$ м;

β_1, β_2 – коэффициенты, определяемые по формуле:

$$\beta_i = k \cdot \frac{h_{0i}}{c_{0i}} \quad (2.4.45)$$

примем β_1, β_2 по [23. табл. 1] при $h_{01} = h_{01} = 1,43\text{м}$ и $c_{0i} = 0,9\text{м}$: $\beta_1 = 0,829$ и $\beta_2 = 0,829$

F – расчетная нагрузка на угловую сваю с учетом моментов в двух направлениях, включая влияние местной нагрузки (например, от стенового заполнения)

$F = 517,88$ см. таблицу 6 ;

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона ростверка растяжению, равное 900 кПа, при классе бетона В20, (R_{bt} следует умножить на коэффициенты $\gamma_{b2} = 1,1$ и $\gamma_{b3} = 0,85$), $R_{bt} = 900 \cdot 1,1 \cdot 0,85 = 841,5\text{МПа}$;

h_{01} – рабочая высота плиты, 1,43 м.

Подставим значения в (42):

$$517,88 \leq 2 \cdot 841,5 \cdot 1,43 \cdot \left[0,829 \cdot \left(0,6 + \frac{0,9}{2} \right) + 0,829 \cdot \left(0,6 + \frac{0,9}{2} \right) \right]$$

$$517,88\text{кН} \leq 2095 \text{кН}$$

Условие выполняется.

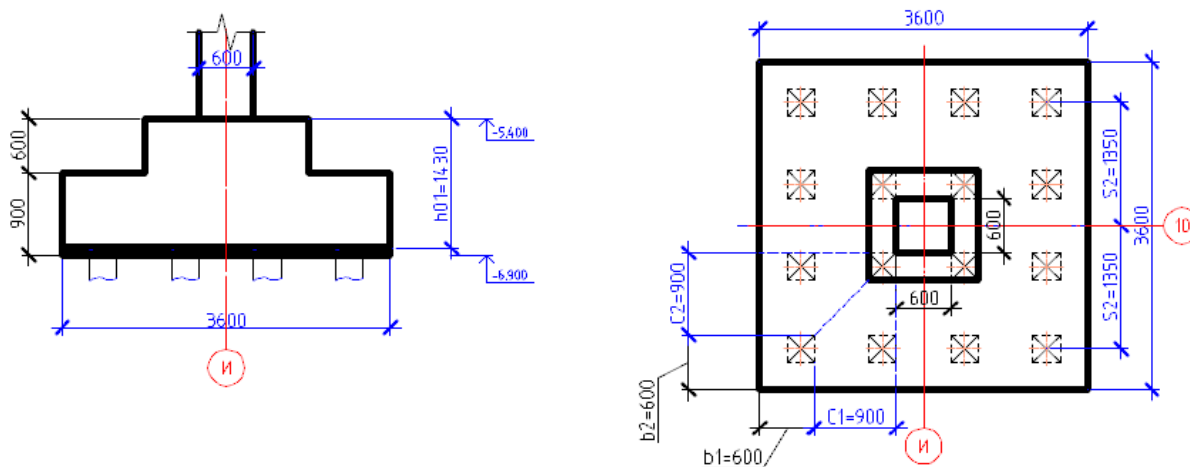


Рисунок 2.4.11 – Схема продавливания ростверка угловой сваей

3. Расчет плиты ростверка на изгиб и определение сечения арматуры производится с учетом того, что к плите ростверка прикладывается сосредоточенная нагрузка в местах опирания на сваи.

Подбор диаметра арматуры для сетки С1 осуществляется в результате расчета фундамента по прочности.

Под давлением отпора грунта фундамент изгибается, в сечениях фундамента возникают моменты (1-1, 1'-1').

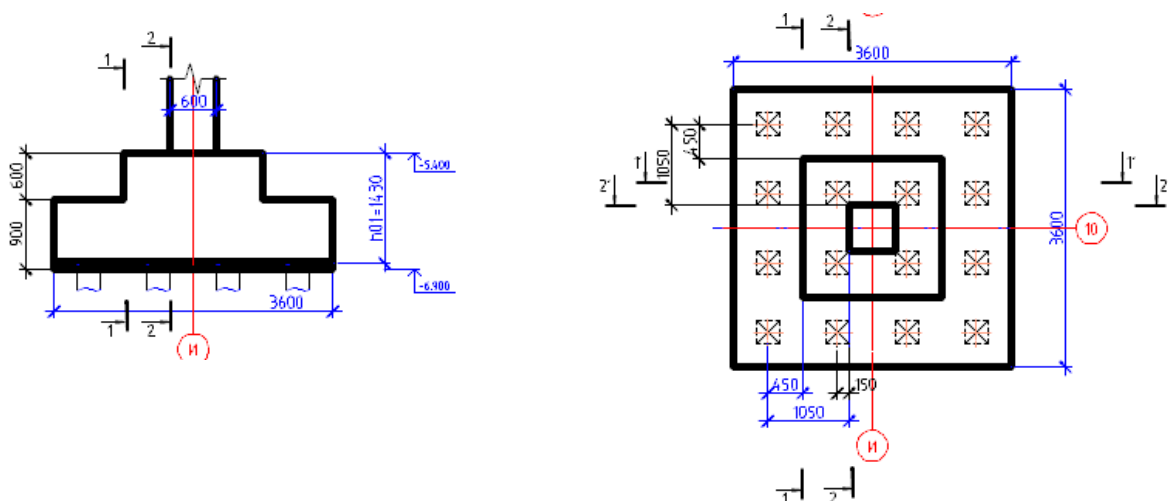


Рисунок 2.4.12 – Схема к расчету ростверка на изгиб

Момент в сечении ростверка определяется по формуле:

$$M = N_{св} \cdot x \quad (2.4.46)$$

Расчетную нагрузку берем из таблицы 2.4.6

x – расстояние от центра каждой сваи в пределах изгибаемой консоли до рассматриваемого сечения, м;

$$M_{1-1} = 4 \cdot 517,88 \cdot 0,45 = 932,18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = 4 \cdot 517,88 \cdot 1,05 + 4 \cdot 476,21 \cdot 0,15 = 2460,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1'-1'} = (473,21 + 497,05 + 455,37 + 517,88) \cdot 0,45 = 874,57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{2'-2'} = (473,21 + 497,05 + 455,37 + 517,88) \cdot 1,05 + \\ + (473,21 + 497,05 + 455,37 + 517,88) \cdot 0,15 = 2332,19 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Площадь рабочей арматуры равна:

$$A_s = \frac{M}{\xi \cdot h_0 \cdot R_s} \quad (2.4.47)$$

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

$$h_0 = 1,5 - 0,07 = 1,43 \text{ м};$$

R_s – расчетное сопротивление арматуры, для арматуры класса А-III периодического профиля диаметром 10-40 мм равно 365 МПа;

ξ – коэффициент, зависящий от величины α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{b_i \cdot h_{02} \cdot R_b} \quad (2.4.48)$$

b – ширина сжатой зоны сечения, м;

R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, для бетона марки В20 оно равно 11,5 МПа.

Расчет площади сечения арматуры сведем в таблицу 2.4.11.

Таблица 2.4.11 – Расчет площади сечения арматуры ростверка

Сечение	M, кН·м	α_m	b_i	ξ	h_{oi}	$A_s, \text{см}^2$
1 – 1	932,18	0,033	3,6	0,983	0,83	31,3
2 – 2	2460,82	0,058	1,8	0,97	1,43	48,6
1' – 1'	874,57	0,031	3,6	0,984	0,83	29,34
2' – 2'	2332,19	0,055	1,8	0,972	1,43	45,97

По сортаменту подбираю арматуру для компоновки сварной сетки С1 по наибольшей стороне – 18Ø20 А – III с $A_s = 56,57 \text{ см}^2$ масса 2,466 кг/м.

Ростверк армируется следующим образом: плита – сеткой С1 из стержней класса АIII и диаметром не менее 10 мм, с шагом 200 мм; подколонники – четырьмя сетками С2, расположенными вертикально по сторонам, перпендикулярно плоскости момента (по сторонам подколонника b_f) из стержней класса АI и АIII.

Армируется подошва ростверка двумя сетками с рабочей арматурой в двух направлениях, нижняя сетка С1 располагается на расстоянии 70мм от подошвы ростверка, верхняя сетка С1 – на расстоянии 50 мм от верха плиточной части ростверка .

Продольная рабочая арматура сетки С2 класса АIII диаметром 12 мм ставится с шагом 200 мм, а поперечная арматура класса АI диаметром 6 мм с шагом 300 мм назначается конструктивно.

Чертежи сеток приведены на рисунке 3.4.13

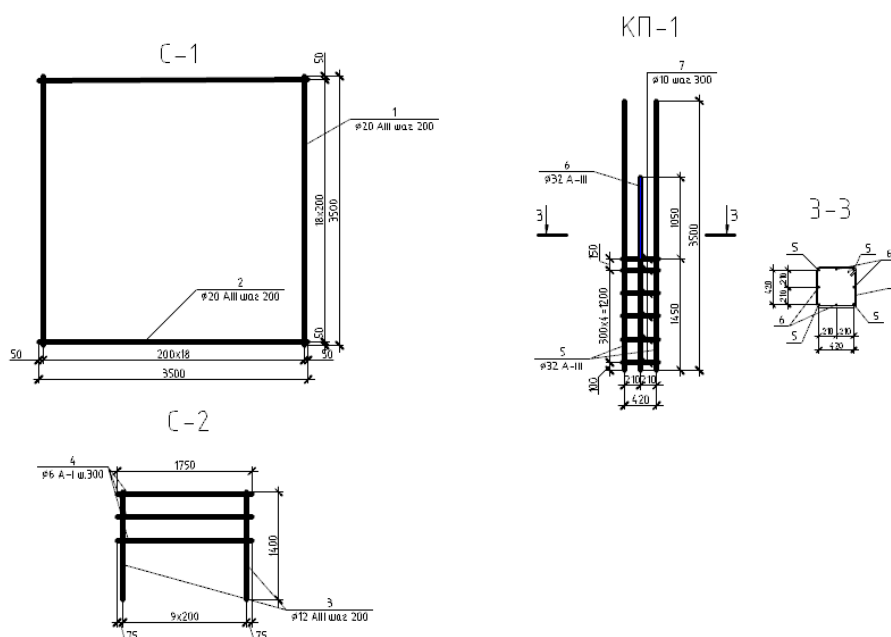


Рисунок 2.4.13 – Чертежи арматурных сеток в ростверке

2.4.4 Расчет стоимости и трудоемкости возведения столбчатого и свайного фундаментов

Подсчет стоимости и трудозатрат для упрощения ведется для фундаментов под одну колонну. При этом учитываются только те виды и объемы работ, которые отличаются при устройстве фундаментов, например: земляные, свайные работы, изготовление монолитного фундамента. Определяют объемы земляных работ следующим образом.

Для устройства столбчатых фундаментов под колонны каркасных зданий отрывают траншеи вдоль горизонтальных разбивочных осей (А, Б, В и т.д.) до отметки подошвы. Выемку грунта для бетонной подготовки толщиной 100 мм выполняют вручную. При этом длина траншеи равна шагу колонн б. Ориентировочно ширина траншеи по низу назначается на 1-2м больше длины фундамента. Верхний ее размер зависит от устойчивости откосов. Так как столбчатый

фундамент заглублен на глубину до 3 м и в супесь твердую, то согласно [19, табл.22], принимаю крутизну откоса 1:0,67. Для ростверка отрывают траншею. Так как ростверк заглублен на глубину до 3м. в супесь твердую, то согласно [19, табл.22], принимаю крутизну откоса 1:0,67.

Группа грунта по трудоемкости его разработки соответствует для супеси 2-ой группе.

Расчет стоимости работ и трудоемкости по возведению данных фундаментов ведется на базе расценок и норм трудозатрат 2001г, сведем данные расчета в таблицы 2.4.12 и 2.4.13.

Таблица 2.4.12– Расчет стоимости и трудоемкости возведения столбчатого фундамента

Шифр	Наименование работ	Единица измерения	Объем	Стоимость, руб.		Трудоёмкость, чел./ч.	
				Единица	Всего	Единица	Всего
Земляные работы							
ТЕР01-01-003-14	Разработка грунта 2-ой группы экскаватором	1000м ³	0,089	4574,93	407,17	13,57	1,21
ТЕР01-02-055-08	Ручная разработка грунта под подошвой фундамента	100м ³	0,0079	2544,96	20,11	264	2,09
ТЕР01-01-034-02	Обратная засыпка грунта слоями с уплотнением	1000м ³	0,0846	970,13	81,94	-	-
ТЕР01-02-005-01	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100м ³	0,846	493,41	417,42	12,53	10,6
Бетонные работы							
ТЕР06-01-001-01	Устройство бетонной подготовки (В-3,5)	100м ³	0,01944	67006,45	1302,605	180	3,50
ТЕР06-01-001-08	Устройство железобетонного фундамента объемом до 25 м ³	100 м ³	0,1274	108069,79	13768,09	342,2	43,59
Итого:					15997,36		60,99

Таблица 2.4.13 – Расчет стоимости и трудоемкости возведения свайного фундамента

Шифр	Наименование ра- бот	Едини- ца из- мерения	Объем	Стоимость, руб.		Трудоёмкость, чел./ч.	
				Единицы	Всего	Единицы	Всего
Земляные работы							
ТЕР01-01-003-14	Разработка грунта 2-ой группы экскаватором	1000м ³	0,052	4574,93	234,95	13,57	0,71
ТЕР01-01-034-02	Засыпка траншей и котлованов с перемещением грунта до 5 м	1000м ³	0,048	970,13	46,57	-	-
ТЕР01-02-005-01	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов 1-2	100м ³	0,48	493,41	236,84	12,53	6,01
Свайные работы							
ТЕР05-01-002-02	Погружение в грунт 2-ой группы свай длиной до 6 м	м ³	8,64	694,23	5998,15	4,27	36,89
ТЕР05-01-010-01	Срубка голов свай	шт	16	112,70	1803,2	1,4	22,4
ТСЦ-403-1045	Сваи марки С300х300 длиной 3м	м ³	8,64	1744,98	15076,62	-	-
Бетонные работы							
ТЕР06-01-001-08	Устройство рост-верка объёмом до 25 м ³ (стоимость арматуры учтена расценкой)	100м ³	0,1361	108069,79	14708,30	342,2	46,57
Итого:					38104,63		112,58

В ходе выполнения работы были запроектированы два вида фундаментов под крайнюю среднюю колонну административного здания с подземной парковкой: фундамент мелкого заложения – монолитный железобетонный столбчатый и свайный.

Расчет стоимости возведения обоих видов фундамента показал, что возведение столбчатого фундамента дешевле устройства свайного, порядка 100%.

Расчет трудоемкости на производство работ по возведению столбчатого и свайного фундаментов показал, что на устройство свайного фундамента необ-

ходимо затратить на 8 % меньше труда рабочих и работающих, чем на производство работ по устройству фундамента мелкого заложения.

Из вышесказанного ясно видно, что дороже возвести свайный фундамент, но так как инженерно-геологические условия площадки строительства неблагоприятные и здание имеет подземную парковку, что требует заложение фундамента на глубину более 6м, то принимаю к дальнейшему проектированию свайный фундамент как наиболее надежный.

2.4.5 Проверка устойчивости стены из блоков ФБС на сдвиг по подошве на время производства работ

Устойчивость стены на сдвиг по подошве будет обеспечена, если ширину подошвы принять по следующей зависимости:

$$b \geq \frac{k_s(E_a - E_p)}{\gamma_{\text{ср}} H_a \tan \varphi_{\text{осн}} + c_{\text{осн}}} \quad (2.4.49)$$

где k_s – коэффициент безопасности равный 1,2;

E_a – равнодействующая активного давления для стены без наклона:

$$E_a = \frac{1}{2} q_a H_a, \quad (2.4.50)$$

где: q_a – максимальное значение эпюры давления $q_a = \gamma_{\text{ср}} H_a$;

E_p – равнодействующая пассивного давления для стены без наклона:

$$E_p = \frac{1}{2} q_p H_a, \quad (2.4.51)$$

где: q_p – максимальное значение эпюры давления.

$$q_p = \gamma_{\text{ср}} H_a t g^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{\text{осн}}}{2} \right), \quad (2.4.52)$$

$\gamma_{\text{ср}}$ – среднее значение удельного веса грунта засыпки;

H_a – высота засыпки;

$\varphi_{\text{осн}}, c_{\text{осн}}$ – прочностные характеристики грунта засыпки.

Таким образом при высоте стенки 4,2 м.:

$$q_a = 1,5 \cdot 9,81 \cdot 4,2 = 61,80 \text{ кН/м};$$

$$q_p = 1,5 \cdot 9,81 \cdot 4,2 \cdot 0,448 = 27,69 \text{ кН/м};$$

$$E_a = 0,5 \cdot 61,80 \cdot 4,2 = 129,78 \text{ кН};$$

$$E_p = 0,5 \cdot 27,69 \cdot 4,2 = 58,15 \text{ кН};$$

Минимальная ширина фундамента при которой обеспечивается несущая способность на сдвиг по подошве:

$$b \geq \frac{1,2 \cdot (129,78 - 58,15)}{1,5 \cdot 9,81 \cdot 4,2 \cdot 0,408 + 23} = \frac{85,95}{48,19} = 1,78 \text{ м.}$$

$$A = n \cdot A_{\text{бок.пов.сваи}} + A_{\text{подошвы роств.}} \quad (2.4.53)$$

где: n – количество свай на 1 м.п.;

$A_{\text{бок.пов.сваи}} = 0,3 \cdot 6 = 1,8$ - площадь боковой поверхности свай;

$A_{\text{подошвы роств.}} = 0,6 \cdot 1 = 0,6$ – площадь боковой поверхности подошвы рост-верка длиной 1м.п.

Таким образом подставляя значения в форму (3.4.53) получим:

$$A = 1 \cdot 1,8 + 0,6 = 2,4 \text{ м}$$

Можно сделать вывод, что при максимальной высоте подпорной стены устойчивость обеспечена.

2.4.6 Проверка устойчивости стены из блоков ФБС на сдвиг на время производства работ

Расчет устойчивости положения стены против сдвига производится из условия:

$$F_{sa} \leq \gamma_c F_{sr} / \gamma_n, \quad (2.4.54)$$

где: F_{sa} - сдвигающая сила, равная сумме проекции всех сдвигающих сил на горизонтальную плоскость;

F_{sr} - удерживающая сила, равная сумме проекций всех удерживающих сил на горизонтальную плоскость;

γ_c - коэффициент условий работы грунта основания: для пылевато-глинистых грунтов в стабилизированном состоянии - 0,9;

γ_n - коэффициент надежности по назначению сооружения, принимаемый равным 1,15 для зданий и сооружений II класса ответственности.

Сдвигающая сила F_{sa} определяется по формуле:

$$F_{sa} = F_{sa,\gamma} + F_{sa,q} \quad (2.4.55)$$

где: $F_{sa,\gamma}$ - сдвигающая сила от собственного веса грунта равна:

$$F_{sa,\gamma} = \frac{P_d \cdot h}{2} \quad (2.4.56)$$

где: P_d - интенсивность горизонтального активного давления грунта от собственного веса P_d , на глубине d следует определять по формуле:

$$P_d = [\gamma' \cdot \gamma_f \cdot h \cdot \lambda - c \cdot (K1 + K2)] \cdot d/h \quad (2.4.57)$$

где: K_1 - коэффициент, учитывающий сцепление грунта по плоскости скольжения призмы обрушения, наклоненной под углом θ_0 к вертикали;
 K_2 - то же, по плоскости, наклоненной под углом ν к вертикали.

$$K_1 = 2 \cdot \lambda \cdot \cos \theta_0 \cdot \cos \varepsilon / \sin(\theta_0 + \varepsilon) \quad (2.4.58)$$

$$K_2 = \lambda \cdot [\sin(\theta_0 - \varepsilon) \cdot \cos(\theta_0 + \rho) / \sin \theta_0 \cdot \cos(\rho - \varepsilon) \cdot \sin(\theta_0 + \varepsilon)] + \operatorname{tg} \varepsilon$$

где: $h = 1,8\text{м}$ - расстояние от уровня земли до подошвы фундамента;

ε - угол наклона расчетной плоскости к вертикали; ν - то же, поверхности засыпки к горизонту;

θ_0 - то же, плоскости скольжения к вертикали;

λ - коэффициент горизонтального давления грунта.

При отсутствии сцепления грунта по стене $K_2 = 0$.

При горизонтальной поверхности засыпки $\rho = 0$, вертикальной стене $\varepsilon = 0$ и отсутствии трения и сцепления со стеной $\delta = 0$, $K_2 = 0$ коэффициент бокового давления грунта λ , коэффициент интенсивности сил сцепления K_1 и угол наклона плоскости скольжения θ_0 определяются по формулам:

$$K_1 = 2 \cdot \sqrt{\lambda}$$

$$\theta_0 = 45^\circ - \varphi/2 = 45 - \frac{22,2}{2} = 33,9^\circ$$

Коэффициент горизонтального давления грунта определяется по формуле:

$$\lambda = \left[\cos(\varphi - \varepsilon) / \cos \varepsilon \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \rho)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cdot \cos(\varepsilon - \rho)}} \right) \right]^2 \quad (2.4.59)$$

где: δ - угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью (для гладкой стены $\delta = 0$, шероховатой $\delta = 0,5\varphi$, ступенчатой $\delta = \varphi$).

$\rho = 0$ - угол наклона поверхности засыпки к горизонту;

$\varphi = 22,2^\circ$ согласно табл. 3.4.2 данного проекта;

$\varepsilon = 12,4^\circ$ исходя из геометрии фундамента.

Подставляем значения в формулу:

$$\lambda = \left[\cos(22,2 - 12,4) / \cos 12,4 \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(22,2 + 0) \cdot \sin(22,2 - 0)}{\cos(12,4 + 0) \cdot \cos(12,4 - 0)}} \right) \right]^2$$
$$= 1,58$$

Тогда:

$$K_1 = 2 \cdot \sqrt{1,58} = 2,51$$

$$K_2 = 1,58 \cdot [\sin(33,9 - 12,4) \cdot \cos(33,9 + 0) / \sin 33,9 \cdot \cos(0 - 12,4) \cdot \sin(33,9 + 12,4)] + \operatorname{tg} 12,4 = 1,06$$

$$P_d = [16,9 \cdot 1,15 \cdot 5,7 \cdot 1,58 - 23 \cdot (2,51 + 1,06)] \cdot 5,7 / 5,7 = 92,92 \text{ кПа}$$

$$F_{sa,y} = \frac{92,92 \cdot 5,7}{2} = 264,82 \text{ кН}$$

$$F_{sa} = 264,82 + 0 = 264,82 \text{ кН}$$

$F_{sa,q}$ - сдвигающая сила от нагрузки, расположенной на поверхности призмы обрушения, для нашего здания равна 0;

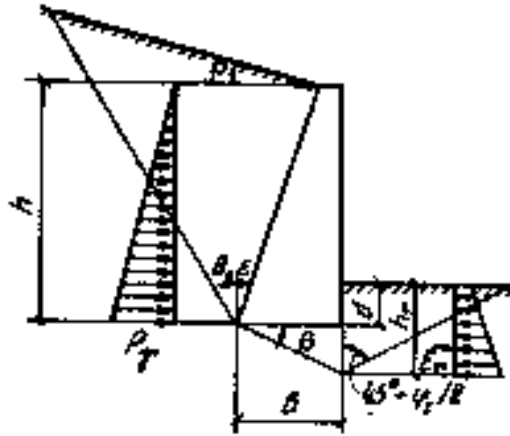


Рис. 2.4.6.1 – Расчетные схемы массивных подпорных стен

Удерживающая сила F_{sr} для нескального основания определяется по формуле:

$$F_{sr} = F_v \cdot \operatorname{tg}(\varphi_I - \beta) + b \cdot c_I + E_r \quad (2.4.60)$$

где: F_v - сумма проекций всех сил на вертикальную плоскость для массивных подпорных стен:

при $\beta=0$ сумма проекций удерживающих сил F_v минимальна:

$$F_v = F_{sa} \cdot \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) + G_{ст} + \gamma_I \cdot \operatorname{tg}\beta \cdot b^2/2 \quad (2.4.61)$$

$$F_v = 264,82 \cdot \operatorname{tg}(12,4 + 0) + 7315 + 16,9 \cdot \operatorname{tg}0 \cdot 1,2^2/2 = 7367 \text{ кН}$$

где: $G_{ст} = 7315$ кН- собственный вес стены и грунта на ее уступах и нагрузка от здания;

δ - угол трения грунта на контакте с расчетной плоскостью, для гладкой стены $\delta = 0$;

Тогда подставляем значения в формулу получим:

$$F_{sr} = 7367 \cdot \operatorname{tg}(22,2 - 0) + 1,2 \cdot 23 + 642,91 = 3348,97 \text{ кН}$$

Таким образом:

$$264,82 \text{ кН} < 0,9 \cdot 3348,97 / 1,15 = 2620,93 \text{ кН}$$

Устойчивость стены подвала против сдвига обеспечена.

3 Технология и организация строительного производства

3.1 Технологическая карта на монтаж надземной части административно-торгового комплекса

3.1.1 Область применения

Данная технологическая карта разработана на производство монтажных работ по возведению надземной части административно-торгового комплекса с инженерным обеспечением.

В состав работ, рассматриваемых в карте, входят:

- устройство монолитных колонн сечением 600х600 мм;
- устройство монолитного перекрытия толщиной 220 мм в несъемной опалубке из проф. листа;
- монтаж основных и второстепенных металлических балок;
- монтаж стропильных и подстропильных ферм, горизонтальных связей;
- монтаж настила покрытия.

В технологической карте предусмотрено выполнение работ при двухсменном режиме работы, как в летних, так и в зимних условиях строительства. Работы ведутся на двух захватках одновременно двумя кранами.

3.1.2 Общие положения

Технологическая карта разработана на основании следующих документов:

- СП 48.13330.2011 «Организация строительства»;
- СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции»;
- СП 49.13330.2012 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования»;
- СП 12-136-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство».

- МДС 12-29.2006. Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты.

3.1.3 Организация и технология выполнения работ

Основные работы по возведению производственного здания делятся на подготовительные, основные и заключительные.

3.1.3.1 Подготовительные работы

До начала возведения монолитных колонн здания необходимо выполнить следующие подготовительные работы.

Строительную площадку огородить металлическим забором по деревянным стойкам, $h=2\text{м}$.

Произвести обратную засыпку фундаментов, траншей и т.п. с послойным трамбованием.

Произвести планировку поверхности земли и выполнить подсыпку скальным грунтом временных автодорог и дорог для работы и перемещения башенных кранов.

В местах прохода и работы монтажных кранов КБ408.21 и КБ504.1 устроить искусственное (или естественное) основание, которое должно выдерживать нагрузку - $2,1 \text{ кг/см}^2$, с наличием водоотвода. Допускается использовать в качестве основания под кран дорожные плиты, толщиной не менее 150мм.

Убедиться в отсутствии, в местах прохода и работы монтажного крана, подземных коммуникаций, траншей и т.п. опасных для работы и перемещения крана.

Подвести электроэнергию в точки, указанную на плане монтажной площадки.

Устроить освещение монтажной площадки с освещенностью на рабочем месте не менее 50 люкс (СНиП 25-05-95). Для освещения использовать суще-

ствующие (на опорах) и переносные прожектора (на стрелах монтажных кранов).

Складирование конструкций производить согласно СНиП 12-03-2001 и плана монтажной площадки. Для разгрузки автомашин оборудовать специальные "карманы".

Для рабочих согласовать место для установки прорабской, жилых вагончиков, инструментальных, сварочных постов, а также туалет по согласованию с Генподрядчиком.

До начала монтажных работ оформить акт-допуск на производство строительно-монтажных работ на данной территории и наряд-допуск на производство работ повышенной опасности (совмещённые работы). Составить график работ. Согласовать мероприятия по совместной работе кранов с записью в журнале совмещённых работ.

На выезде с объекта организовать мойку колес автотранспорта.

До начала работ по монтажу металлокаркаса каркаса, должны быть выполнены железобетонные опорные колонны и подпорные стенки по периметру здания, и сданы по акту.

До начала производства работ по возведению монолитных колонн и перекрытий необходимо:

- закончить работы по возведению перекрытия или колонн нижележащего этажа, причем бетон перекрытия должен иметь требуемую прочность;
- очистить основание, на котором будут производиться работы от мусора, наледи, снега;
- подготовить комплект щитов к установке;
- проверить и принять по акту все конструкции и их элементы, закрываемые в процессе бетонирования;
- вынести геодезические риски разбивки осей колонн;
- подготовить к работе и проверить такелажную оснастку, приспособления, инструмент.

Разбивку основных осей здания выполняют с выноса в натуре двух край-

них точек, определяющих положение наиболее длинной продольной оси здания. На разбивочном чертеже указывают все расстояния между осями, привязку конструкций. Оси здания на обноску переносят с помощью теодолита. На случай повреждения обноски главные оси закрепляют на местности. Для этого в их створе на расстоянии 5-10 м от будущего здания устанавливают временные, выносные контрольные знаки с осевыми рисками. Для вертикальной разбивки вблизи от строящегося здания устраивают рабочий репер. Отметку такого репера определяют от ближайших реперов государственной нивелирной сети. Чтобы упростить вычисление отметок, отсчеты высот ведут от условной нулевой отметки - уровня пола первого этажа. Зная абсолютную отметку рабочего репера, определяют абсолютную отметку уровня пола первого этажа.

До начала установки металлических конструкций здания должны быть:

- возведены монолитные колонны и перекрытия;
- должны быть доставлены на рабочее место: монтажное оборудование, приспособления и инструменты;
- получена производственно-техническая документация;
- подобраны и завезены на объект монтажа инструменты, приспособления, инвентарь и проверено их техническое состояние;
- металлические конструкции перед подъемом следует очистить от грязи, наледи, ржавчины, а при необходимости загрунтовать и покрасить;
- проверить соответствие геометрических размеров чертежу, отсутствие заусенцев;
- подготовка стыкуемых поверхностей заключается в их очистке от грязи, ржавчины, снега, льда, масла и пыли;
- спилить напильником или срубить зубилом заусенцы на кромках деталей, а также тщательно выправить неровности, вмятины, погнутости деталей соединения, которые могли возникнуть во время транспортировки конструкций, а также при их погрузке и выгрузке;
- представители строительной организации (прораб) и организации заказчика (технадзор) до начала производства работ по монтажу должны совместно

осмотреть и подписать акт на скрытые работы (принять конструкции, изготовленные в заводских условиях).

3.1.3.2 Основные работы

Монтаж строительных конструкций здания вести: башенными кранами БК 408.21 со стрелой $L=40\text{м}$, БК 504.1 со стрелой $L=35\text{м}$, а также при помощи самоходных передвижных подмостей ПВС-12, с высотой выдвижения рабочей площадки $h=12\text{м}$ и приставной вышки туры $h=8\text{м}$.

Монтаж металлоконструкций вести укрупнёнными блоками так и по элементно, по панельно, по ярусно с полным окончанием работ в каждой панели, ярусе.

Очередность выполнения работ:

1. Возвести монолитные конструкции на отм. – 5.100.
2. Смонтировать м/к основных балок перекрытия на отм. – 0.300.
3. Смонтировать м/к второстепенных балок перекрытия на отм. – 0.300.
4. Устроить монолитное перекрытие по несъемной металлической опалубке на отм. 0.000
5. Устроить монолитные колонны на отметке 0.000
6. Смонтировать м/к основных балок перекрытия на отм. +6.900.
7. Смонтировать м/к второстепенных балок перекрытия на отм. +6.900.
8. Устроить монолитные по несъемной опалубке перекрытия и монолитные колонны на отм. +7.200.
9. Смонтировать м/к основных и второстепенных балок перекрытия на отм.+4,800.
10. Устроить монолитные перекрытия и колонны на отм. +5.100.
11. Смонтировать м/к второстепенных балок перекрытия на отм.+9.900.
12. Устроить монолитные перекрытия и колонны на отм. +10.200.

13. Произвести укрупнительную сборку ферм, а затем, блоков покрытия (из 2-х подстропильных ферм с 4-мя надколонниками, 4-мя стропильными фермами и связями).

14. Смонтировать укрупнённые блоки покрытия.

15. Смонтировать м/к промежуточных стропильных ферм 12м.

16. Произвести укрупнительную сборку и монтаж промежуточных стропильных ферм 24м.

17. Смонтировать м/к связей по покрытию (промежуточные пролёты).

18. Смонтировать профлист покрытия.

Подъём укрупнённых ферм из горизонтального положения в вертикальное производится монтажным краном, путём чередования операций "подъёма стрелы" на себя и "поворота стрелы", с одновременным "подъёмом груза", без отрыва нижнего пояса фермы от опорных балок сборочного стенда, до приведения фермы в вертикальное положение.

Укрупнительную сборку блоков производить в монтажном положении, на отм. +7,200, ранее смонтированного ж/б перекрытия, предварительно установив подстропильные фермы в специальных кассетах. На их верхние пояса установить стропильные фермы, развязав их связями. Надколонники закрепить к подстропильным фермам на монтажных болтах. Все работы по укрупнительной сборке вести с верха перекрытия, с полным оформлением узлов согласно проекта.

Монтаж укрупнённых блоков покрытия вести с настила вышек-тур установленных и закреплённых на монтажной сварке: опорную часть вышек закрепить к площадке подмостей ПВС-12, установленных на перекрытии. на отм.+7.200, по обе стороны монтируемого блока. Расстроповку производить дистанционно, с помощью 4-х замков и капроновых канатов, с отм.+7,200, после временного закрепления на монтажной сварке (приварить надколонники к закладным ж/б колонн).

Бетонирование конструкций выполнять в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01-87 "несущие и ограждающие конструкции".

Бетонирование колонн и перекрытий осуществляется с помощью автобетононасоса. Бетонирование колонн осуществляется с устройством рабочих швов. Бетонные смеси следует укладывать горизонтальными слоями одинаковой толщины (~0,3x0,5 м) без разрывов с направлением укладки в одну сторону во всех слоях. Укладку следующего слоя бетонной смеси необходимо производить до начала схватывания бетона предыдущего слоя. Верхний уровень уложенной бетонной смеси должен быть на 50x70мм ниже верха щитов опалубки. При организации рабочих швов их поверхность должна быть перпендикулярна оси бетонируемых колонн. Уплотнение бетонной смеси осуществлять вибрированием с помощью глубинных вибраторов. Наибольшая толщина укладываемого слоя не должна превышать 1,25 длины рабочей части вибратора, а при расположении вибратора под углом до 35° толщина слоя должна быть равна вертикальной проекции его рабочей части. Глубина погружения вибратора в бетонную смесь должна обеспечивать углубление его в ранее уложенный слой.

Для выверки верхней отметки бетонируемого перекрытия применяют съемные маячные рейки, верх которых должен соответствовать уровню поверхности бетона. Защитный слой арматуры выдерживается с помощью инвентарных пластмассовых фиксаторов, устанавливаемых в шахматном порядке. Бетонную смесь следует укладывать горизонтально слоями шириной 1.5 - 2м одинаковой толщины без разрывов, с последовательным направлением укладки в одну сторону во всех слоях. Возобновление бетонирования в месте устройства рабочего шва допускается производить при достижении бетоном прочности не менее 1,5 МПа и удаления цементной пленки с поверхности шва механической щеткой с последующей поливкой водой. Для уплотнения бетонной смеси используются поверхностные вибраторы (ПВ-1).

3.1.3.3 Заключительные работы

После завершения основных работ 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.

3.1.4. Требования к качеству работ

Контроль и оценка качества работ при монтаже конструкций выполняют в соответствии с требованиями нормативных документов:

- СП 48.13330.2011 "Организация строительства";
- СП 70.13330.2012 "Несущие и ограждающие конструкции";
- ГОСТ 26433.2.2-94 "Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений".

Результаты входного контроля оформляются Актом и заносятся в Журнал учета входного контроля материалов и конструкций.

В процессе монтажа необходимо проводить операционный контроль качества работ. Это позволит своевременно выявить дефекты и принять меры по их устранению и предупреждению. Контроль проводится под руководством производителя работ, в соответствии со Схемой операционного контроля качества монтажа конструкций.

Результаты операционного контроля должны быть зарегистрированы в Журнале работ по монтажу строительных конструкций.

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

- детализированные чертежи конструкций;
- журнал работ по монтажу строительных конструкций;
- акты освидетельствования скрытых работ;
- акты промежуточной приемки смонтированных конструкций;
- исполнительные схемы инструментальной проверки смонтированных конструкций;

- документы о контроле качества сварных соединений;
- паспорта на конструкции.

Качество бетонных и железобетонных конструкций определяется как качеством используемых материальных элементов, так и тщательностью соблюдения регламентирующих положений технологии на всех стадиях комплексного процесса.

Для этого необходим контроль и его осуществляют на следующих стадиях: при изготовлении и монтаже арматурных элементов и конструкций; при изготовлении и установке элементов опалубки; при подготовке основания и опалубки к укладке бетонной смеси; при транспортировке бетонной смеси; при уходе за бетоном в процессе его твердения.

Все исходные материалы должны отвечать требованиям ГОСТов.

В процессе армирования конструкций контроль осуществляется при приемке стали (наличие заводских марок и бирок, качество арматурной стали); при складировании и транспортировке (правильность складирования по маркам, сортам, размерам, сохранность при перевозках); при изготовлении арматурных элементов и конструкций (правильность формы и размеров, качество сварки, соблюдение технологии сварки). После установки и соединения всех арматурных элементов в блоке бетонирования проводят окончательную проверку правильности размеров и положения арматуры с учетом допускаемых отклонений.

В процессе опалубливания контролируют правильность установки опалубки, креплений, а также плотность стыков в щитах и сопряжениях, взаимное положение опалубочных форм и арматуры (для получения заданной толщины защитного слоя). Правильность положения опалубки в пространстве проверяют привязкой к разбивочным осям и нивелировкой, а размеры - обычными измерениями.

Перед укладкой бетонной смеси контролируют чистоту рабочей поверхности опалубки и качество ее смазки.

При транспортировке бетонной смеси следят за тем, чтобы она не начала схватываться, не распадалась на составляющие, не теряла подвижности из-за

потерь воды, цемента или схватывания.

На месте укладки следует обращать внимание на высоту сбрасывания смеси, продолжительность вибрирования и равномерность уплотнения, не допуская расслоения смеси и образования раковин, пустот.

Процесс виброуплотнения контролируют визуально, по степени осадки смеси, прекращению выхода из нее пузырьков воздуха и появлению цементного молока.

Наряду со стандартными лабораторными методами оценки прочности бетона в образцах применяют косвенные неразрушающие методы оценки прочности непосредственно в сооружениях. Такими методами, широко применяемыми в строительстве, являются механический, основанный на использовании зависимости между прочностью бетона на сжатие и его поверхностной твердостью и ультразвуковой импульсный, основанный на измерении скорости распространения в бетоне продольных ультразвуковых волн и степени их затухания.

3.1. 5 Потребность в материально-технических ресурсах

Механизация строительных и специальных строительных работ должна быть комплексной и осуществляться комплектами строительных машин, оборудования, средств малой механизации, необходимой монтажной оснастки, инвентаря и приспособлений.

Средства малой механизации, оборудование, инструмент и технологическая оснастка, необходимые для выполнения монтажных работ, должны быть скомплектованы в нормокомплекты в соответствии с технологией выполняемых работ.

Перечень основного необходимого оборудования, машин, механизмов, и инструментов для производства монтажных работ приведен в таблице **на листе 10** графической части.

Перечень технологической оснастки, инструмента, инвентаря и приспособлений для производства монтажных работ приведен в таблице **на лист 10** графической части.

3.1.5.1 Выбор крана по техническим параметрам

Монтируемые конструкции характеризуются монтажной массой, монтажной высотой и требуемым вылетом стрелы. Выбор монтажного крана произведен путем нахождения трех основных характеристик: требуемой высоты подъема крюка (монтажная высота), грузоподъемности (монтажная масса) и вылета стрелы.

Подбираем кран по наиболее тяжелому элементу – наиболее тяжелый элемент – металлическая балка пролетом 12 м, ее масса составляет 5,2 т.

$$M_m = M_э + M_r \quad (3.1.1)$$

где $M_э$ – масса наиболее тяжелого элемента группы, т (масса основной балки перекрытия 5,2т);

M_r – масса грузозахватных и вспомогательных устройств (траверсы, стропы, кондукторы, лестницы и т.д.), установленных на элементе до его подъема, т.

Подставим значения в (3.1.1)

$$M_m = 5,2 + 0,383 = 5,583 \text{ т.}$$

Монтажная высота подъема крюка вычисляется по формуле:

$$H_э = h_o + h_з + h_э + h_г \quad (3.1.2)$$

где: h_o – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента, м;

h_3 – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки его в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности равным 0,3 – 0,5 м;

h_3 – высота элемента в положении подъема, м;

h_2 – высота грузозахватного устройства (расстояние от верха монтируемого элемента до центра крюка крана), м.

Подставим значения в (3.1.2):

$$H_3 = 25,05 + 0,5 + 0,2 + 4,5 = 30,25 \text{ м.}$$

Расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы определяется по формуле:

$$H_c = H_k + h_n \quad (3.1.3)$$

где: $h_n = 2$ м – размер грузового полиспаста в стянутом состоянии, в расчетах предварительно задаемся ее средним значением;

H_k – тоже что и в (3.1.2)

Подставим значения в (3.1.3):

$$H_c = 30,25 + 2 = 32,25 \text{ м}$$

Монтажный вылет крюка вычислим по формуле:

$$L_k = \frac{a}{2} + b + b_1 \quad (3.1.4)$$

где: a – база крана, 7,5 м;

b – расстояние от кранового пути до ближайшей к крану выступающей части здания, м. Вычисляется из отношения:

$$\frac{a}{2} + b \geq r_k^H + 0,7 \quad (3.1.5)$$

Подставим значения в выражение (5.1.5):

$$b \geq 4 + 0,7 - \frac{7,5}{2} = 0,95\text{м}$$

b_1 – расстояние от центра тяжести наиболее удаленного от крана монтируемого элемента до выступающей части здания со стороны крана, м.

Подставим значения в (3.1.4):

$$L_k = \frac{7,5}{2} + 0,95 + 24 = 28,7 \text{ м.}$$

Для монтажа конструкций из каталога кранов выбираем кран КБ-408.21 с рабочими параметрами:

- вылет стрелы: $L_k=40\text{м}$;
- грузоподъемность: $Q=10\text{т}$;
- высота подъема: $H_k=54\text{м}$.

Таблица 3.1.1 – Технические характеристики крана КБ-408,21

Марка крана	Скорость, м/мин			Частота вращения поворотной части, об/мин	Максимальная нагрузка от колес на рельс, кН	Суммарная мощность электродвигателей, кВт	Масса крана, т
	подъема	посадки	перемещения крана				
КБ-408.21	30-45	4,8	18	0,65	290	123	56,7

Подберем второй кран для сокращения продолжительности строительства.

Из каталога кранов выбираем кран КБ-504.1 с рабочими параметрами:

- вылет стрелы: $L_k = 35\text{м}$;
- грузоподъемность: $Q = 8\text{т}$;
- высота подъема: $H_k = 60\text{м}$.

Таблица 3.1.2 - Технические характеристики крана КБ -504.1

Марка крана	Скорость, м/с			Частота вращения поворотной части, с^{-1}	Максимальная нагрузка от колес на рельс, кН	Суммарная мощность электродвигателей, кВт	Масса крана, т
	подъема	посадки	передвижения крана				
КБ-504.1	0,58-1,66	0,025	0,3	0,01	196	190	165

Для сравнения из каталога подбираем кран башенный КБ-674А в исполнении II с рабочими параметрами:

- вылет стрелы: $L_k=35\text{м}$;
- грузоподъемность: $Q=8\text{т}$;
- высота подъема: $H_k=58\text{м}$.

Таблица 3.1.3 - Технические характеристики крана КБ-674А

Марка крана	Скорость, м/с				Частота вращения поворотной части, с^{-1}	Максимальная нагрузка от колес на рельс, кН	Суммарная мощность электродвигателей, кВт	Масса крана, т
	подъема	посадки	передвижения крана	передвижения каретки				
КБ-674А	0,291-1,67	0,02	0,21	0,61	0,01	311	137	230

3.1.5.2 Выбор оптимального варианта монтажного крана по технико-экономическим показателям

Расчет продолжительности монтажных работ.

Продолжительность пребывания крана на объекте вычисляется по формуле:

$$T_{\text{к}} = T_{\text{о}} + T_{\text{тр}} + T_{\text{м}} + T_{\text{оп}} + T_{\text{д}} \quad (3.1.6)$$

где: $T_{\text{о}}$ – время работы крана непосредственно на монтаже, смен;
 $T_{\text{тр}}$, $T_{\text{м}}$, $T_{\text{оп}}$, $T_{\text{д}}$ – время на транспортирование крана на объект, его монтаж, опробование, пуск и демонтаж, смен.

Продолжительность монтажа:

$$T_{\text{о}} = \frac{V}{\Pi_{\text{э}}} \quad (3.1.7)$$

где V – объем работ, выполняемый данной машиной, в шт., т. или м^3 ;

$\Pi_{\text{э}}$ – эксплуатационная сменная производительность крана при монтаже сборных элементов, в шт., т. или м^3 , вычисляется по форме:

$$\Pi_{\text{э}} = \frac{492}{T_{\text{ц}} \cdot K_{\text{в1}} \cdot K_{\text{в2}}} \quad (3.1.8)$$

где: $K_{\text{в1}}$ – коэффициент, учитывающий неизбежные внутрисменные перерывы в работе крана, принимается равным 0,86;

$K_{\text{в2}}$ – коэффициент, учитывающий неизбежные внутрисменные перерывы в работе по техническим и технологическим причинам, принимается для башенных кранов 0,8;

492 – продолжительность одной смены, мин;

$T_{ц}$ – продолжительность одного цикла работы крана при монтаже элемента, мин., вычисляется по формуле:

$$T_{ц} = T_{руч} + T_{маш.}, \quad (3.1.9)$$

где: $T_{руч.}$ – время ручных операций ,мин. ;

$T_{маш.}$ – время машинных операций ,мин. ;

Время ручных операций вычисляется по формуле:

$$T_{руч.} = t_{стр.} + t_{уст.} + t_{расст.} \quad (3.1.10)$$

где: $t_{стр.}$, $t_{уст.}$, $t_{расст.}$.- соответственно ручное время строповки, установки и расстроповки элемента, мин

$T_{руч.}=15$ мин (масса элементов до 8 т).

Машинное время цикла определяется по формуле:

$$T_{маш.} = \frac{2 \cdot H_{к}}{V_1} + \left(\frac{2 \cdot \gamma}{360 \cdot n_{об.}} + \frac{I_1}{V_2} \right) \cdot K_1 + \frac{I_2}{V_3} \quad (3.1.11)$$

где: $H_{к}$ – тоже что в (3.1.2), м ;

V_1 – средняя скорость подъема и опускания крюка, м/мин.;

γ – средний угол поворота стрелы между положением стрелы при строповке элемента и его установке в проектное положение, град;

I_1 – среднее расстояние перемещения груза за счет изменения вылета стрелы или перемещения грузовой каретки, м;

I_2 – расстояние перемещения крана, приходящиеся на один элемент ,м;

V_2 – скорость перемещения каретки, м/мин;

$n_{об.}$ – число оборотов стрелы в 1 мин;

V_3 – рабочая скорость передвижения крана, мин;

K_1 - коэффициент, учитывающий совмещение операций поворота стрелы с перемещением груза по вертикали, при изменении вылета стрелы, принимаем равным 0,75.

Величины V_1, V_2, V_3 , и $n_{об.}$ – паспортные технические параметры крана.

Подставляя соответствующие значения величин, найденные ранее и характеристик кранов из каталога в формулы (3.1.6) – (3.1.11) вычислим значения для кранов.

Для крана КБ-504.1:

$$T_{маш.}^1 = \frac{2 \cdot 30,25}{1,12 \cdot 60} + \left(\frac{2 \cdot 152}{360 \cdot 0,01 \cdot 60} + \frac{24}{30} \right) \cdot 0,75 + \frac{0}{0,3} = 2,56 \text{ мин.}$$

$$T_{ц}^1 = 17 + 2,56 = 19,56 \text{ мин.};$$

$$П_э^1 = \frac{492}{19,56 \cdot 0,86 \cdot 0,9} = 32,5 \text{ шт./см.}$$

$$T_о^1 = 814/32,5 = 25,1 \text{ смен};$$

$$T_к^1 = 25,1 + 8,1 = 33,2 \text{ смен.}$$

Для крана КБ-674А:

$$T_{маш.}^2 = \frac{2 \cdot 30,25}{0,98 \cdot 60} + \left(\frac{2 \cdot 152}{360 \cdot 0,01 \cdot 60} + \frac{24}{30} \right) \cdot 0,75 + \frac{0}{0,21} = 2,69 \text{ мин.}$$

$$T_{ц}^2 = 17 + 2,69 = 19,69 \text{ мин.};$$

$$П_э^2 = \frac{492}{19,69 \cdot 0,86 \cdot 0,9} = 32,2 \text{ шт./см.}$$

$$T_о^2 = 814/32,2 = 25,3 \text{ смен};$$

$$T_k^2 = 25,3 + 11,2 = 36,5 \text{ смен.}$$

Определение трудоемкости монтажных работ

Трудоемкость монтажных работ (чел. – смен) и определяется по формуле:

$$Q = Q_{\text{ед.}} + Q_{\text{маш.}} + Q_{\text{рем.}} + Q_{\text{монт.}} \quad (3.1.12)$$

где: $Q_{\text{ед.}}$ – единовременные затраты труда, чел. – смен;

$Q_{\text{маш.}}$ – затраты труда машинистов, чел. – смен вычисляется по формуле:

$$Q_{\text{маш.}} = N_{\text{вр}}^{\text{маш}} \cdot n \quad (3.1.13)$$

где: $N_{\text{вр}}^{\text{маш}}$ – норма времени одного машиниста;

n – количество машинистов.

$Q_{\text{рем.}}$ – затраты труда ремонтного и обслуживающего персонала, чел. – смен;

$Q_{\text{монт.}}$ – затраты труда монтажников, чел. – смен.

Вычислим по (3.1.12) трудоемкость для сравниваемых кранов.

Для крана КБ – 504.1:

$$Q_{\text{ед.}} = 48,5 \text{ чел. – смен;}$$

$$Q_{\text{маш.}} = 0,3 \cdot 1 = 0,3 \text{ чел. – смен;}$$

$$Q_{\text{рем.}} = 0,2 \text{ чел. – смен;}$$

$$Q_{\text{монт.}} = 1,4 \cdot 4 = 5,6 \text{ чел. – смен;}$$

$$Q^1 = 48,5 + 0,3 + 0,2 + 5,6 = 54,6 \text{ чел. – смен.}$$

Для крана КБ – 674А:

$$Q_{\text{ед.}} = 56,2 \text{ чел. – смен};$$

$$Q_{\text{маш.}} = 0,3 \cdot 1 = 0,3 \text{ чел. – смен};$$

$$Q_{\text{рем.}} = 0,3 \text{ чел. – смен};$$

$$Q_{\text{монт.}} = 1,4 \cdot 4 = 5,6 \text{ чел. – смен};$$

$$Q^2 = 56,2 + 0,3 + 0,3 + 5,6 = 62,4 \text{ чел. – смен.}$$

Определение себестоимости монтажных работ

Себестоимость монтажа единицы объема монтажных работ вычисляется по формуле:

$$C = (1,08 \cdot (C_{\text{маш.-см.}} \cdot T_{\text{к}} + C_{\text{ед.}}) + 1,5 \cdot Z_{\text{п}}) / V \quad (3.1.14)$$

где 1,08 и 1,5 – коэффициенты, учитывающие накладные расходы строительномонтажных организаций на эксплуатацию машин и заработную плату соответственно;

$C_{\text{маш.-см.}}$ – стоимость машино – смены работы крана, руб.;

$C_{\text{ед.}}$ – стоимость единовременных затрат, связанных с организацией монтажных работ (монтаж, демонтаж, транспортирование крана и устройство путей для него), руб.;

$Z_{\text{п}}$ – сумма заработной платы монтажников, руб.;

$T_{\text{к}}$ – продолжительность работы крана на объекте, смен.;

V - объем работ, м³, т., шт.

Для крана КБ – 504.1:

$$C^1 = (1.08 \cdot (35.59 \cdot 33.2 + 450) + 1.5 \cdot 844.9) / 814 = 3.72 \text{ руб./шт.}$$

Для крана КБ – 674А:

$$C^2 = (1.80 \cdot (36.24 \cdot 36.5 + 1592) + 1.5 \cdot 844.9) / 814 = 5.42 \text{ руб./шт.}$$

Расчет приведенных затрат

Приведенные затраты представляют собой сумму себестоимости и нормативных отчислений от капитальных вложений в производственные фонды. Приведенные затраты вычисляются на единицу объема работ (м³, т, шт.) и называются удельными приведенными затратами.

$$Z_{\text{пр.уд.}} = C + E_{\text{н}} \cdot K_{\text{уд}} \quad (3.1.15)$$

где: $E_{\text{н}}$ – нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений ($E_{\text{н}} = 0,15$);

$K_{\text{уд}}$ – удельные капитальные вложения, руб., определяются по формуле:

$$K_{\text{уд}} = \frac{C_{\text{инв.}} \cdot T_{\text{см}}}{P_{\text{э}} \cdot T_{\text{год.}}} \quad (3.1.16)$$

где: $C_{\text{инв.}}$ – инвентарно-расчетная (балансовая) стоимость крана, складывается из оптовой цены и стоимости доставки с завода изготовителя до базы покупателя;

$T_{\text{год.}}$ – нормативное число работы крана в году;

$T_{\text{см}}$ – число работы крана в смену (принимать 8,2 ч).

По формулам (3.1.15), (3.1.16) вычислим характеристики для сравнения кранов.

Для крана КБ-504.1:

$$K_{уд}^1 = \frac{70600 \cdot 8,2}{21,7 \cdot 3000} = 8,89 \text{ руб./шт.}$$

$$З_{пр.уд}^1 = 3,72 + 0,15 \cdot 8,89 = 5,05 \text{ руб./шт.}$$

Для крана КБ-674А:

$$K_{уд}^2 = \frac{115520 \cdot 8,2}{21,42 \cdot 3150} = 14,04 \text{ руб./шт}$$

$$З_{пр.уд}^1 = 5,41 + 0,15 \cdot 14,04 = 7,53 \text{ руб./шт.}$$

Таблица 3.1.4 – Сравнительные характеристики кранов

Марка крана	Продолжительность монтажных работ, смен	Трудоемкость монтажных работ, чел-см	Себестоимость монтажных работ, руб/шт	Приведенные затраты, руб/шт
КБ-504.1	33,2	54,6	3,72	5,05
КБ-674А	36,5	62,4	5,42	7,53

Вывод: по всем показателям наиболее выгодно является использование при монтаже надземной части здания крана КБ – 504.1.

3.1.6 Техника безопасности и охрана труда

Рабочие всех специальностей, назначаемые для выполнения работ на высоте (монтажники, сварщики) должны быть обеспечены проверенными и испытанными предохранительными поясами, без которых они не допускаются к производству работ.

К каждому поясу прикрепляется бирка с данными о производственном испытании и инвентарным номером пояса. Пояса с просроченным сроком испытания на бирке использовать запрещается.

Электросварочные работы должны выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ 12.3.003-86 "Работы электросварочные. Требования безопасности", а также ГОСТ 12.0130-78 "Строительство. Электробезопасность. Общие требования".

Размещение сварочного оборудования должно обеспечивать свободный и безопасный доступ к нему.

К работе допускаются электросварщики, прошедшие аттестацию в соответствии с ПБ 03-273-99 "Правилами аттестации электросварщиков и специалистов сварочного производства", утвержденных Госгортехнадзором РФ, сдавшие экзамены по правилам техники безопасности и имеющие удостоверение на право производства сварочных работ и квалификационную группу по электробезопасности не ниже II (до 1000В).

Корпус электросварочных аппаратов и их вторичные обмотки должны быть заземлены. Запрещается использовать в качестве обратного провода контур заземления, и технологическое оборудование.

При любых отлучках с места работы сварщик обязан отключить сварочный аппарат.

Газорезательные работы производиться в соответствии с требованиями "Правилами противопожарного режима в РФ", Постановление правительства РФ от 25.05.2012 №390.

Газовые баллоны разрешается перевозить, хранить, выдавать и получать лицам, прошедшим обучение обращению с ними. Газовые баллоны должны быть защищены от ударов и действия прямых солнечных лучей, а также удалены от источников тепла на расстояние не менее 1м. Расстояние между баллоном с кислородом и баллоном с пропан-бутаном должно быть не менее 6 метров.

Места проведения огневых работ и места установки сварочных аппаратов, баллонов с газами должны быть очищены от горючих веществ и материалов в радиусе 50м от места производства работ, и в зависимости от высоты точки выполнения работ.

Место проведения сварочных и других огневых работ необходимо обеспечить средствами пожаротушения.

3.1.7 Техничко-экономические показатели

Калькуляция затрат труда и заработной платы приведена в графической части работы **лист 11** таблица «Калькуляция труда и заработной платы».

Техничко-экономические показатели приведены в таблице в графической части работы **лист 11**.

3.2 Технологическая карта на устройство кровли из ПВХ – мембраны Propan SE

3.2.1 Область применения

Данная технологическая карта разработана на производство монтажных работ по устройству кровли из ПВХ - мембраны.

В состав работ, рассматриваемых в карте, входят:

- устройство пароизоляции;
- устройство первого слоя утеплителя;
- устройство второго слоя утеплителя;
- укладка стеклохолста;
- устройство покрытия из полимерной мембраны Propan SE.

В технологической карте предусмотрено выполнение работ при двухсменном режиме работы, как в летних, так и в зимних условиях строительства. Работы ведутся на двух захватках одновременно двумя кранами

3.2.2 Общие положения

Технологическая карта разработана на основании следующих документов:

- СП 48.13330.2011 «Организация строительства»;
- СП 17.13330.2011 «Кровли»
- ТСН КР-97 МО ТСН 31-308-97 «Кровли. Технические требования и правила приемки»
- СП 31-101-97 Проектирование и строительство кровель (Свод правил к ТСН КР-97МО)
- СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия»
- СП 30.13330.2011 «СНиП 2.04.01 Внутренний водопровод и канализация зданий»
- СП 49.13330.2012 «Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования»;
- СП 12-136-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство».
- МДС 12-29.2006. Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты.

3.2.3 Организация и технология выполнения работ

Основные работы по возведению производственного здания делятся на подготовительные, основные и заключительные.

3.2.3.1 Подготовительные работы

До начала возведения монолитных колонн здания необходимо выполнить следующие подготовительные работы.

1. Проверить правильность укладки профилированного листа; соответствие проекту крепления профлиста к несущим конструкциям на всей площади крыши.
2. Продольные стыки профлиста должны быть проклепаны или соединены саморезами.
3. Удалить с поверхности и из нижних гофр профлиста строительный мусор, воду, снег и лед.

3.2.3.2 Основные работы

Устройство пароизоляционного слоя с применением пароизоляционной пленки.

Пароизоляционную пленку укладывать на основание из профилированного листа с перехлестом в боковых швах 80-100 мм, торцевых швах 150 мм.

Перехлесты пленок соединять при помощи:

- двусторонней клейкой ленты при температурах выше +5°C;
- бутил-каучуковой ленты при температурах ниже +5°C.

Склейка боковых перехлестов пароизоляционной пленки на основании из профилированного листа должна производиться на верхней плоскости полки листа. Не допускается склейка боковых перехлестов пароизоляционного материала навесу. Склейка торцевых перехлестов должна производиться только на жестком основании, например, путем подкладки OSB фанеры.

При уклонах основания пароизоляционного слоя более 10% должно быть предусмотрено механическое или клеевое крепление пароизоляционных материалов к основанию. Возможно устройство механического крепления пароизоляционных материалов, совмещенного с креплением теплоизоляционного слоя.

Во время монтажа пароизоляционной пленки следует предотвращать возможность механических и других повреждений. Небольшое повреждение может быть отремонтировано с помощью односторонних клеящих лент, на повреждения большего размера должны быть уложены и закреплены клеящей лентой заплатки из пароизоляционного материала. В случае если повреждена большая площадь пароизоляционного материала, то его необходимо полностью заменить.

Отверстия для труб, проводов и т.п. должны быть герметизированы с помощью клеящей ленты или специальной гофрированной ленты.

В местах примыкания к стенам, парапетам, стенкам фонарей, шахтам и оборудованию, проходящему через кровлю, пароизоляционный материал должен быть заведен на высоту, равную толщине теплоизоляционного слоя. При

этом пленка должна герметично приклеиваться к вертикальной поверхности при помощи самоклеящейся ленты.

В месте устройства деформационных швов в пароизоляционном слое устраивается компенсационная складка.

В конце рабочей смены, чтобы защитить уложенные теплоизоляционные материалы от дождя, рекомендуется завести край полимерной пароизоляционной пленки под мембрану, перекрыв теплоизоляцию, и механически закрепить с помощью тарельчатого элемента вместе с гидроизоляционным ковром.

В начале следующей рабочей смены полимерную пароизоляционную пленку необходимо освободить от крепежа и продолжить укладку кровли.

Во время перерывов в рабочей смене, чтобы защитить утеплитель от попадания влаги, рекомендуется завести край полимерной пароизоляционной пленки поверх мембраны и прижать ее при помощи плит теплоизоляции.

Устройство утеплителя

1. Толщину слоя теплоизоляции определяет теплотехнический расчет по СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий».

2. Теплоизоляцию раскладывают на пароизоляцию в следующем порядке:

- отступить на размер 1 – 2 плит изоляции от края кровли, если работа по устройству парапета будет выполняться позже, или начать укладку вплотную от парапета (стены), подняв на парапет (стену) пароизоляцию на 5 см. выше теплоизоляции;

- уложить нижний слой теплоизоляции длинной стороной плиты поперек волнам профлиста;

- уложить верхний слой на нижний, со смещением на полплиты по длине и ширине ("вразбежку"), перекрыв все щели нижнего слоя верхними плитами;

- закрепить уложенную теплоизоляцию креплениями, согласно расчетам ветровой нагрузки, пропорционально распределив крепления по площади плиты, но не менее одного крепления на плиту.

- не допускается крепить смежные плиты утеплителя одним креплением на стыках и в углах.

3. Необходимо устанавливать такое количество утеплителя, которое сможете накрыть мембраной за смену.

4. При работе в ненастную погоду (снег, дождь) рекомендуется выкладывать пароизоляцию и теплоизоляцию полосами шириной, равной ширине рулона мембраны от нижней части крыши к верхней и незамедлительно накрывайте мембраной, по возможности не допуская увлажнения утеплителя.

5. По окончании смены рекомендуется укрыть выступающими краями пароизоляции торцы утеплителя, пригрузить от ветра.

В кровлях с несущим профлистом площадь опирания утеплителя на ребра профлиста должна быть не менее 30%, при условии, что толщина утеплителя больше половины шага волн профлиста.

Во время производства работ по устройству кровель из ПВХ – мембраны Protan следует исключить проведение смежных строительных работ, как на принятой под устройство гидроизоляции площади, так и над ней. В противном случае существует вероятность нарушения целостности гидроизоляционного слоя, возникновения протечек и разрушения утеплителя.

Разделительный слой

Разделительный (миграционный) слой применяется, чтобы изолировать мембрану от расположенных на/под ней битумных, полиуретановых, полистирольных материалов. При контакте с этими материалами происходит потеря пластификатора мембраны. Это длительный процесс, но он будет постепенно делать мембрану жесткой и ломкой. В качестве разделительного слоя (1), в зависимости от типа кровли, может применяться стеклохолст, геотекстиль.

Монтаж креплений.

Крепления для кровельной мембраны должны быть сертифицированы и иметь соответствующие прочностные и антикоррозионные показатели.

Расчет креплений основывается на их прочностных показателях и расчете ветровых нагрузок для конкретной кровли. Положение креплений (телескопических элементов) или пластин на мембране, их расстояние от края определяет заводская разметка мембраны. Неправильно установленные крепления умень-

шат надежность кровельного "пирога" и сопротивление ветровой нагрузке будет недопустимо занижено.

Овальные пластины (или овальные телескопические элементы) должны быть установлены длинной стороной вдоль края мембраны или полосы скрытого крепления. В случае, если крепления неправильно расположены, часть пластин может быть в области, где проходит сварочный шов и качество шва снизится.

Длина крепежного элемента зависит от материала основания под кровлю.

Крепления в металлическое основание кровли. Минимальная толщина стального, оцинкованного профлиста для стандартного механического крепления 0,7 мм.. Минимальная толщина листа из алюминия 0.9 мм .(необходимы крепления из нержавеющей стали). Крепление всегда необходимо осуществлять в верхнюю гофру профлиста. При креплении в профлист, самосверлящий шуруп должен выйти из профлиста не менее 15 мм.

Сварочные работы

Сварные соединения кровли столь же крепки, как и сама мембрана. Рулоны по длинной стороне сваривают полуавтоматической сварочной машиной, которая оптимизирует температуру, скорость и давление, при которых сплавляются две мембранных поверхности.

Ручную сварку применяют по коротким торцам рулонов, либо в местах выходов на крышу технологических конструкций в местах примыкания кровли к парапетам, стенам и т.п., на криволинейных участках кровли. Сварку выполняют путем нагрева верхнего и нижнего слоев мембраны и одновременного прижатия поверхностей одной к другой. Шов образуется немедленно.

Сварка возможна при влажной и морозной погоде, поскольку горячий воздух сушит и прогревает обе поверхности, прежде чем сварить. Дополнительная сварка может быть выполнена в любое время в течение всего срока эксплуатации мембраны.

Правила автоматической сварки

- избегая морщин в мембране, раскатать рулон мембраны по длине. Закрепить мембрану (3- 6 креплений) в одной из торцевых кромок полотна. Натянуть полотно по длине, смонтировать на другой кромке полотна крепления. Это будет держать полотно в натяжении, пока будет выполнена процедура крепления полотна по длинным сторонам;

- когда первое полотно механически закреплено по всем сторонам, раскатать другой рулон, с нахлестом равным 120 мм для рулона шириной 1 м, и 130 мм для рулона шириной 2 м. Закрепить один торец, натянуть, закрепить другой;

- выровнять автоматическую сварочную машину относительно линии сварки, установить необходимое давление прижимного колеса, установить направляющее колесо по внешнему краю полотна. Ведущее колесо установить по краю верхнего полотна;

- приподнять и отогнуть край мембраны у прижимного колеса. Вставить сопло инструмента между полотнами, сварочный автомат сам начнет движение;

- убедиться, что прижимное колесо движется по краю верхнего рулона.

Контролировать направление и процесс движения автомата;

- свариваемый шов должен немного дымиться в процессе сварки;

- вытянуть сварочное сопло, когда автомат достигнет конца полотна;

- любые области, до которых тяжело или невозможно добраться сварочным автоматом, должны свариваться феном для ручной сварки;

- не забывать всегда проверять качество шва перед началом сварки и в интервалах через 200 п/м;

- повторить процедуру закрепления и сварки швов мембраны после раскатки других рулонов.

Ручная сварка

Применение ручного оборудования требует обязательного использования силиконового или тефлонового прикаточного ролика, а в сложных местах – узкого латунного ролика. Когда сварка ПВХ-мембраны производится вручную, следует принять к сведению следующие моменты:

- сварку горизонтального шва нужно выполнять с помощью сопла и прикаточных роликов, шириной 28 и 40 мм;

- сварку деталей выполнять с помощью сопла, шириной 20 мм и прикаточного ролика, шириной 6 мм.

Этапы сварки.

Важно:

- установить температуру, изучив температурные режимы на обойме фена;

- перед началом сварки выполнять пробный шов на материале из отходов;

- при сварке нахлеста, всегда предварительно разогреть мембранные слои.

Это выполняется путем помещения плоской части сопла фена между мембранами. Работа прикаточным роликом осуществляется под легким давлением;

- когда происходит основной процесс сварки, плавно проводить сопло вдоль линии шва и прикатывать роликом под углом 45° к краю рулона. При работе с большим роликом, использовать только его крайнюю зону для увеличения давления на шов.

Необходимо держать сопло подальше от нижнего слоя, чтобы не сжечь его.

3.2.3.3 Заключительные работы

После завершения основных работ 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.

3.2.4. Требования к качеству работ

Контроль и оценка качества работ при монтаже конструкций выполняют в соответствии с требованиями нормативных документов:

- СП 48.13330.2011 "Организация строительства";
- СП 70.13330.2012 "Несущие и ограждающие конструкции";
- ГОСТ 26433.2.2-94 "Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений".

Результаты входного контроля оформляются Актом и заносятся в Журнал учета входного контроля материалов и конструкций.

В процессе монтажа необходимо проводить операционный контроль качества работ. Это позволит своевременно выявить дефекты и принять меры по их устранению и предупреждению. Контроль проводится под руководством производителя работ, в соответствии со Схемой операционного контроля качества монтажа конструкций.

Контроль качества сварного шва.

Качество сварного шва определяют не ранее, чем через 10 минут после его устройства:

- визуально, для выявления внутренних дефектов шва (пустот в шве, складок, разрушение верхнего слоя материала);
- механически, с использованием экстрактора шва (крюк) или инструмента аналогичного этому, например, шлицевой отвертки, для проверки качества сварки края шва. Надавливание шлицевой отвертки вдоль края сварного соединения позволяет выявить плохо сваренный участок шва.

Критерии качественного выполнения сварного шва:

- ширина сварного шва - не менее 40 мм;
- обнажение армирующего слоя при разрыве контрольного участка сварного шва по всей ширине шва (не менее 40 мм);
- равномерность сварки по всей длине образца;
- образование валика (1 мм) из вытекшего расплавленного ПВХ по краю сварного шва;

- отсутствие складок и вздутий на всем протяжении шва;
- отсутствие признаков перегрева материала (подтеки, изменение цвета).

Неудовлетворительное качество сварного шва может быть обусловлено:

- неправильным подбором соотношения скорости движения аппарата и температуры сварки;
- неправильным выбором насадки аппарата;
- неправильным подбором усилия (груза) для прикатки шва;
- сильном загрязнении свариваемых поверхностей;
- влажностью самой мембраны, связанной с неправильным хранением материалов;
- недостаточной подготовкой (неровностью) основания кровли;
- загрязнением или деформацией насадок аппарата;
- перебоями в электропитании, скачками напряжения.

При обнаружении дефектов шва необходимо выполнить работы по его финальному довариванию с помощью ручного сварочного оборудования.

При обнаружении складок, пустот в зоне устройства шва, а также нарушений в целостности самого материала необходимо выполнить ремонт таких участков наложением заплат необходимого размера или заменой участка.

Расстояние по всем направлениям от места повреждения до края заплаты должно быть не менее 50 мм. Ширина сварного шва в любом направлении должна быть не менее 40 мм

Показатели качества монтажных работ по устройству кровли из ПВХ – мембраны:

1. Визуально на готовой кровле из ПВХ - мембраны Protan не должно быть складок, провисаний, некачественно выполненных швов, как на горизонтальных и вертикальных поверхностях, так и в местах примыканий.
2. Уклон кровли должен соответствовать проекту.
3. Все узлы кровли должны быть выполнены в соответствии с настоящим руководством и/или с проектной документацией. Высота заведения гидроизо-

ляции на вертикальные поверхности должна быть не меньше 300 мм от поверхности кровли.

4. После монтажа ПВХ-мембраны Protan (особенно выполненного при отрицательных температурах) при повышении температуры воздуха на поверхности материала возможно появление неровностей в виде легкой волнистости. Это явление не ухудшает качества кровли и не влияет на ее долговечность. Вследствие естественной усадки полимерных материалов явление волнистости исчезает в течение одного года. Непосредственно после монтажа допускается волнистость, не образующая складок на материале.

5. Дополнительное усиление кровли из материала Protan на примыканиях, в ендовах, на коньке, у воронок, на карнизных участках не требуется.

6. На кровлях с минимальными уклонами возможно образование линз стоячей водой. Данный фактор не оказывает влияние на качество гидроизоляции кровли.

3.2.5 Потребность в материально-технических ресурсах

Механизация строительных и специальных строительных работ должна быть комплексной и осуществляться комплектами строительных машин, оборудования, средств малой механизации, необходимой монтажной оснастки, инвентаря и приспособлений.

Средства малой механизации, оборудование, инструмент и технологическая оснастка, необходимые для выполнения монтажных работ, должны быть скомплектованы в нормокомплекты в соответствии с технологией выполняемых работ.

Перечень основного необходимого оборудования, машин, механизмов, и инструментов для производства монтажных работ приведен в таблице **на листе 10** графической части.

Перечень технологической оснастки, инструмента, инвентаря и приспособлений для производства монтажных работ приведен в таблице **на лист 10** графической части.

3.2.6 Техника безопасности и охрана труда

Рабочие всех специальностей, назначаемые для выполнения работ на высоте (монтажники, сварщики) должны быть обеспечены проверенными и испытанными предохранительными поясами, без которых они не допускаются к производству работ.

К каждому поясу прикрепляется бирка с данными о производственном испытании и инвентарным номером пояса. Пояса с просроченным сроком испытания на бирке использовать запрещается.

Электросварочные работы должны выполняться в соответствии с требованиями ГОСТ 12.3.003-86 "Работы электросварочные. Требования безопасности", а также ГОСТ 12.0130-78 "Строительство. Электробезопасность. Общие требования".

Размещение сварочного оборудования должно обеспечивать свободный и безопасный доступ к нему.

К работе допускаются электросварщики, прошедшие аттестацию в соответствии с ПБ 03-273-99 "Правилами аттестации электросварщиков и специалистов сварочного производства", утвержденных Госгортехнадзором РФ, сдавшие экзамены по правилам техники безопасности и имеющие удостоверение на право производства сварочных работ и квалификационную группу по электробезопасности не ниже II (до 1000В).

Корпус электросварочных аппаратов и их вторичные обмотки должны быть заземлены. Запрещается использовать в качестве обратного провода контур заземления, и технологическое оборудование.

При любых отлучках с места работы сварщик обязан отключить сварочный аппарат.

Газорезательные работы производятся в соответствии с требованиями "Правилами противопожарного режима в РФ", Постановление правительства РФ от 25.05.2012 №390.

Газовые баллоны разрешается перевозить, хранить, выдавать и получать лицам, прошедшим обучение обращению с ними. Газовые баллоны должны быть защищены от ударов и действия прямых солнечных лучей, а также удалены от источников тепла на расстояние не менее 1м. Расстояние между баллоном с кислородом и баллоном с пропан-бутаном должно быть не менее 6 метров.

Места проведения огневых работ и места установки сварочных аппаратов, баллонов с газами должны быть очищены от горючих веществ и материалов в радиусе 50м от места производства работ, и в зависимости от высоты точки выполнения работ.

Место проведения сварочных и других огневых работ необходимо обеспечить средствами пожаротушения.

3.2.7 Технико-экономические показатели

Калькуляция затрат труда и заработной платы приведена в графической части работы **лист 11** таблица «Калькуляция труда и заработной платы».

Технико-экономические показатели приведены в таблице в графической части работы **лист 11**.

3.3 Проектирование объектного стройгенплана на период возведения надземной части

Разработка строительного генерального плана производится с целью:

- решить вопросы расположения временных производственных зданий и сооружений и механизированных установок, необходимых для производства

строительных и монтажных работ, складов для хранения материалов и конструкций, бытовых помещений для обслуживания персонала строительства и административно-хозяйственных помещений и устройств на строительной площадке;

- установить протяженность временных дорог, сетей водопровода, канализации, электроснабжения, теплоснабжения и других коммуникаций, обслуживающих строительство.

3.3.1 Подбор крана

Подбираем кран по наиболее тяжелому элементу – наиболее тяжелый элемент – металлическая балка пролетом 12 м, ее масса вместе с грузозахватными приспособлениями 5,583 тонны.

Расчёт и выбор крана произведён в разделе 3.1. Для возведения здания принят кран КБ-504.1 и кран КБ-408.21.

3.3.2 Поперечная привязка крана к зданию

Расстояние от здания до оси подкранового пути до ближайшей выступающей части определяем по формуле:

$$B \geq R_{\text{пов.}} + l_{\text{без.}} \quad (3.3.1)$$

где: $R_{\text{пов.}}$ – радиус поворотной платформы крана, (4 м);

$l_{\text{без.}}$ – безопасное расстояние, принимаем 1м.

Подставим в формулу значения:

$$B \geq 4 + 1 = 5\text{м.}$$

Строительство ведется башенным краном КБ-504.1с 2 стоянок и КБ-408.21 с 2 стоянок исходя из условия, что все здание должно перекрываться рабочим вылетом крюка крана для обеспечения монтажа всех конструкций и элементов.

3.3.3 Продольная привязка крана к зданию

Длину рельсовых путей принимаем 106250 мм для башенного крана КБ-504.1:

$$L_{р.п.} = 6250n_{зв} \geq 31250 \text{ мм}$$

$$L_{р.п.} = 6250 \times 17 = 106250 \text{ мм}$$

Длину рельсовых путей принимаем 93750 мм для башенного крана КБ-408.21:

$$L_{р.п.} = 6250n_{зв} \geq 31250 \text{ мм}$$

$$L_{р.п.} = 6250 \times 15 = 93750 \text{ мм}$$

где $n_{зв}$ - количество полузвеньев.

3.3.4 Расчет опасных зон крана

При размещении строительного крана следует установить опасные для людей зоны, в пределах которых могут постоянно действовать опасные производственные факторы.

К зонам постоянно действующих производственных факторов, связанных с работой монтажных кранов, относятся места, где происходит перемещение грузов. Эта зона ограждается защитными ограждениями по ГОСТ 23407-78.

В целях создания условий безопасного ведения работ, действующие нормативы предусматривают зоны: зона обслуживания башенного крана, опасная зона, возникающая от перемещаемых башенным краном грузов, опасная зона,

возникающая от перемещения подвижных рабочих органов самого башенного крана.

Выполним расчет опасных зон для крана КБ-408-21

1. Граница опасной зоны при падении груза со здания – определяется

$$L_r + x = 24,0 + 5,53 = 29,53 \quad (3.3.2)$$

где: L_r - наибольший габарит перемещаемого груза;

x – минимальное расстояние отлета груза [табл.3.1.1], при высоте здания 25,3 м: $x=5,53$ м, найдено интерполяцией.

2. Зона действия башенного крана – пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана. $R_{max}=l_k=40$ м - равна вылету крюка.

3. Опасная зона работы крана – пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении. Для кранов, оборудованных устройством, удерживающим стрелу от падения границу опасной зоны работы R_{on} определяют следующим радиусом:

$$R_{оп} = R_{max} + \frac{1}{2} \cdot B_{гр} + L_{гр} + l_{без} = 40 + 0,035 + 24 + 7,8 = 71,8\text{м} \quad (3.3.3)$$

где: $R_{max}=40$ м - максимальный рабочий вылет стрелы крана;

$\frac{1}{2} B_{гр} = \frac{1}{2} 0,07 = 0,035\text{м}$ - половина наименьшего габарита перемещаемого груза;

$L_{гр}=24$ м - наибольший габарит груза;

$x=7,8$ м - дополнительное расстояние для безопасной работы, устанавливаемое по [табл. 3] при высоте подъема крюка от 20-70м, найденное интерполяцией.

Выполним расчет опасных зон для крана КБ-504.1

1. Граница опасной зоны при падении груза со здания – определяется

$$L_r + x = 12,0 + 4,52 = 16,52 \text{ м} \quad (3.3.4)$$

где: L_r - наибольший габарит перемещаемого груза;

x – минимальное расстояние отлета груза [табл.3], при высоте здания 16,8 м:
 $x=4,52$ м, найдено интерполяцией.

2. Зона действия башенного крана – пространство, находящееся в пределах линии, описываемой крюком крана. $R_{max}=l_k=35$ м - равна вылету крюка.

3. Опасная зона работы крана – пространство, где возможно падение груза при его перемещении с учетом вероятного рассеивания при падении. Для кранов, оборудованных устройством, удерживающим стрелу от падения границу опасной зоны работы R_{on} определяют следующим радиусом:

$$R_{on} = R_{max} + \frac{1}{2} \cdot B_{гр} + L_{гр} + l_{без} = 35 + 0,03 + 12 + 6,04 = 53,07\text{м}$$

где: $R_{max}=35$ м - максимальный рабочий вылет стрелы крана;

$\frac{1}{2} B_{гр} = \frac{1}{2} 0,06 = 0,03\text{м}$ - половина наименьшего габарита перемещаемого груза;

$L_{гр} = 12$ м - наибольший габарит груза;

$x=6,04$ м - дополнительное расстояние для безопасной работы, устанавливаемое по [табл. 3] при высоте подъема крюка от 20-70м, найденное интерполяцией.

3.3.5 Внутрипостроечные дороги

Для внутрипостроечных перевозок пользуются в основном автомобильным транспортом.

Постоянные подъезды не обеспечивают строительство из-за несоответствия трассировки и габаритов, в связи с этим устраивают 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 должна обеспечивать подъезд в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, к площадкам укрупнительной сборки, складам, бытовым помещениям. При разработке схемы движения автотранспорта максимально используют существующие и проектируемые дороги. При трассировке дорог должны соблюдаться 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, двухполосных - 6 м. Зоны дорог, попадающие в опасную зону работы крана, на стройгенплане выделены двойной штриховой линией.

3.3.6 Проектирование складов

Необходимый запас материалов на складе:

$$P = \frac{P_{\text{общ}}}{T} \cdot T_{\text{н}} \cdot k_1 \cdot k_2, \quad (3.3.5)$$

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

T - продолжительность расчетного периода, дн.;

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

K_1 - коэффициент неравномерности поступления материала на склад;

K_2 - коэффициент неравномерности производственного потребления материала в течении расчетного периода.

Полезная площадь склада, занимаемая материалом:

$$F = \frac{P}{V} \quad (3.3.6)$$

где V – количество материала, укладываемого на 1 м^2 площади склада;

P - общее количество хранимого на складе материала.

Общая площадь склада:

$$S = \frac{F}{\beta} \quad (3.3.7)$$

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).

Таблица 3.3.1 – Площади складов

Наименование материалов	Ед. изм.	$P_{\text{общ}}$	T	$T_{\text{н}}$	K_1	K_2	P	V	F	β	S
Стальные конструкции	т	2345,72	23,8	8	1,3	1,3	1332,5	0,7	1903,6	0,4	4759
Профлист	т	488	31,2	12	1,3	1,3	317,2	6	52,9	0,6	88,2
Арматура	т	812,97	13,89	12	1,3	1,3	1187	8	148,4	0,6	247,3

Итого площадь открытых складов –4759м²;

площадь закрытых складов - 335,5 м².

Расчет закрытого склада (для стеклопакетов, дверных блоков, утеплителя, лакокрасочных материалов и т.д.) не производим, так как в качестве него используем площади существующего здания.

3.3.7 Расчет автомобильного транспорта

Основным видом транспорта для доставки строительных грузов является автомобильный.

Необходимое количество единиц автотранспорта в сутки (N_i) определяется для каждого вида грузов по заданному расстоянию перевозки по определенному маршруту:

$$N_i = \frac{Q_i \cdot t_{\text{ц}}}{T_i \cdot q_{\text{мп}} \cdot T_{\text{см}} \cdot K_{\text{см}}}, \quad (3.3.8)$$

где Q_i – общее количество данного груза, перевозимого за расчетный период, т (по расчетным данным ППР);

$t_{\text{ц}}$ - продолжительность цикла работы транспортной единицы, ч;

T_i – продолжительность потребления данного вида груза, дн. (принимается по ППР);

$q_{\text{мп}}$ – полезная грузоподъемность транспорта, т;

$T_{\text{см}} = 7,5$ – сменная продолжительность работы транспорта, ч;

$K_{\text{см}}$ – коэффициент сменой работы транспорта, равный одному или двум (в зависимости от количества смен работы в течении суток).

Продолжительность цикла транспортировки груза:

$$t_{\text{ц}} = t_{\text{нр}} + \frac{2l}{v} + t_{\text{м}}, \quad (3.3.9)$$

где: $t_{\text{нр}}$ – продолжительность погрузки и выгрузки, ч;

l – расстояние, км, перевозки в один конец;

v - средняя скорость, км/ч, движения автотранспорта, зависящая от его типа и грузоподъемности, рельефа местности, класса и состояния дорог;

$t_{\text{м}}$ – период маневрирования транспорта во время погрузки и выгрузки, ч (0,02 – 0,05 ч).

Таблица 3.3.2 - Подбор автотранспорта

Наименование материала	Наименование вида транспорта	Грузоподъемность, т	Количество элементов, перевозимых за расчетный период, м ³	Количество автотранспортных средств	
				тягач	прицеп
Стальные конструкции	КамАЗ - 5410	22,7	2345,72	-	3
Профлист	КамАЗ -	15	488	-	1

	55102				
Арматура	КамАЗ - 55102	15	812,97		2

3.3.8 Проектирование временного городка

Наибольшее число рабочих на строительной площадке – 13 человек.

Площадь конкретного помещения определяется по формуле:

$$F_{\text{тр}} = N \cdot F_{\text{н}}, \quad (3.3.10)$$

где $F_{\text{н}}$ – норма площади, м^2 , на 1-го рабочего.

N – количество работающих, пользующихся данным типом помещений.

Таблица 3.3.3 – Расчет численности персонала

№ п/п	Категории работающих	Удельный вес работающих, %	Численность работающих, чел.	Многочисленная смена	
				Удельный вес работающих, %	Численность работающих, чел.
1	Рабочие	85	13	70	10
2	ИТР и служащие	12	2	80	2
3	ПСО	3	2		2
ВСЕГО:		100	17		14

Таблица 3.3.4 - Расчет площадей временных помещений

№ п/п	Наименование помещений	Единицы измерения	Количество человек	Нормативная площадь		Принятый тип бытового помещения	Площадь, м^2		Количество
				На 1-го человека	Расчетная		Одного здания	Всех зданий	
1	Гардероб (с помещениями для отдыха и обогрева)	м^2	17	1	17	Инвентарный 5x5 м	25	25	1
2	Умывальня	м^2	10	0,05	0,5	Инвентарный 3x3 м	9	9	1
3	Душевая	м^2	10	0,43	4,3	Инвентарный	15	15	1

						3x5м			
4	Сушильня	м ²	10	0,2	2	Инвентарный 2x3 м	6,0	6,0	1
5	Помещение для приема пищи	м ²	14	0,6	8,4	Инвентарный 3x8 м	24	24	1
6	Биотуалет	м ²	14	0,07	0,98	Инвентарный 1x1	1,0	1,0	1
7	Мед. пункт	м ²	14	20 на 300	20	Инвентарный 9,6x2,5 м	23	23	1
8	Прорабская	м ²	2	24 на 5	24	Инвентарный 9x3 м	24	24	1
9	Кабинет по охране труда	м ²	14	23 на 100	23	Инвентарный 8,9x2,8 м	23	23	1

3.3.9 Электроснабжение строительной площадки

Электроэнергия расходуется на производственные силовые потребители (краны, подъемники, транспортеры, сварочные аппараты, электроинструмент, электрооборудование подсобного производства), технологические нужды (электротермообработка грунта, бетона и т.п.), внутреннее и наружное освещение.

Расчет мощности, необходимой для обеспечения строительной площадки электроэнергией:

$$P = \alpha \cdot \left(\sum \frac{K_1 \times P_c}{\cos\varphi} + \sum \frac{K_2 \times P_T}{\cos\varphi} + \sum K_3 \times P_{\text{осв}} + \sum P_H \right), \quad (3.3.11)$$

где, P – расчетная нагрузка потребителей, кВт;

α – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности (1,05 – 1,1);

K_1, K_2, K_3, K_4 – коэффициенты спроса, определяемые числом потребителей и несовпадением по времени их работы, [44];

P_c – мощность силовых потребителей, кВт;

P_T – мощность, требуемая для технологических нужд;

$P_{\text{осв}}$ – мощность, требуемая для наружного освещения;

$\cos \varphi$ – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей [44].

Общая нагрузка по установленной мощности составит:

$$P = 1,05 \cdot 304,1 = 319,3 \text{ кВт}$$

Принимаю подстанцию КТП СКБ Мосстрой - передвижная подстанция закрытого типа с размерами в плане 3,33м×2,22м, мощностью 320 кВт.

Количество прожекторов:

$$n = \frac{P \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}} = \frac{0,2 \cdot 3,5 \cdot 42278,04}{1000} = 29 \text{ шт.}$$

где: P – удельная мощность, Вт/м² (прожектор ПЗС-45 $P=0,2$ Вт/м²);

E – освещенность, лк (охранное $E=3,5$);

S – размеры площадки, подлежащей освещению, м²;

$P_{\text{л}}$ – мощность лампы прожектора, Вт (ПЗС-45 $P_{\text{л}}=1000$).

Принимаем 7 прожекторов с расстановкой по периметру ограждения.

Таблица 3.3.5 – Расчет мощности силовых потребителей

Наименование потребителей	Ед. измерения	Кол-во	Удельная мощность на единицу измерения, кВт	Коэф. спроса, K_c	$\cos \varphi$	Требуемая мощность
1	2	3	4	5	6	7
Силовые потребители						
Кран башенный КБ-504.1	шт.	1	190	0,2	0,5	76
Кран башенный КБ-408.21	шт	1	123	0,2	0,5	49,2
Компрессор	шт.	2	3	0,7	0,8	5,25
Сварочная машина	шт	2	15	0,35	0,7	15
Вибратор	шт	2	1,5	0,15	0,6	0,75
Мелкий строительный инструмент	шт	15	1,5	0,15	0,6	5,6
Внутреннее освещение						

Наименование потребителей	Ед. измерения	Кол-во	Удельная мощность на единицу измерения, кВт	Коэф. спроса, K_c	$\cos \varphi$	Требуемая мощность
Отделочные работы	м ²	12125,11	0,015	0,8	1,0	145,5
Административные и бытовые помещения	м ²	150	0,018	0,8	1,0	2,16
Наружное освещение						
Территория строительства	м ²	42278,04	0,0002	0,8	1,0	6,76
Охранное освещение	км	0,7	1,5	0,8	1,0	0,84
Освещение главных проходов и проездов	км	0,122	0,005	0,8	1,0	0,0005
ИТОГО						304,1

3.3.10 Водоснабжение строительной площадки

Водоснабжение строительной площадки обеспечивает потребности на производственные, санитарно – бытовые нужды и тушение пожаров. Потребность в воде рассчитывается на период наиболее интенсивного водопотребления. Суммарный расчётный расход воды определяется по формуле:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз.-пит.}} + Q_{\text{душ}} + Q_{\text{пож}} \quad (3.3.12)$$

Расход воды на производственные нужды определяется по формуле:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{1,2 \cdot \sum V \times q_1 \times K_q}{t \times 3600}, \quad (3.3.13)$$

где 1,2 – коэффициент учитывающий потери воды;

V – объем строительно-монтажных работ;

q_1 – норма удельного расхода воды, л, на единицу потребителя [44];

K_q – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены для данной группы потребителей [44];

t – количество часов потребления в смену.

Расход воды на производственные нужды по формуле (3.3.13):

$$Q_{np} = \frac{1,2 \cdot 67,6 \cdot 190 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 0,86 \text{ л/с}$$

Расход воды на хозяйственно – питьевые нужды определяется по формуле:

$$Q_{\text{хоз-пит.}} = \frac{N_{\text{макс}}^{\text{см}} \cdot q_2 \cdot K_{\text{ч}}}{8 \cdot 3600}, \quad (3.3.14)$$

где $N_{\text{макс}}^{\text{см}}$ – максимальное количество работающих в смену, чел;

q_2 – норма потребления воды, л, на 1 человека в смену;

$K_{\text{ч}}$ – коэффициент часовой неравномерности для данной группы потребителей [44].

Подставим значения в формулу (3.3.14):

$$Q_{\text{хоз-пит.}} = \frac{10 \cdot 25 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,02 \text{ л/с}$$

Расход воды на душевые установки рассчитывается по формуле:

$$Q_{\text{душ}} = \frac{N_{\text{макс}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot K_{\text{н}}}{t_{\text{душ}} \cdot 3600}, \quad (3.3.15)$$

где: q_3 – норма удельного расхода воды на одного пользующегося душем, равная 30л;

$K_{\text{н}}$ – коэффициент, учитывающий число пользующихся душем ($K_{\text{н}}=0,3$);

$t_{\text{душ}}$ – продолжительность пользования душем ($t_{\text{душ}}=0,5$ ч).

Подставим значение в формулу (3.3.15):

$$Q_{\text{душ}} = \frac{10 \cdot 30 \cdot 0,3}{0,5 \cdot 3600} = 0,05 \text{ л/с}$$

Расход воды на наружное пожаротушение определяется в соответствии с установленными нормами. Для объекта с площадью застройки до 10 га расход воды принимается из расчета одновременного действия двух струй из гидрантов по 20 л/с.

$$Q_{\text{пож}} = 2 \times 5 = 10 \text{ л/с}$$

Ввиду того, что во время пожара резко сокращается или полностью останавливается использование воды на производственные и хозяйственные нужды, ее расчетный расход находят по формуле:

$$Q_{\text{расч.}} = Q_{\text{пож}} + 0,5(Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз.-пит.}} + Q_{\text{душ}}) = 10 + 0,5(0,86 + 0,02 + 0,05) = 10,5 \text{ л/с}$$

Диаметр магистрального ввода временного водопровода:

$$D = 63,25 \sqrt{\frac{Q_{\text{общ.}}}{\pi \cdot v}} = 63,25 \sqrt{\frac{10,5}{3,14 \cdot 1,5}} = 95,45 \text{ мм.}$$

Принимаем трубу с наружным диаметром 101,3 по ГОСТ 3265-75.

3.3.11 Мероприятия по охране труда и пожарной безопасности

Опасные зоны, в которые вход людей, не связанных с данным видом работ, запрещен, обозначены и огорожены. Предусмотрены безопасные пути для пешеходов и автомобильного транспорта. Временные административно-хозяйственные здания сооружения размещены вне зоны действия монтажного крана. Туалеты размещены так, что расстояние от наиболее удаленного места

вне здания не превышает 200 м. Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающее 75 м до рабочих мест.

Между временными зданиями и складами предусмотрены противопожарные разрывы согласно [10].

Созданы безопасные условия труда, исключая возможность поражения электрическим током в соответствии с нормами [10].

Строительная площадка, проходы и рабочие места освещены.

Обозначены места для курения и размещены пожарные посты, оборудованы инвентарем для пожаротушения.

3.3.12 Мероприятия по охране окружающей среды

На территории строительства максимально сохраняются деревья, кустарники и травяной покров. При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в специально отведенных местах.

Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом предотвращения повреждения древесно-кустарниковой растительности. Движение строительной техники и автотранспорта организованное. Исключается беспорядочное и неорганизованное движение строительной техники и автотранспорта.

Бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных емкостях. Емкости для сбора мусора устанавливаются в специально отведенных местах.

Производственные и бытовые стоки, образующиеся на строительной площадке, должны очищаться и обезвреживаться.

4 Экономика строительства

4.1 Определение стоимости строительства на основе нормативов НЦС

В данном проекте рассматривается административно – торговый центр по ул. Дмитрия Мартынова в г. Красноярске общей площадью 39546,71 м².

Для определения стоимости строительства центра используем укрупненные нормативы цены строительства (НЦС). Сметный расчет составляется на основе МДС 81-02-12-2011. С учетом функционального назначения планируемого строительства объекта и его мощностных характеристик для определения стоимости строительства выбираем норматив НЦС 81-02-02-2014 «Административные здания».

Определение значения прогнозного индекса-дефлятора рекомендуется осуществлять по формуле (4.1):

$$I_{IP} = I_{н.стр.} / 100 \times \left(100 + \frac{I_{нл.н.} - 100}{2} \right) / 100, \quad (4.1)$$

где $I_{н.стр.}$ - индекс цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемый для прогноза социально-экономического развития Российской Федерации, от даты уровня цен, принятого в НЦС, до планируемой даты начала строительства, в процентах;

$I_{нл.н.}$ - индекс цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемый для прогноза социально-экономического развития Российской Федерации, на планируемую продолжительность строительства объекта в процентах.

Расчет стоимости строительства сведем в таблицу 4.1

Таблица 4.1 – Прогнозная стоимость строительства административно - торгового центра с чистовой отделкой общей площадью квартир 39546,71 м² для г. Красноярска

№ п / п	Наименование показателя	Обоснование	Ед. изм.	Кол.	Стоимость ед. изм. по состоянию на 01.01.2014, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогножном) уровне, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
1	Бизнес-центр до 40 000 м ²	НЦС 81-02-02-2014, табл. 02-03-001, расценка 02-03-001-01	м ²	39546,71	46,29	1830617,21
2	Коэффициент стесненности	НЦС 81-02-02-2014, п.19			1,08	
3	Коэффициент на сейсмичность	МДС 81-02-12-2011, Приложение 3			1	
5	Стоимость строительства с учетом сейсмичности и стесненности					1977066,58
	Поправочные коэффициенты					
6	Поправочный коэффициент перехода от базового района (Московская область) к ТЕР Красноярского края (1 зона)	МДС 81-02-12-2011, Приложение 2			1	
7	Регионально-климатический коэффициент	МДС 81-02-12-2011, Приложение 1			1,09	

№ п / п	Наименование по- казателя	Обоснование	Ед. изм.	Кол.	Стои- мость ед. изм. по состоя- нию на 01.01.201 4, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогножном) уровне, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
	Стоимость строи- тельства с учетом сейсмичности, территориальных и регионально- климатических условий					2155002,58
	Продолжитель- ность строитель- ства		мес.	24		
	Начало строитель- ства	01.01.2016				
	Окончание строи- тельства	01.01.2018				
	Расчет индекса- дефлятора на осно- вании показателей Минэкономразви- тия России: Ин.стр. с 01.01.2014 по 01.01.2015 = 104,9%; с 01.01.2015 по 01.01.2016=105,2% Ипл.п. с 01.01.2016 по 01.01.2017 = 105,5% с 01.01.2017 по 31.01.2017 = 105,1%	Информация Министер- ства эконо- мического развития Российской Федерации			1,078	
	Всего стоимость строительства с учетом сроков строительства					2323092,78
	НДС		%	18		418156,70

№ п / п	Наименование по- казателя	Обоснование	Ед. изм.	Кол.	Стои- мость ед. изм. по состоя- нию на 01.01.201 4, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогножном) уровне, тыс. руб.
1	2	3	4	5	6	7
	Всего с НДС					2741249,48

4.2 Составление локальных сметных расчетов на основе тех. карт на отдельные виды общестроительных работ

Локальные сметы на отдельные виды общестроительных работ по типовой форме №4 (МДС81-35.2004), составлены базисно – индексным способом с использованием программного комплекса Гранд-смета на основании технологических карт на возведение каркаса здания и устройство кровельного покрытия, разработанных в 5 разделе выпускной работы. Локальные сметные расчеты составлены в ценах на 1 квартал 2016г, с использованием ФЕР (Федеральных Единичных Расценок) в редакции 2014г., введенных в действие приказом Мин-стра России от 12.11.14 №703/пр.

Для перевода в текущие цены по состоянию на первый квартал 2016г. применены индексы перевода по статьям затрат для «Административных зда-ний» ОЗП = 18,95, ЭМ = 11,51, ЗПМ = 18,95, МАТ = 4,51 , согласно Информа-ционно-справочным материалам (ИСМ 81-24-2016-01).

В локальном сметном расчете учтены лимитированные затраты:

1. Временные здания и сооружения 1, 8 % согласно приложению №1 п.п. 4.2 к ГСН 81-05-01-2001.

2. Производство работ в зимнее время 3% согласно таблице 4 п.11.4 с учетом пункта 14 ГСН 81-05-02-2007.

3. Непредвиденные расходы в размере 2 % согласно МДС81-35.2004 п 4.96.

4. Налог на добавленную стоимость в размере 18%.

Так же учтены коэффициенты к накладным расходам и сметной прибыли (0,8 и 0,85 соответственно) согласно письму Госстроя от 27.11.2012 N 2536-ИП/12/ГС.

Величина накладных расходов и сметной прибыли определена согласно МДС81-33.2004 и МДС соответственно по видам общестроительных работ в процентах от фонда оплаты труда (ФОТ).

Локальные сметные расчеты: на возведение надземной части здания (каркас) и на устройство кровли из ПВХ – мембраны представлены в приложениях Г и Д, соответственно.

Заключение

В данной выпускной работе был разработан проект на строительство административно – торгового центра по ул. Д. Мартынова в г. Красноярске.

Предмет исследования, его цели и задачи определили логику и структуру проекта. В результате дипломного проектирования были достигнуты следующие результаты:

- Выполнены основные архитектурно-строительные чертежи по объекту, в котором решены вопросы планировки, отделки и организации перемещений внутри здания, произведен теплотехнический расчет стен, окон, покрытия кровли;
- Произведены расчеты основных несущих элементов здания. Рассчитаны металлические конструкции: стропильная ферма, главная балка составного сечения.
- Произведено вариантное проектирование фундамента (свайного и неглубокого заложения, в результате расчетов были выбраны забивные сваи длиной 6 м, как наиболее эффективные и экономичные.
- Разработана технологическая карта на возведение каркаса здания, в результате которой подобраны основные средства механизации, порядок и правила безопасной организации работ по возведению каркаса.
- Разработана технологическая карта на устройство кровли из ПВХ – мембраны Protan SE, в результате которой были выбраны основные средства механизации, выбран оптимальный способ подъема материалов к месту установки, определен порядок производства работ по устройству кровли.
- Разработан объектный строительный генеральный план на возведение надземной части здания.
- Определена прогнозная стоимость строительства объекта по средствам сборника НЦС 81-02-02-2014, так же определена стоимость возведения каркаса здания по сборникам ФЕР (Федеральные единичные расценки).

Список использованных источников

1. СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения. Актуализированная редакция СНиП 31-06-2009. – Введ. 01.09.2014 г. — М.: ФАУ ФЦС, 2012.— 77 с.
2. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23.02.-2003. – Введ. 1.01.2012. – М.: ООО «Аналитик», 2012. – 96с.
3. СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13 -88. – Взамен СП 29.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 64с.
4. СП 52.13330.2011 Естественное и искусственное освещение. Актуализированная редакция СНиП 23-05-95*. – Взамен СП 52.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 70с.
5. СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23-03-2013. – Взамен СП 51.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 42с.
6. СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76. – Взамен СП 17.13330.2010; введ. 20.05.2011. - М.: ОАО ЦПП, 2010. – 74с.
7. ГОСТ Р 21.1101 – 2013 Система проектной документации для строительства. Основные требования к проектной и рабочей документации. – Взамен ГОСТ Р 21.1101 – 2009; введ. с 11.06.2013. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 55с.
8. ГОСТ 21.501 – 2011 Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. – Взамен ГОСТ 21.501 – 93; введ. с 1.05.2013. – Москва: Стандартинформ, 2013. – 45с.
9. ГОСТ 21.502-2007 Система проектной документации для строительства. Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций. – Введ. с 01.01.2009. – Москва: Стандартинформ, 2008. – 20с

10. СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 173с.
11. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – Взамен СП 20.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 90с.
12. Петухова, И.Я. Металлические конструкции, включая сварку: учебно-методическое пособие для курсового проекта бакалавров направления 270800.62 «Строительство» / И.Я. Петухова. – Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2014. – 111с.
13. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / ЦНИИПроектстальконструкция – М.: 1989. – 53 с.
14. Методические указания к курсовой работе для студентов специальности 290300 «Промышленное и гражданское строительство»/ Крас ГАСА. – Красноярск, 2003. – 73 с.
15. Мандриков, А.П. Примеры расчета металлических конструкций: учеб.пособие. Ч.2. / А.П. Мандриков. – Изд. 3-е, перераб. и доп. – М.: Техиздат, 2007. – 206с.
16. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – Взамен СП 24.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 86с.
17. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83. - Взамен СП 22.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011. – 162с.
18. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий сооружений /Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 2005. - 130 с.
19. Основания и фундаменты: Методические указания к курсовому проектированию для студентов специальности 290505 “Городское строительство и хозяйство”. – Красноярск: КрасГАСА, 2000. – 52с.

20. Козаков, Ю.Н. Проектирование фундаментов неглубокого заложения: метод. указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н. Козаков, Г.Ф. Шишканов. — Красноярск: КрасГАСА, 2003. - 60с.
21. Козаков, Ю.Н. Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: метод. указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н. Козаков, Г.Ф. Шишканов. — Красноярск: КрасГАСА, 2003. - 54 с.
22. Ухов, С.Б. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др.; Под ред. С.Б. Ухова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.: ил.
23. Механика грунтов: Контрольные работы и методические указания к их выполнению для студентов специальностей 290300, 290700, 290800 заочной формы обучения. – Красноярск: КрасГАСА, 2005. – 45с.
24. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84) / ЦИТП Госстроя СССР. – М.: 1985. – 52 с.
25. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01 – 87. – Введ. 01.01.2013. – М: ОАО ЦПП, 2013. – 280 с.
26. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01 – 87. – Введ. 01.01.2013. – М: ОАО ЦПП, 2013. – 280 с.
27. Гребенник, Р.А. Монтаж строительных конструкций, зданий и сооружений: учебное пособие / Р.А. Гребенник, В.Р. Гребенник. - М.: АСВ, 2009. — 312с.
28. Вильман, Ю.А. Технология строительных процессов и возведения зданий. Современные прогрессивные методы: учебное пособие для вузов / Ю.А. Вильман. – Изд. 2-е, перераб. и доп. — М: АСВ, 2008. — 336с.
29. Справочник строителя. Строительная техника, конструкции и технологии / Ф. Хансйорг [и др.]; под ред. А.К. Соловьева — М.: Техносфера, 2008. - 856с.
30. Методические рекомендации по разработке и оформлению технологической карты МДС 12-29.2006. – М.: ЦНИИОМТП, 2007. – 9с.

31. Хамзин, С.К. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование: учебное пособие для студентов строит, вузов / С.К. Хамзин, А.К. Карасев. - М.: ООО «Бастет», 2007. -216с.
32. Анпилов, С.М. Опалубочные системы для монолитного строительства: учебное пособие для вузов / С.М. Анпилов. - М.: АСВ, 2005. - 280с.
33. Соколов, Г.К. Технология возведения специальных зданий и сооружений: учеб. пособие для студ. высш. учеб. заведений / Г.К. Соколов, А.А. Гончаров. – М.: «Академия», 2005. – 352с.
34. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: учебник для строительных вузов в 2ч. Ч.1 / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лapidус. - М.: Высшая школа, 2005. - 392с.
35. Теличенко, В.И. Технология строительных процессов: учебник для строительных вузов в 2ч. Ч.2/ В.И. Теличенко, О.М. Терентьев. А.А. Лapidус. - М.: Высшая школа, 2005. - 392с.
36. Монтаж металлических и железобетонных конструкций: учебное пособие для сред. специальных учеб. заведений / Г.Е. Гофштейн, В. Ким, В.Нищев, А. Соколова. — М.: Стройиздат, 2004. - 584с.
37. Каталог схем строповок конструкций зданий и сооружений территориальных каталогов ТК-1-1.88 и ТК-1-2 и строительных материалов в контейнерах. - М.: МК ТОСП, 2002. -58с.
38. Каталог средств монтажа сборных конструкции здания и сооружения. -М.: МК ТОСП, 1995. - 64с.
39. ЕНиР: Комплект / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1987.
40. Карты трудовых процессов. Комплект / Госстрой СССР - М.: Стройиздат, 1984.
41. СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция. – Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011.
42. Баронин, С.А. Организация, планирование и управление строительством. учебник / С.А. Баронин, П.Г. Грабовый, С.А. Болотин. – М.: Изд-во «Проспект», 2012. – 528с.

43. Терехова, И.И. Организационно-технологическая документация в строительстве: учебно-методическое пособие для практических занятий, курсового и дипломного проектирования / И.И. Терехова, Л.Н. Панасенко, Н.Ю. Клиндух. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012. - 40 с.
44. МДС 12 - 46.2008. Методические рекомендации по разработке и оформлению проекта организации строительства, проекта организации работ по сносу (демонтажу), проекта производства работ.- М.: ЦНИИОМТП, 2009.
45. Болотин, С.А. Организация строительного производства : учеб, пособие для студ. высш. учеб, заведений / С.А.Болотин, А.Н.Вихров. - М.: Издательский центр « Академия», 2007. - 208с.
46. РД-11-06-2007. Методические рекомендации о порядке разработки проектов производства работ грузоподъемными машинами и технологических карт погрузочно-разгрузочных работ. – Введ. 01.07.2007.
47. Организация, планирование и управление строительным производством: учебник. / Под общ.ред.проф П.Г. Грабового. – Липецк: ООО «Информ», 2006. - 304с.
48. "О саморегулируемых организациях". Федеральный закон от 1 декабря 2007 г. № 315-ФЗ.
49. Градостроительный кодекс Российской Федерации. Федеральный закон от 29.12.2004 г № 190 - ФЗ. - М.: Юрайт- Издат. 2006. - 83 с.
50. СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве: в 2ч. Общие требования. - Взамен СНиП 12-03-99; введ. 2001-09-01. - М.: Книга - сервис, 2003.
51. СНиП 12-04-2002. Безопасность труда в строительстве: в 2ч. Ч.2. Строительное производство. - Взамен разд. 8-18 СНиП III-4-80.* введ.2001-09-01. - М.: Книга-сервис, 2003.
52. Дикман, Л.Г. Организация строительного производства: учеб. для строит, вузов / Л.Г.Дикман. - М.: АСВ, 2002. - 512 с.

53. СНиП 1.04.03-85*. Нормы продолжительности строительства и заделов в строительстве предприятий, зданий и сооружений: в 2ч. - Госстрой России – М.: АПП ЦИТП, 1991.
54. Саенко, И.А. Экономика отрасли (строительство): методические указания к выполнению курсовой работы / И.А. Саенко, Е.В. Крелина, Н.О. Дмитриева. - Красноярск: Сиб. федер. ун-т, 2012.
55. Арdziнов, В.Д. Сметное дело в строительстве: самоучитель./ В.Д. Арdziнов, Н.И. Барановская, А.И. Курочкин. - СПб.: Питер, 2009. -480 с.
56. Саенко, И.А. Экономика отрасли (строительство): конспект лекций – Красноярск, СФУ, 2009.
57. Арdziнов, В.Д. Как составлять и проверять строительные сметы/ В.Д. Арdziнов. - СПб.: Питер 2008. – 208с.
58. Барановская, Н.И. Основы сметного дела в строительстве: учеб.пособие для образовательных учреждений./ Н.И. Барановская, А.А. Котов. - СПб.: ООО «КЦЦС», 2005. – 478с.
59. МДС 81-35.2004. Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации. - Введ. 2004-03-09. — М.: Госстрой России, 2004.
60. МДС 81-33.2004. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве. - Введ. 2004-01-12. - М.: Госстрой России, 2004.
61. ГСН 81-05-01-2001. Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений. - Введ. 2001-05-15. - М.: Госстрой России, 2001.
62. ГСН 81-05-02-2001. Сборник сметных норм дополнительных затрат при производстве строительного-монтажных работ в зимнее время. - Введ. 2001-06-01. - М.: Госстрой России, 2001.
63. МДС 81-25.2001..Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве. - Введ. 2001-02-28. - М.: Госстрой России, 2001.

64. НЦС 81-02-2014. Государственные сметные нормативы. Укрупненные нормативы цены строительства. – Введ. 28.08.2014. – М.:2014, - 305 стр.
65. Программный комплекс «Гранд-смета».

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Результаты подбора. Файл проекта C:\\Documents and Settings\\student\\Рабочий стол\\расчет фермы 24м (11 версия) готовый.SPR

Группы конструктивных элементов

Таблица Г.1 – Группа верхний пояс

Конструктивный элемент	Группа унификации	Исходное сечение	Результат подбора
24	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
25	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
26	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
27	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
28	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
29	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
30	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5
31	верхний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 140x5

Таблица Г.2 – Группа нижний пояс

Конструктивный элемент	Группа унификации	Исходное сечение	Результат подбора
1	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5
2	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5
3	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5
4	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5
5	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5
6	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5
7	нижний пояс	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 120x5

ОКОНЧАНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ А

Таблица Г.3 – Группа опорные раскосы

Конструктивный элемент	Группа унификации	Исходное сечение	Результат подбора
22	опорные раскосы	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
23	опорные раскосы	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5

Таблица Г.4 – Группа элементы решетки

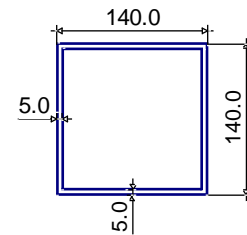
Конструктивный элемент	Группа унификации	Исходное сечение	Результат подбора
8	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
9	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
10	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
11	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
12	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
13	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
14	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
15	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
16	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
17	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
18	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
19	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
20	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5
21	элементы решетки	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5	Квадратные трубы по ТУ 36-2287-80 80x5

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Проверка элементов стальных конструкций

Группа верхний пояс. Элемент №24

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м

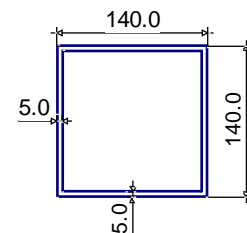


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.72
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.26
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.26
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	0.75
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

Коэффициент использования 0.75 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №25

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м



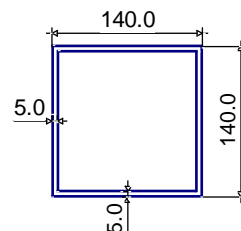
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	1.04
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.67
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.67
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	1.19
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Коэффициент использования 1.19 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №26

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м

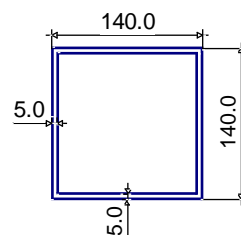


Проверено по СНИП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	1.23
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.91
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.91
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	1.43
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

Коэффициент использования 1.43 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №27

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м



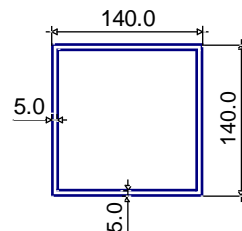
Проверено по СНИП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	1.3
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	1.0
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	1.0
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	1.52
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Коэффициент использования 1.52 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №28

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м

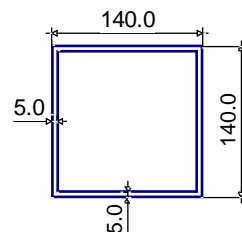


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	1.3
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	1.0
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	1.0
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	1.52
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

Коэффициент использования 1.52 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №29

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м



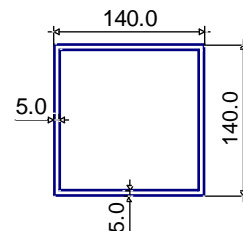
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	1.23
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.91
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.91
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	1.43
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Коэффициент использования 1.43 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №30

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м

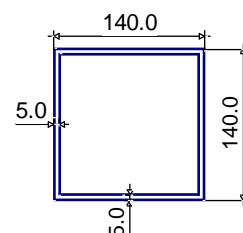


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	1.04
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.67
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.67
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	1.19
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

Коэффициент использования 1.19 - устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии

Группа верхний пояс. Элемент №31

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.001 м



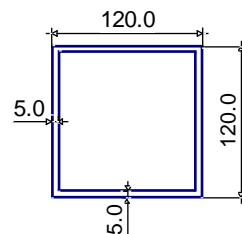
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
п.5.12	прочность при действии изгибающего момента M_y	0.51
пп.5.12,5.18	прочность при действии поперечной силы Q_z	0.11
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.72
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.26
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.26
п.5.27	устойчивость в плоскости действия момента M_y при внецентренном сжатии	0.75
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.3
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.3

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Коэффициент использования 0.75 - устойчивость в плоскости действия момента M_u при внецентренном сжатии

Группа нижний пояс. Элемент №1

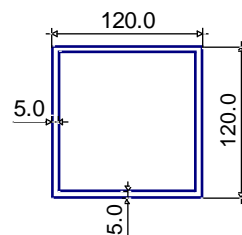
Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м



Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.47
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.35
Коэффициент использования 0.47 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики		

Группа нижний пояс. Элемент №2

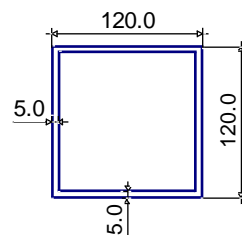
Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м



Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.77
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.35
Коэффициент использования 0.77 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики		

Группа нижний пояс. Элемент №3

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м



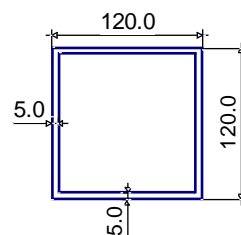
ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0 . 92
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0 . 35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0 . 35

Коэффициент использования 0 . 92 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики

Группа нижний пояс. Элемент №4

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м

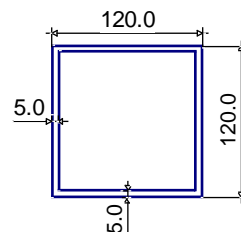


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0 . 93
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0 . 35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0 . 35

Коэффициент использования 0 . 93 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики

Группа нижний пояс. Элемент №5

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м



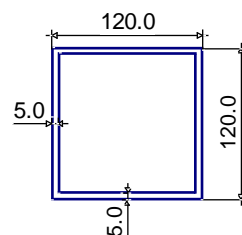
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0 . 92
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0 . 35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0 . 35

Коэффициент использования 0 . 92 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Группа нижний пояс. Элемент №6

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м

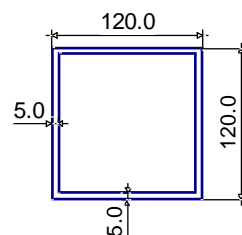


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.77
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.35

Коэффициент использования 0.77 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики

Группа нижний пояс. Элемент №7

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 3.0 м

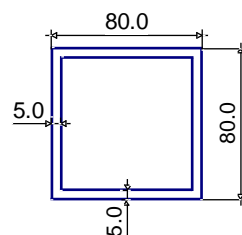


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.47
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.35
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.35

Коэффициент использования 0.47 - прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики

Группа опорные раскосы. Элемент №22

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 2.49
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.193 м



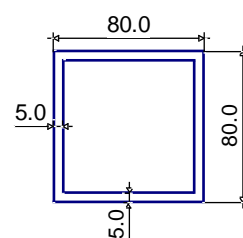
ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.55
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.99
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.4

Коэффициент использования 0.99 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

Группа опорные раскосы. Элемент №23

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 2.49
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.193 м

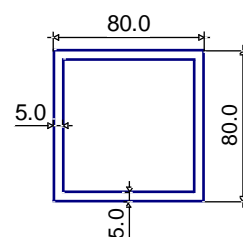


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.55
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.99
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.4

Коэффициент использования 0.99 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

Группа элементы решетки. Элемент №8

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.26 м



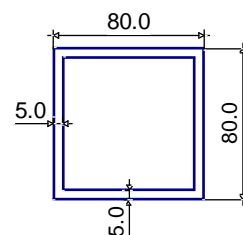
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.53
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)	0.82
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Z1 (X1,O,V1)	0.82
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.41
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.41

Коэффициент использования 0.82 - устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Группа элементы решетки. Элемент №9

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 2.26 м

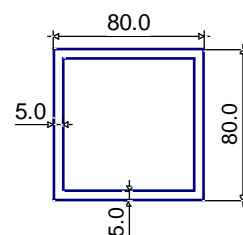


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.36
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.41
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.41

Коэффициент использования 0.41 - предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$

Группа элементы решетки. Элемент №10

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 2.328 м

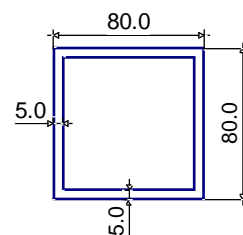


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.34
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.54
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.54
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.42
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.42

Коэффициент использования 0.54 - устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)

Группа элементы решетки. Элемент №11

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 2.328 м



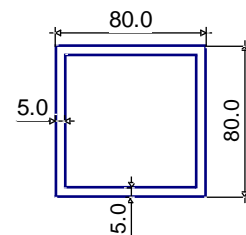
ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.19
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.42
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.42

Коэффициент использования 0.42 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

Группа элементы решетки. Элемент №12

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.397 м

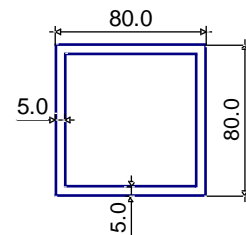


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.17
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)	0.28
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Z1 (X1,O,V1)	0.28
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.43
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.43

Коэффициент использования 0.43 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

Группа элементы решетки. Элемент №13

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.397 м



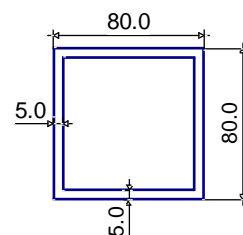
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.03
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.43
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.43

Коэффициент использования 0.43 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Группа элементы решетки. Элемент №14

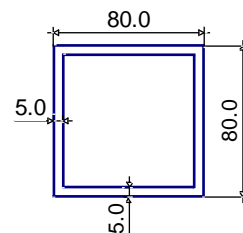
Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.468 м



Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.01
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)	0.02
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Z1 (X1,O,V1)	0.02
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.45
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.45
Коэффициент использования 0.45 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1		

Группа элементы решетки. Элемент №15

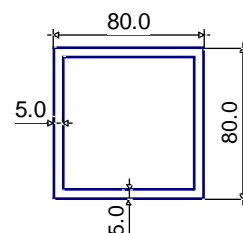
Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.468 м



Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.01
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)	0.02
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Z1 (X1,O,V1)	0.02
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.45
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.45
Коэффициент использования 0.45 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1		

Группа элементы решетки. Элемент №16

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.397 м



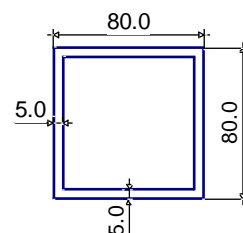
ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.03
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.43
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.43

Коэффициент использования 0.43 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

Группа элементы решетки. Элемент №17

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.397 м

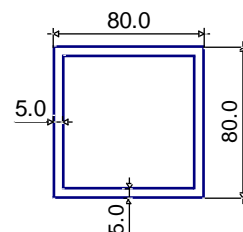


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.17
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)	0.28
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Z1 (X1,O,V1)	0.28
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.43
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.43

Коэффициент использования 0.43 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

Группа элементы решетки. Элемент №18

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Y1 -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости X1,Z1 -- 1.0
 Длина элемента -- 2.328 м



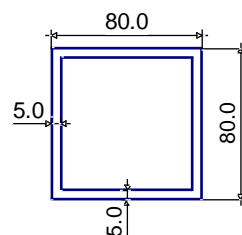
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.19
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.42
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.42

Коэффициент использования 0.42 - предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

Группа элементы решетки. Элемент №19

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 2.328 м

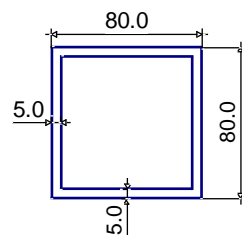


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.34
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)	0.54
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Z1$ ($X1, O, V1$)	0.54
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.42
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.42

Коэффициент использования 0.54 - устойчивость при сжатии в плоскости $X1, O, Y1$ ($X1, O, U1$)

Группа элементы решетки. Элемент №20

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 2.26 м

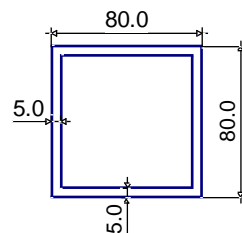


Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.36
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$	0.41
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости $X1, O, Z1$	0.41

Коэффициент использования 0.41 - предельная гибкость в плоскости $X1, O, Y1$

Группа элементы решетки. Элемент №21

Расчетное сопротивление стали $R_y = 333540.0 \text{ кН/м}^2$
 Коэффициент условий работы -- 1.0
 Предельная гибкость -- 180.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Y1$ -- 1.0
 Коэффициент расчетной длины в плоскости $X1, Z1$ -- 1.0
 Длина элемента -- 2.26 м



ОКОНЧАНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Б

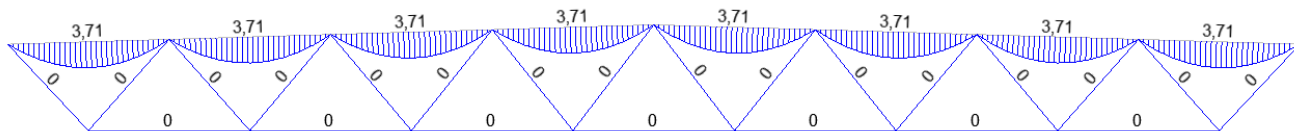
Проверено по СНиП	Результаты расчета Фактор	Коэффициенты использования :
пп.5.24,5.25	прочность при совместном действии продольной силы и изгибающих моментов без учета пластики	0.53
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)	0.82
п.5.3	устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Z1 (X1,O,V1)	0.82
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Y1	0.41
пп.6.15,6.16	предельная гибкость в плоскости X1,O,Z1	0.41

Коэффициент использования 0.82 - устойчивость при сжатии в плоскости X1,O,Y1 (X1,O,U1)

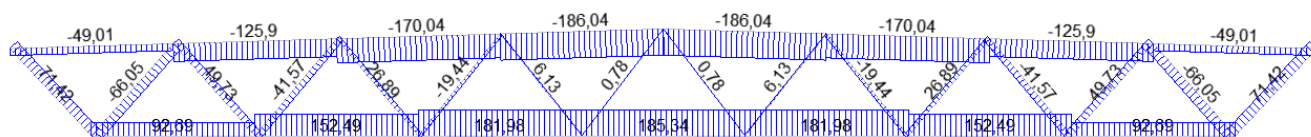
ПРИЛОЖЕНИЕ В

Эпюры усилий в стропильной ферме

а)



б)



в)

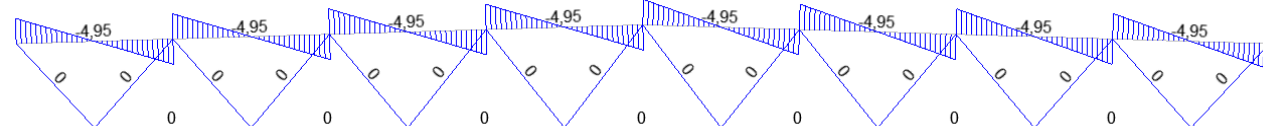
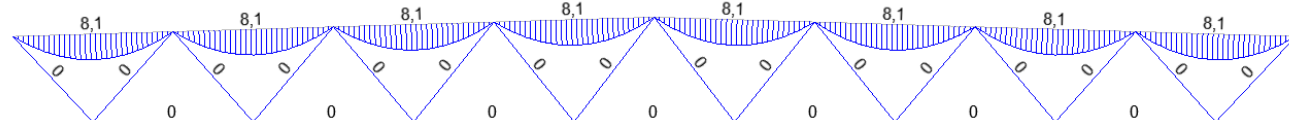
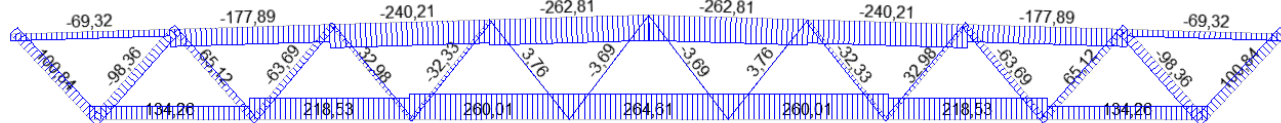


Рисунок В.1 – Эпюры усилий от постоянной нагрузки а) изгибающих моментов M ; б) продольных сил N ; в) поперечных сил Q

а)



б)



в)

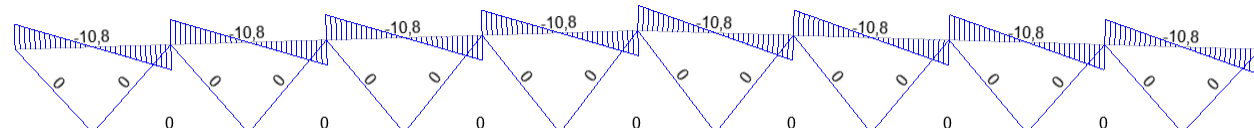
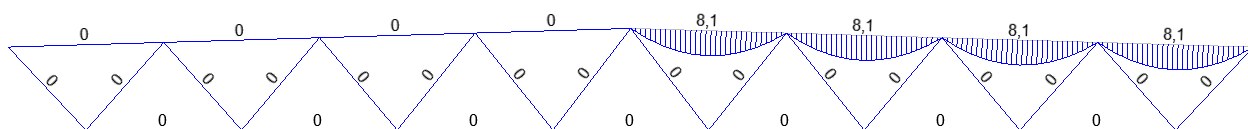


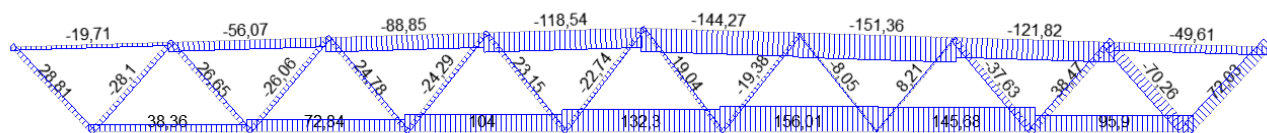
Рисунок В.2 – Эпюры усилий от снеговой нагрузки на всем пролете а) изгибающих моментов M ; б) продольных сил N ; в) поперечных сил Q

ОКОНЧАНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ В

а)



б)



в)

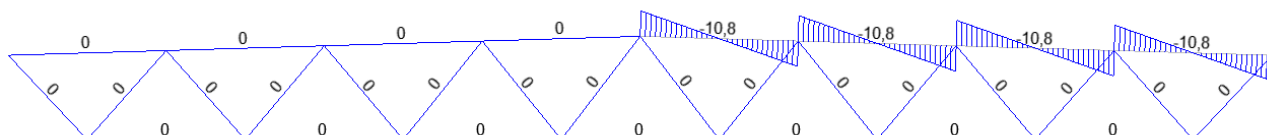
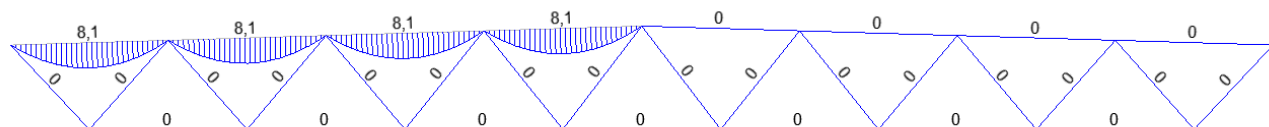
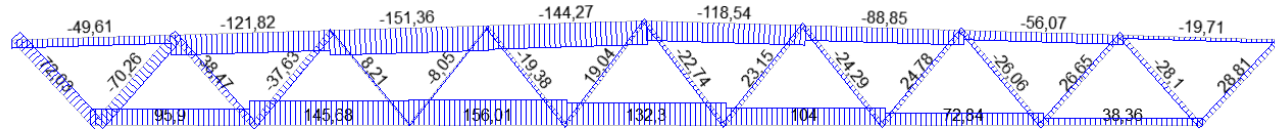


Рисунок В.3 – Эпюры усилий от снеговой нагрузки справа а) изгибающих моментов M ; б) продольных сил N ; в) поперечных сил Q

а)



б)



в)

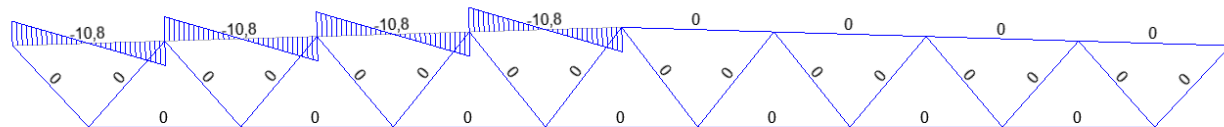


Рисунок В.4 – Эпюры усилий от снеговой нагрузки справа а) изгибающих моментов M ; б) продольных сил N ; в) поперечных сил Q

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Административно - торговый центр по ул.Д.Мартынова в г.Красноярске
[наименование стройки (ремонтируемого объекта)]

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ №01-01-2016/1

(локальная смета)

на устройство кровли из ПВХ - мембраны

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание: чертежи №БР 08.03.01.00.01 ТК

Сметная стоимость _____ 23306,188 тыс. руб.

Средство на оплату труда _____ 2877,329 тыс. руб.

Составлен(а) в текущих (прогнозных) ценах по состоянию на 1 квартал 2016

№ пп	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат, единица измерения	Количество	Стоимость единицы, руб.		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел.-ч, не занятых обслуживанием машин	
				всего	эксплуатации машин	Всего	оплаты труда	эксплуатация машин	на единицу	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Раздел 1. Устройство кровли										
1	ФЕР12-01-015-01 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Устройство пароизоляции: оклеечной в один слой (100 м2 изолируемой поверхности)	143,79 14379 / 100	1786,05 164,59	80,36 2,43	256816,13	23666,4	11554,96 349,41	17,51	2517,76
2	ФЕР12-01-013-03 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Утепление покрытий плитами: из минеральной ваты или перлита на битумной мастике в один слой (100 м2 утепляемого покрытия)	143,79 14379 / 100	4711,58 433,09	132,25 7,43	677478,09	62274,01	19016,23 1068,36	45,54	6548,2

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Г

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	ФЕР12-01-013-03 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Утепление покрытий плитами: из минеральной ваты или перлита на битумной мастике в один слой (100 м2 утепляемого покрытия)	143,79 14379 / 100	4711,58 433,09	132,25 7,43	677478,09	62274,01	19016,23 1068,36	45,54	6548,2
3	ФЕР12-01-013-04 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Утепление покрытий плитами: на каждый последующий слой добавлять к расценке 12-01-013-03(100 м2 утепляемого покрытия)	143,79 14379 / 100	4418,66335,32	126,557,43	635359,12	48215,66	18196,621068,36	35,26	5070,04
4	ФЕР12-01-028-01 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Устройство плоских однослойных кровель из ПВХ мембран (со сваркой полотен) с укладкой разделительного слоя по утеплителю, несущее основание из: металлического листа (100 м2 кровли)	143,79 14379 / 100	5914,53 61,93	14,03 0,41	850450,27	8904,91	2017,37 58,95	6,99	1005,09
5	ФЕР12-01-006-02 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Устройство деформационных швов с наплавлением дополнительных слоев рулонного кровельного материала (100 м деформационных швов)	3,716 (131,600+120*2) / 100	25006,13 817,61	72,45 5,94	92922,78	3038,24	269,22 22,07	86,98	323,22
6	ФЕР12-01-029-02 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Устройство примыканий из ПВХ мембран к стенам и парапетам: высотой до 600 мм без фартука (100 м примыканий)	5,032 (131,600*2+120*2) / 100	6369,33 152,38	15,91 0,27	32050,47	766,78	80,06 1,36	16,8	84,54
7	ФЕР12-01-031-01 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Устройство покрытия из ПВХ мембран к парапетной стойке со сваркой стыков внахлест по готовому основанию (10 м2 примыканий)	13,16 131,600 / 10	733,9 182,63	10,81	9658,12	2403,41	142,26	21,41	281,76
Итого по разделу 1 Устройство кровли						18467328,09				15830,61
ИТОГИ ПО СМЕТЕ:										
Итого прямые затраты по смете в ценах 2001г.						2554734,98	149269,41	51276,72 2568,51		15830,61
Итого прямые затраты по смете с учетом индексов, в текущих ценах (Индекс перевода в текущие цены на 1 квартал 2016г. "Админимтративные здания" ОЗП=18,95; ЭМ=11,51; ЗПМ=18,95; МАТ=4,51)						14036242,08	2828655,32	590195,05 48673,26		15830,61
Накладные расходы						2934875,15				
В том числе, справочно:										
102% = 120%*0,85 ФОТ (от 2877328,58) (Поз. 1-7)						2934875,15				

ОКОНЧАНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Г

Сметная прибыль	1496210,86				
В том числе, справочно:					
52% = 65%*0,8 ФОТ (от 2877328,58) (Поз. 1-7)	1496210,86				
Итоги по смете:					
Кровли (МДС81-33.2004 Прил.4 п.12; Письмо №АП-5536/06 Прил.1 п.12; Письмо от 27.11.12 №2536-ИП/12/ГС):					
Итого Поз. 1-7	2554734,98	149269,41	51276,72 2568,51		15830,61
Всего с учетом "Индекс перевода в текущие цены на 1 квартал 2016г. "Административные здания" ОЗП=18,95; ЭМ=11,51; ЗПМ=18,95; МАТ=4,51"	14036242,08	2828655,32	590195,05 48673,26		15830,61
Накладные расходы 102% = 120%*0,85 ФОТ (от 2 877 328,58)	2934875,15				
Сметная прибыль 52% = 65%*0,8 ФОТ (от 2 877 328,58)	1496210,86				
Итого с накладными и см. прибылью	18467328,09				15830,61
Итого	18467328,09				15830,61
В том числе:					
Материалы	10617391,71				
Машины и механизмы	590195,05				
ФОТ	2877328,58				
Накладные расходы	2934875,15				
Сметная прибыль	1496210,86				
Временные здания и сооружения ГСН 81-05-01-2001 п.4.2 1,8%	332411,91				
Итого	18799740				
Производство работ в зимнее время ГСН 81-05-02-2007 таб.4 п. 11.4 3%	563992,2				
Итого	19363732,2				
Непредвиденные затраты МДС 81-35.2004 п.4.96 а 2%	387274,64				
Итого с непредвиденными	19751006,84				
НДС 18%	3555181,23				
ВСЕГО по смете	23306188,07				15830,61

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Административно - торговый центр по ул. Д. Мартынова в г. Красноярске

[наименование стройки (ремонтируемого объекта)]

ЛОКАЛЬНЫЙ СМЕТНЫЙ РАСЧЕТ №01-01-2016/2

(локальная смета)

на устройство надземной части здания

(наименование работ и затрат, наименование объекта)

Основание: чертежи №БР 08.03.01.00.01 ТК

Сметная стоимость _____ 23306,188 тыс. руб.

Средство на оплату труда _____ тыс. руб.

Составлен(а) в текущих (прогнозных) ценах по состоянию на 1 квартал 2016

№ пп	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат, единица измерения	Количество	Стоимость единицы, руб.		Общая стоимость, руб.			Затраты труда рабочих, чел.-ч, не занятых обслуживанием машин	
				всего	эксплуатации машин	Всего	оплаты труда	эксплуатация машин	на единицу	всего
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Раздел 1. Возведения каркаса здания										
1	ФЕР06-01-026-08 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой: до 6 м, периметром до 3 м (100 м3 железобетона в деле)	6,0069 <i>(372,60+228,09) / 100</i>	169468,08 13200,9	10555,08 1312,71	1017977,81	79296,49	63403,31 7885,32	1510,4	9072,82
2	ФЕР06-01-026-12 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Устройство железобетонных колонн в деревянной опалубке высотой: более 6 м, периметром до 3 м (100 м3 железобетона в деле)	7,956 <i>795,60 / 100</i>	186235,85 14335,35	10900,86 1314,6	1481692,42	114052,04	86727,24 10458,96	1640,2	13049,43

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Д

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	ФЕР09-04-002-01 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Монтаж кровельного покрытия: из профилированного листа при высоте здания до 25 м (несъемная опалубка из проф.листа)(100 м2 покрытия)	282,1714(14108,57*2) / 100	944,74310,27	480,5137,43	266578,61	87549,32	135586,181 0561,68	35,5	10017,08
4	ФЕР06-01-091-07 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Бетонирование перекрытий с помощью автобетононасоса в крупнощитовой и объемнопереставной опалубках толщиной: до 20 см (10 м2 конструкций)	2821,714 (14108,57*2) / 10	151,24 17,88	121,48 17,1	426756,03	50452,25	342781,82 48251,31	2,07	5840,95
5	ФСЦЦ-401-0009	Бетон тяжелый, класс В25 (М350) (м3)	4858,73	803,76		3905252,82				
6	ФСЦЦ-101-3834	Профилированный лист оцинкованный Н75-750-0,8 (т)	309	9881,11		3053262,99				
7	ФЕР09-03-002-12 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Монтаж балок, ригелей перекрытия, покрытия и под установку оборудования многоэтажных зданий при высоте здания: до 25 м (1 т конструкций)	2077	767,58 186,33	474,9 39,22	1594263,66	387007,41	986367,3 81459,94	18,25	37905,25
8	ФССЦ-101-6843 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Балки перекрытий и под установку оборудования: составного сечения из листовой стали, масса отправочной марки более 3 т (т)	1147	14240,06		16333348,82				
9	ФССЦ-101-1099 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Балки двутавровые № 60 из горячекатаного проката немерной длины нормальной точности прокатки из стали: С345 (т)	930	6054,63		5630805,9				
10	ФЕР09-03-012-01 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом до 24 м массой до 3,0 т (ФС-1) (пролет 24м) (1 т конструкций)	88,192 1,378*64	895,17 229	573,13 56,88	78946,83	20195,97	50545,48 5016,36	25,53	2251,54
11	ФЕР09-03-012-01 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом: до 24 м массой до 3,0 т (ФС-2) (пролет 18м) (1 т конструкций)	12,516 1,043*12	895,17 229	573,13 56,88	11203,95	2866,16	7173,3 711,91	25,53	319,53

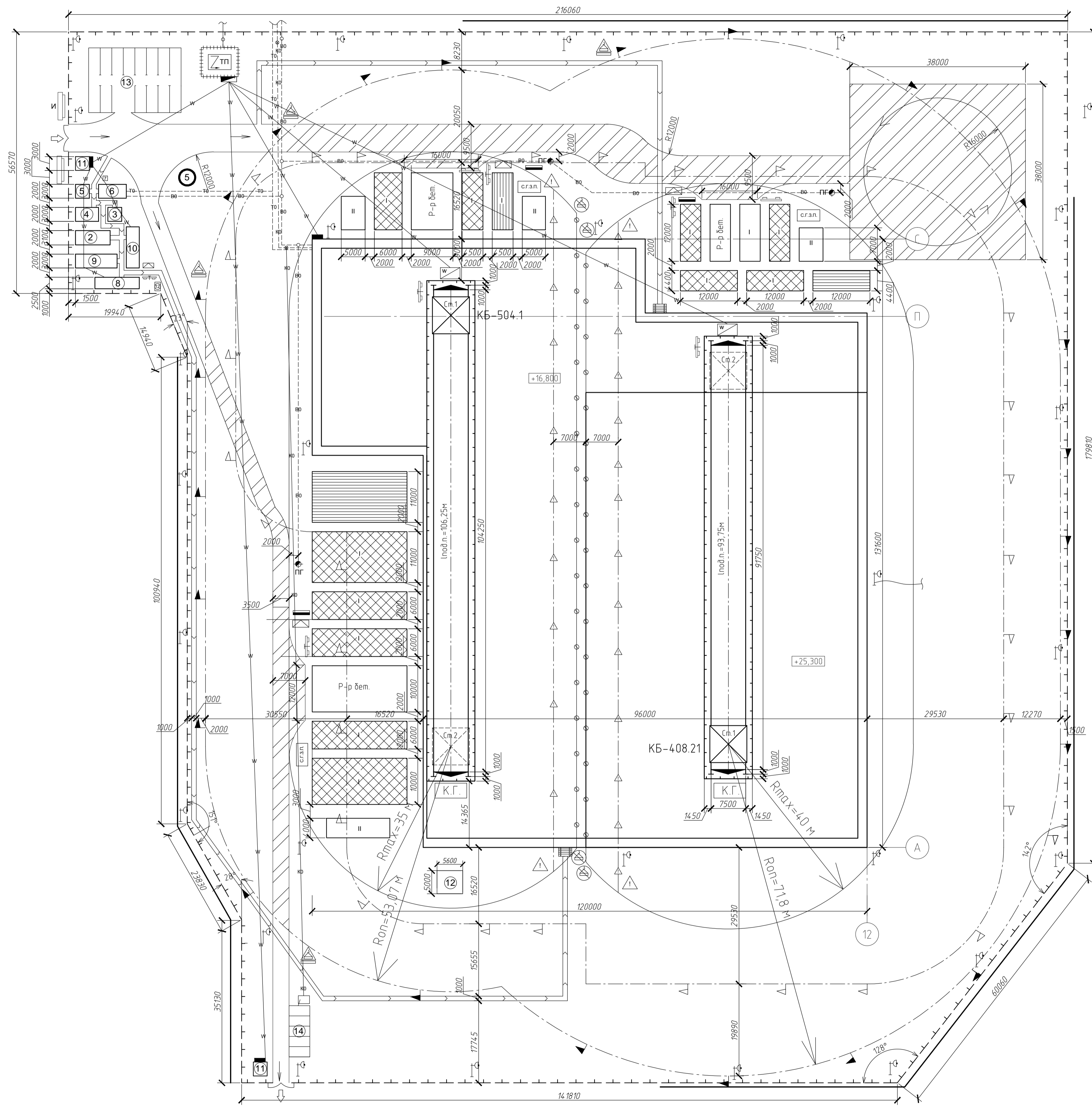
ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Д

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
12	ФЕР09-03-012-01 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом: до 24 м массой до 3,0 т (ФС-3, ФС-5, ФП-1) (пролет 12м) (1 т конструкций)	119,61 <i>0,41*43+0,41*53+0,617*16+0,617*12+0,851*74</i>	895,17 229	573,13 56,88	107071,28	27390,69	68552,08 6803,42	25,53	3053,64
13	ФЕР09-03-012-01 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Монтаж стропильных и подстропильных ферм на высоте до 25 м пролетом: до 24 м массой до 3,0 т (ФС-4) (пролет 10м) (1 т конструкций)	6,213 <i>0,327*19</i>	895,17 229	573,13 56,88	5561,69	1422,78	3560,86 353,40	25,53	158,62
14	ФССЦ-201-1270 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Конструкции стропильных и подстропильных ферм металлические из труб квадратных периметром от 0,32 м до 0,56 м и труб прямоугольных от 0,64 м до 0,72 м, тощиной от 3 мм до 10 мм, стали листовой толщиной от 4 мм до 32 мм, стали угловой 110x8 мм, огрунтованные грунт-эмалью ХВ-0278 за два раза (т)	226,531 <i>88,192+12,516+119,61+6,213</i>	15828,38		3585618,75				
15	ФЕР09-03-014-01 <i>Приказ Минстроя РФ от 30.01.14 №31/пр</i>	Монтаж связей и распорок из одиночных и парных уголков, гнутосварных профилей для пролетов: до 24 м при высоте здания до 25 м (связи из квадратных труб) (1 т конструкций)	44,2	1262,6 553,07	477,18 51,76	55806,92	24445,69	21091,36 2287,79	63,28	2796,98
16	ФССЦ-201-0764 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Отдельные конструктивные элементы зданий и сооружений с преобладанием: гнутосварных профилей и круглых труб, средняя масса сборочной единицы от 0,1 до 0,5 т (т)	44,2	10508		464453,6				
17	ФЕР09-04-002-01 <i>Приказ Минстроя России от 12.11.14 №703/пр</i>	Монтаж кровельного покрытия: из профилированного листа при высоте здания до 25 м (Профнастил Н114-750-0,8 (всего 179т.)) (100 м2 покрытия)	130,08 <i>13008 / 100</i>	944,74 310,27	480,51 37,43	122891,78	40359,92	62504,74 4868,89	35,5	4617,84
18	ФСЦЦ-101-3839	Профилированный лист оцинкованный Н114-750-0,8 (т)	179	9879,86		1768494,94				

ОКОНЧАНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ Д

Итого по разделу 1 Возведения каркаса здания	232898861,9				89083,68
ИТОГИ ПО СМЕТЕ:					
Итого прямые затраты по смете в ценах 2001г.	39909988,8	835038,72	1828293,67 178658,98		89083,68
Итого прямые затраты по смете с учетом индексов, в текущих ценах (Индекс перевода в текущие цены на 1 квартал 2016г. "Административные здания" ОЗП=18,95; ЭМ=11,51; ЗПМ=18,95; МАТ=4,51)	204850064,3	15823983,74	21043660,14 3385587,67		89083,68
Накладные расходы	15740367,55				
В том числе, справочно:					
77% = 90%*0,85 ФОТ (от 13327560,2) (Поз. 3, 7-17)	10262221,35				
89% = 105%*0,85 ФОТ (от 4011578,75) (Поз. 1-2, 5-6, 18)	3570305,09				
102% = 120%*0,85 ФОТ (от 1870432,46) (Поз. 4)	1907841,11				
Сметная прибыль	12308430,02				
В том числе, справочно:					
52% = 65%*0,8 ФОТ (от 4011578,75) (Поз. 1-2, 5-6, 18)	2086020,95				
62% = 77%*0,8 ФОТ (от 1870432,46) (Поз. 4)	1159668,13				
68% = 85%*0,8 ФОТ (от 13327560,2) (Поз. 3, 7-17)	9062740,94				
Итого по смете:					
Бетонные и железобетонные монолитные конструкции в промышленном строительстве (МДС81-33.2004 Прил.4 п.6.1 и Письмо №ВБ-338/02 от 08.02.08; Письмо №АП-5536/06 Прил.1 п.6.1; Письмо от 27.11.12 №2536-ИП/12/ГС)	60131523,88				22122,25
Строительные металлические конструкции (МДС81-33.2004 Прил.4 п.9; Письмо №АП-5536/06 Прил.1 п.9; Письмо от 27.11.12 №2536-ИП/12/ГС)	164647155,8				61120,48
Бетонные и железобетонные монолитные конструкции в жилищно-гражданском строительстве (МДС81-33.2004 Прил.4 п.6.2 и Письмо №ВБ-338/02 от 08.02.08; Письмо №АП-5536/06 Прил.1 п.6.2; Письмо от 27.11.12 №2536-П/12/ГС)	8120182,17				5840,95
Итого	232898861,9				89083,68
В том числе:					
Материалы	167982420,4				
Машины и механизмы	21043660,14				
ФОТ	19209571,41				
Накладные расходы	15740367,55				
Сметная прибыль	12308430,02				
Временные здания и сооружения ГСН 81-05-01-2001 п.4.2 1,8%	4192179,51				
Итого	237091041,4				
Производство работ в зимнее время ГСН 81-05-02-2007 таб.4 п. 11.4 3%	7112731,24				
Итого	244203772,6				
Непредвиденные затраты МДС 81-35.2004 п.4.96 а 2%	4884075,45				
Итого с непредвиденными	249087848,1				
НДС 18%	44835812,65				
ВСЕГО по смете	293923660,7				89083,68

Строительный генеральный план на возведение надземной части административно-торгового комплекса



Условные обозначения

- Стенд со схемой строповки и табличей масс грузов
- Зона складирования металлических конструкций
- Зона складирования профилированного настила
- Закрытый склад
- Линия границы зоны действия крана
- Линия границы опасной зоны при работе крана
- Линия границы опасной зоны при падении предмета со здания
- Башенный кран, рельсовый крановый путь и тупиковые упоры
- Шкаф электропитания крана
- Место хранения контрольного груза
- Место для первичных средств пожаротушения
- Въезд и выезд на строительную площадку
- Направление движения транспорта
- Трансформаторная подстанция
- Распределительный шкаф
- Место хранения груза хвостных приспособлений и тары
- Знак предупреждения об ограничении зоны действия крана
- Линия предупреждения об ограничении зоны действия крана
- Линия ограничения зоны действия крана
- Место разворота транспорта
- Знак, запрещающий пронос груза
- Пожарный пост
- Переносной прожектор
- Временный защитный козырек над входом в здание
- Временная пешеходная дорожка
- Знак, предупреждающий о работе крана, с поясняющей надписью
- Въездной стенд с транспортной схемой
- Временная автомобильная дорога
- Участок дороги в опасной зоне работы крана
- Ворота
- Ограждение рельсовых крановых путей
- Стенд с противопожарным инвентарем
- Пожарный гидрант
- Проектируемая водопроводная сеть
- Проектируемая канализация
- Проектируемый теплотрасс
- Контур строящегося здания
- Прожектор на опоре
- Проектируемые кабели
- Информационный щит
- Знак ограничения скорости движения транспорта
- Временное ограждение строительной площадки без козырька
- Временное ограждение строительной площадки с козырьком
- Место приема раствора и бетона

Экспликация зданий и сооружений

Поз.	Обозначение	Объем		Размеры в плане, м	Примечание
		Ед. изм.	Кол.-во		
1	Возводимое здание	м2	1	120x1316	Административно-торговый центр
2	Гардероб	м2	1	7,5x3,1	Инвентарное
3	Умывальня	м2	1	3x3	Инвентарное
4	Душевая	м2	1	3x5	Инвентарное
5	Сушильная	м2	1	3x3	Инвентарное
6	Помещение для приема пищи	м2	2	6x3	Инвентарное
7	Биотуалет	м2	1	1x1	Инвентарное
8	Мед. пункт	м2	1	9,6x2,5	Инвентарное
9	Прорабская	м2	1	9x3	Инвентарное
10	Кабинет по охране труда	м2	1	8,9x2,8	Инвентарное
11	КПП	м2	2	3x3	Инвентарное
12	Площадка для стр. мусора	м2	1	5,6x5	
13	Автостоянка	м2	1	20x14	
14	Пункт мойки колес автотранспорта	м2	1	4,5x12	

Технико-экономические показатели

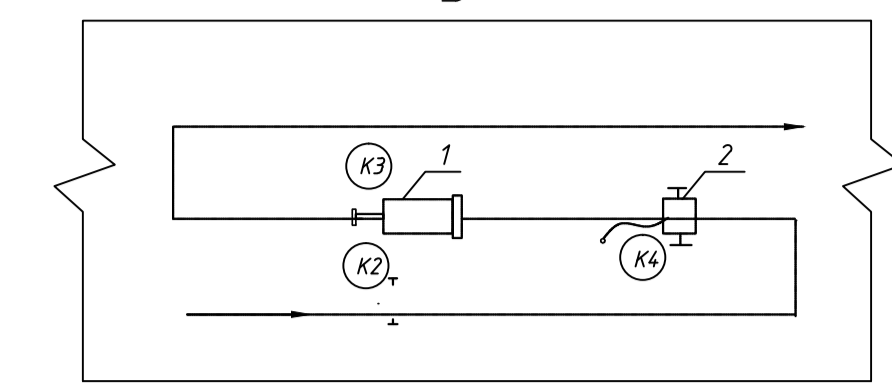
Наименование	Ед. изм.	Кол.-во
Площадь территории строительной площадки	м2	42278,04
Площадь под постоянными сооружениями	м2	12988,87
Площадь под временными сооружениями	м2	530,00
Площадь открытых складов	м2	4759,00
Площадь закрытых складов	м2	335,50
Протяжение временных дорог	км	0,40
Протяженность временных электросетей	км	1331,10
Протяженность временных водопроводных сетей	км	0,28
Протяженность временных теплосетей	км	0,09
Протяженность ограждения строительной площадки	км	822,00
Процент использования строительной площадки	%	5,130

БР - 08.03.01.00.01.0С

ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Тимова Я.А.				
Разработал	Тимова О.Н.				
Консультант	Петрова С.Ю.				
Руководитель	Фроловская А.В.				
Н.контр.оль	Фроловская А.В.				
Зав. кафедрой	Дворниев С.В.				
Административно-торговый центр по ул. Д.Мартынова в г.Красноярске				Страница	Листов
Строительный генеральный план на возведение надземной части административно-торгового центра, экспликация зданий и сооружений, ТЭ				р	
				СК и УС	

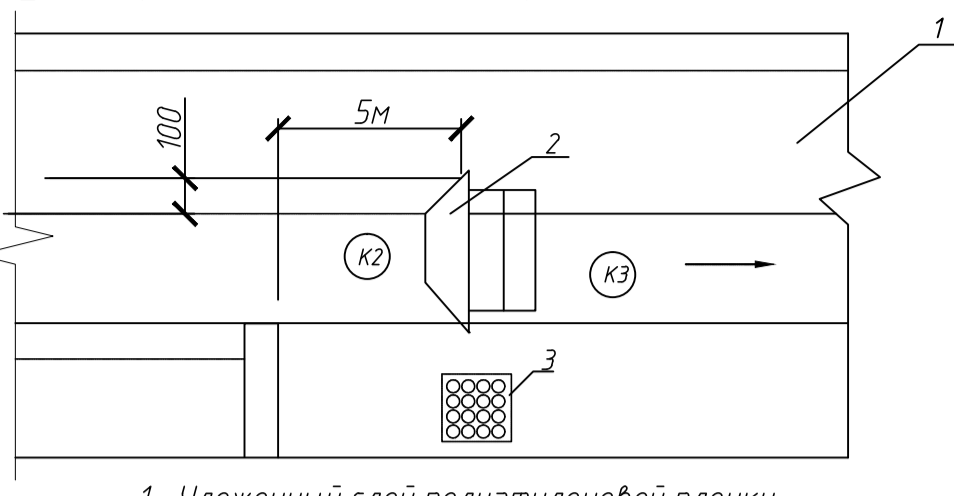
Схема производства работ по устройству кровли из ПВХ-мембраны

1. Схема организации рабочего места при очистке и сушке основания



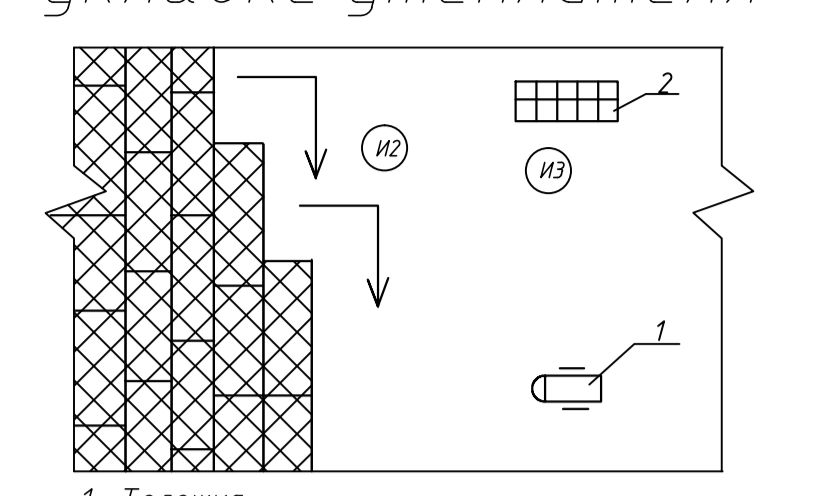
- 1 Циклон КУ-405
- 2 Калорифер СО-107
- K2, K3, K4 - рабочие места

2. Схема организации рабочего места при устройстве пароизоляции



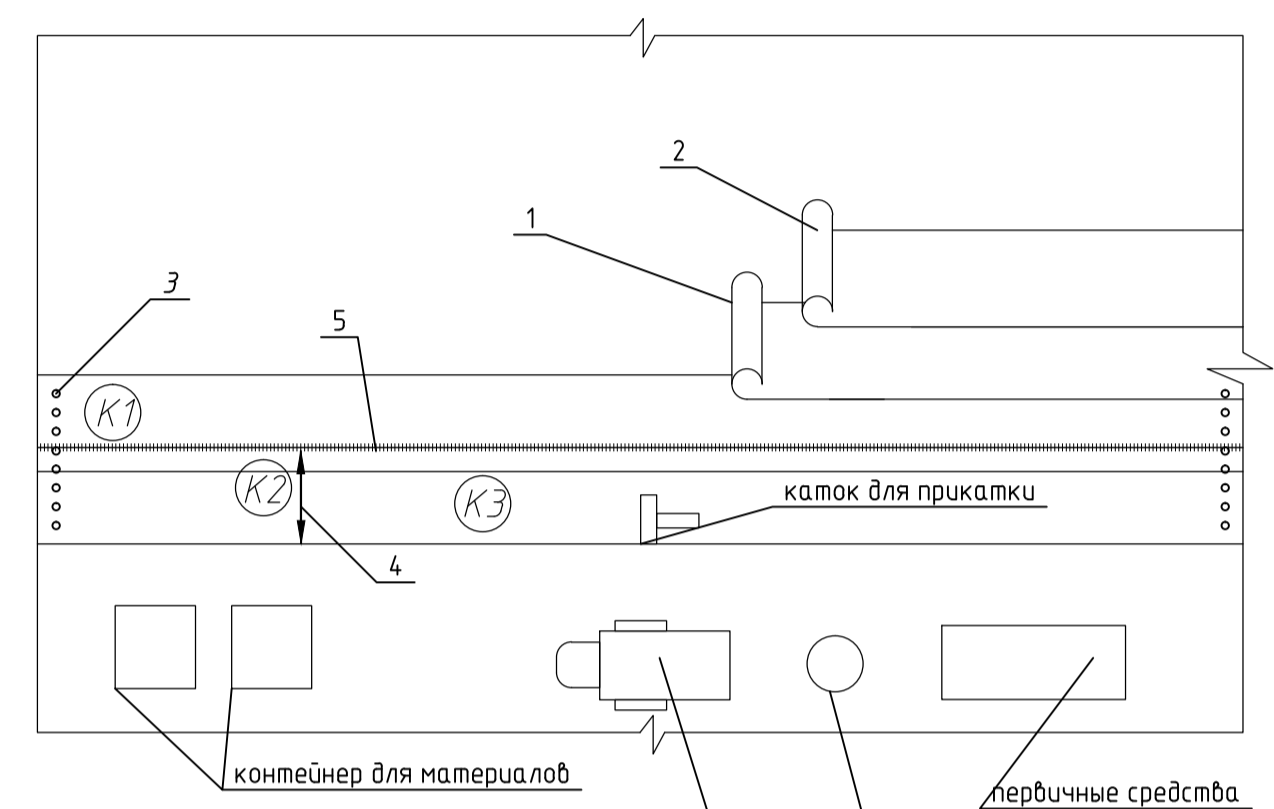
- 1- Уложенный слой полиэтиленовой пленки
- 2- Каток-раскатчик
- 3- Контейнер с полиэтиленовой пленкой
- K2, K3-рабочие места кровельщиков

3. Схема организации рабочего места при укладке утеплителя



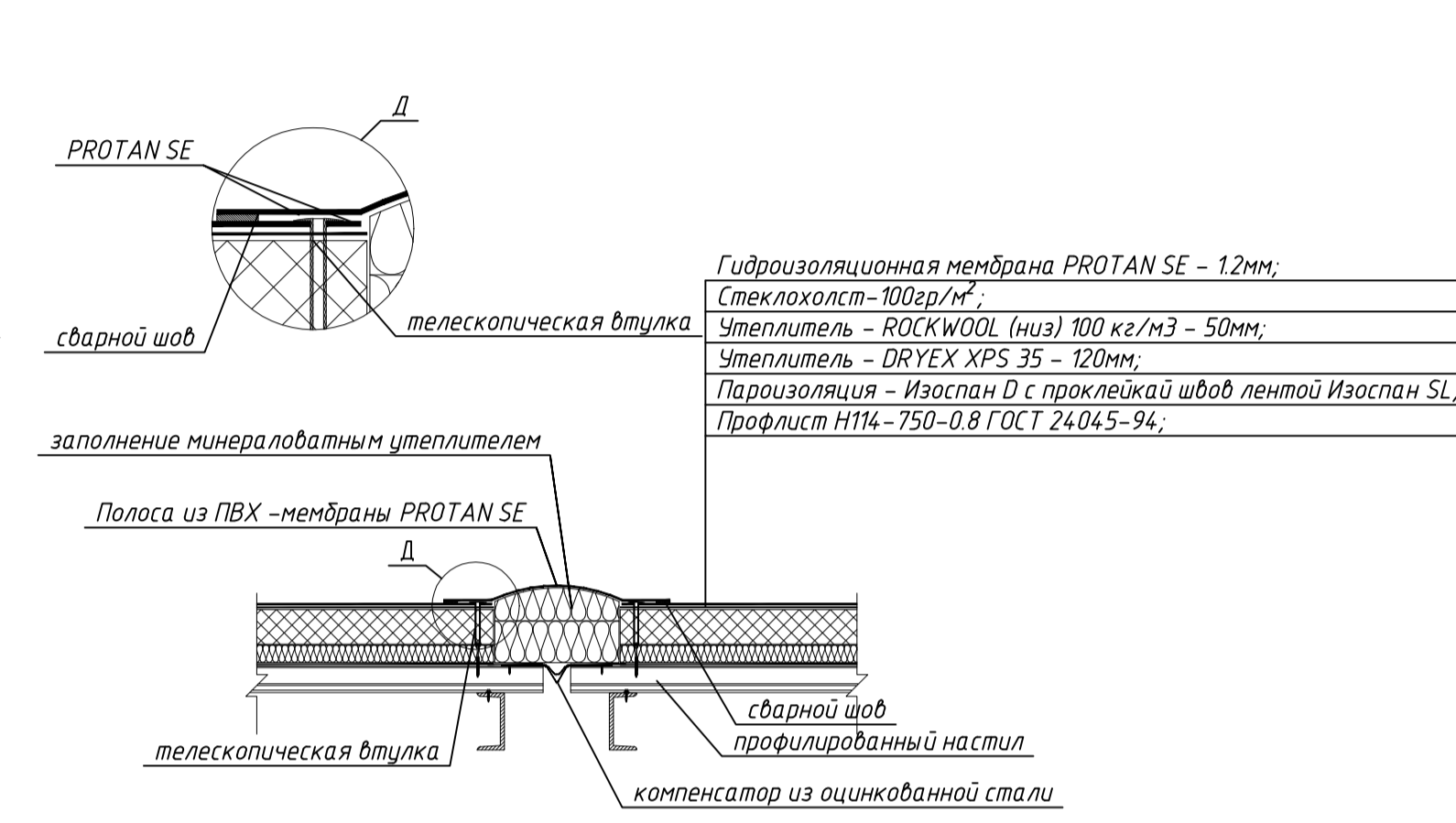
- 1- Тележка
- 2- Контейнер с утеплителем
- И2, И3-рабочие места изоляционных

4. Последовательность монтажа мембраны Protan SE



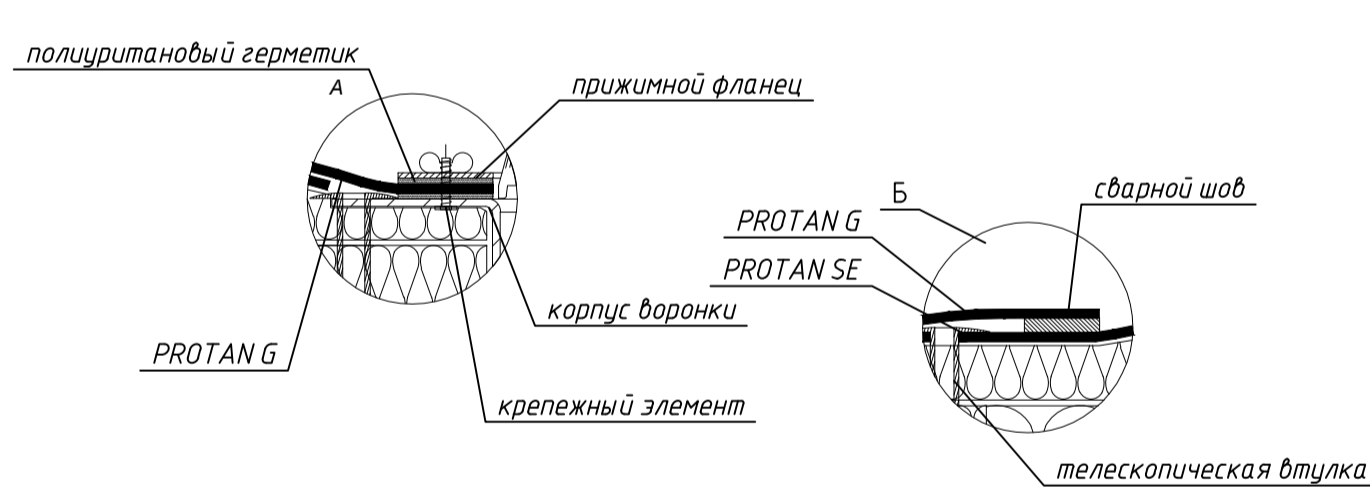
1. раскатка рулона с мембраной
2. укладка рулона с нахлестом на первый рулон
3. установка креплений
4. растягивание мембран
5. установка продольных креплений и сварка полотен

Узел устройства деформационного шва



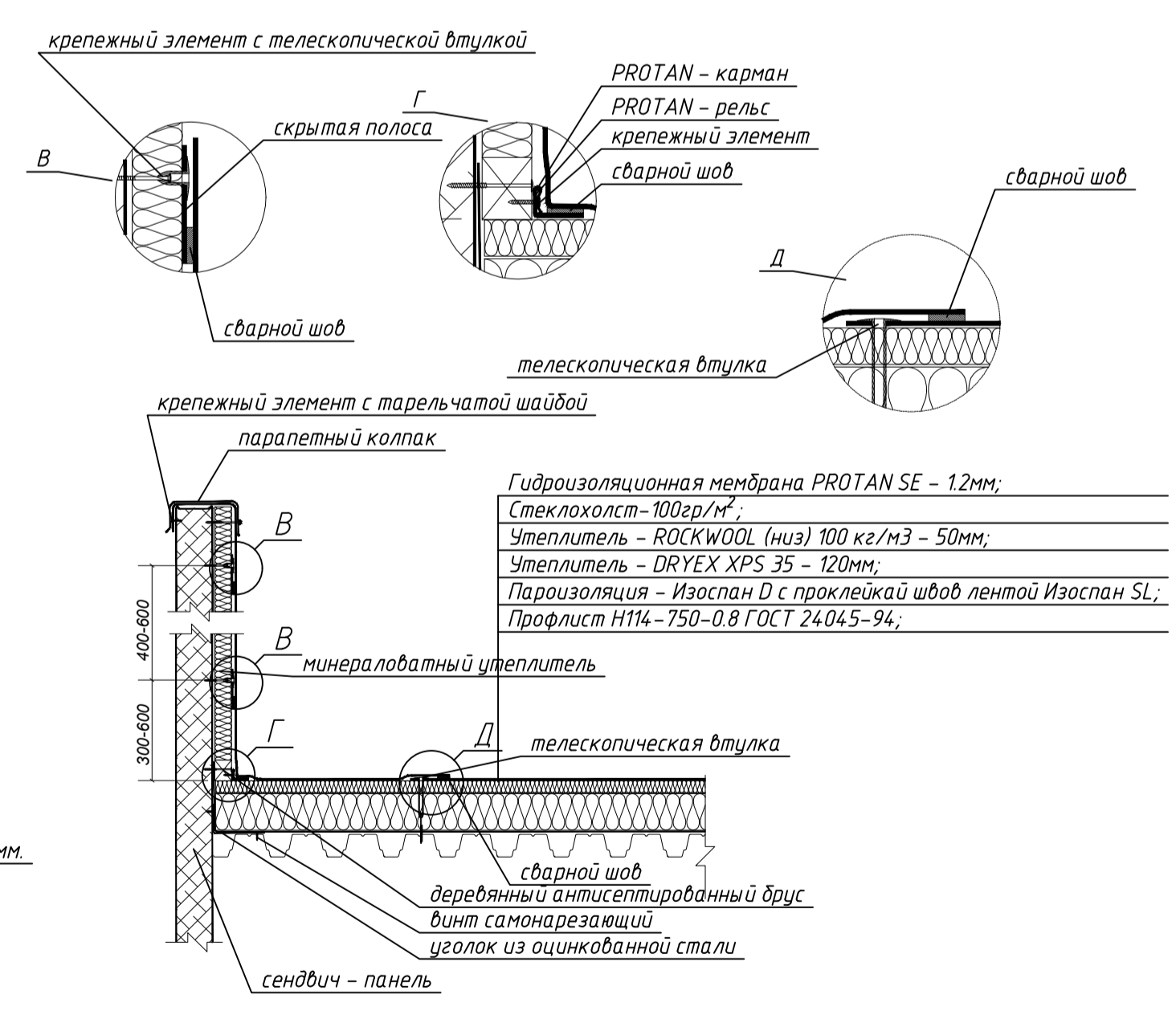
- Гидроизоляционная мембрана PROTAN SE - 12мм;
- Стеклохолст - 100гр/м²;
- Утеплитель - ROCKWOOL (низ) 100 кг/м³ - 50мм;
- Утеплитель - DRYEX XPS 35 - 120мм;
- Пароизоляция - Изоспан D с проклейкой швов лентой Изоспан SL;
- Профлист Н114-750-0,8 ГОСТ 24045-94;

Узел примыкания к водосточной воронке

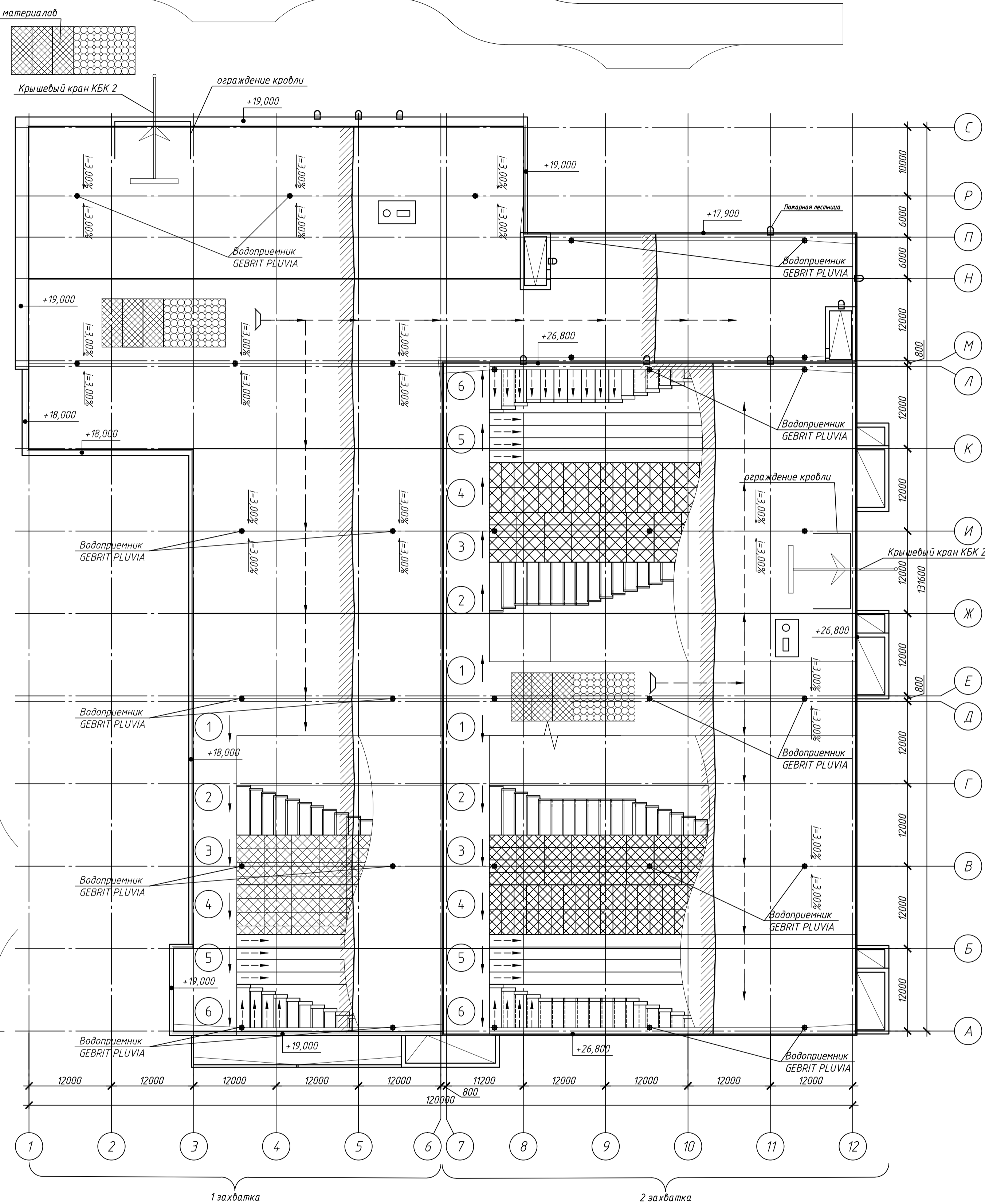


- Гидроизоляционная мембрана PROTAN SE - 12мм;
- Стеклохолст - 100гр/м²;
- Утеплитель - ROCKWOOL (низ) 100 кг/м³ - 50мм;
- Утеплитель - DRYEX XPS 35 - 120мм;
- Пароизоляция - Изоспан D с проклейкой швов лентой Изоспан SL;
- Профлист Н114-750-0,8 ГОСТ 24045-94;

Узел примыкания к утепленному парапету из сэндвич панели с утеплителем



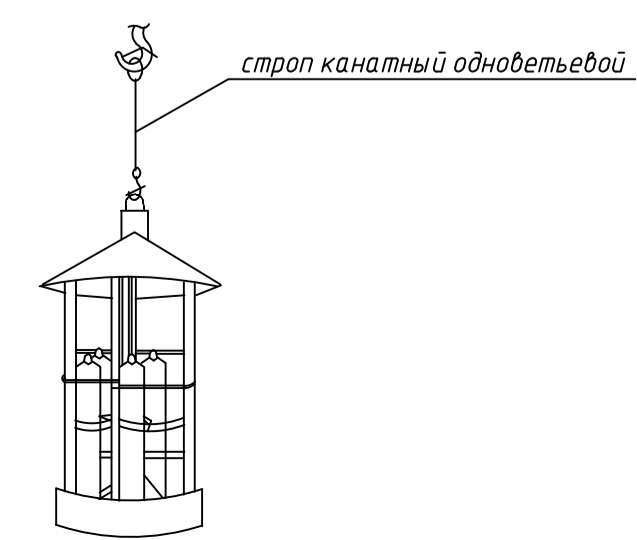
- Гидроизоляционная мембрана PROTAN SE - 12мм;
- Стеклохолст - 100гр/м²;
- Утеплитель - ROCKWOOL (низ) 100 кг/м³ - 50мм;
- Утеплитель - DRYEX XPS 35 - 120мм;
- Пароизоляция - Изоспан D с проклейкой швов лентой Изоспан SL;
- Профлист Н114-750-0,8 ГОСТ 24045-94;



Условные обозначения:

- | | | | | | |
|---|---|--|---|--|--|
| 1 | Очистка и просушка основания | | Ведро с водой, огнетушитель | | Схема подвоза материалов |
| 2 | Устройство пароизоляции | | Направление раскатки рулонных материалов | | Средства пожарной безопасности (огнетушитель, ведро с водой) |
| 3 | Устройство 1-го слоя утеплителя толщина 120мм | | Укладка первого слоя утеплителя | | Ручная тележка |
| 4 | Устройство 2-го слоя утеплителя толщина 50мм | | Место складирования рулонных и теплоизоляционных материалов | | Крышевый кран |
| 5 | Устройство теклохолста | | Направление производства работ | | |
| 6 | Устройство ПВХ - мембраны | | | | |

Схема строповки контейнера с газобыми балонами



				БР - 08.03.01.00.01 ТК			
				ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт			
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Административно - торговый центр по ул.Д.Мартынова в г.Красноярске	Стандия
Разработал	Тимова Я.А.						Листов
Разработал	Тимова О.Н.						р
Консультант	Петрова С.Ю.						
Руководитель	Фроловская А.В.					Схема производства работ, схема строповки узел устройства водосточных воронок, узел устройства деформационных швов	
Н.к.контроль	Фроловская А.В.						
Зав.кафедрой	Дворниев С.В.						СК и УС

Схема производства работ

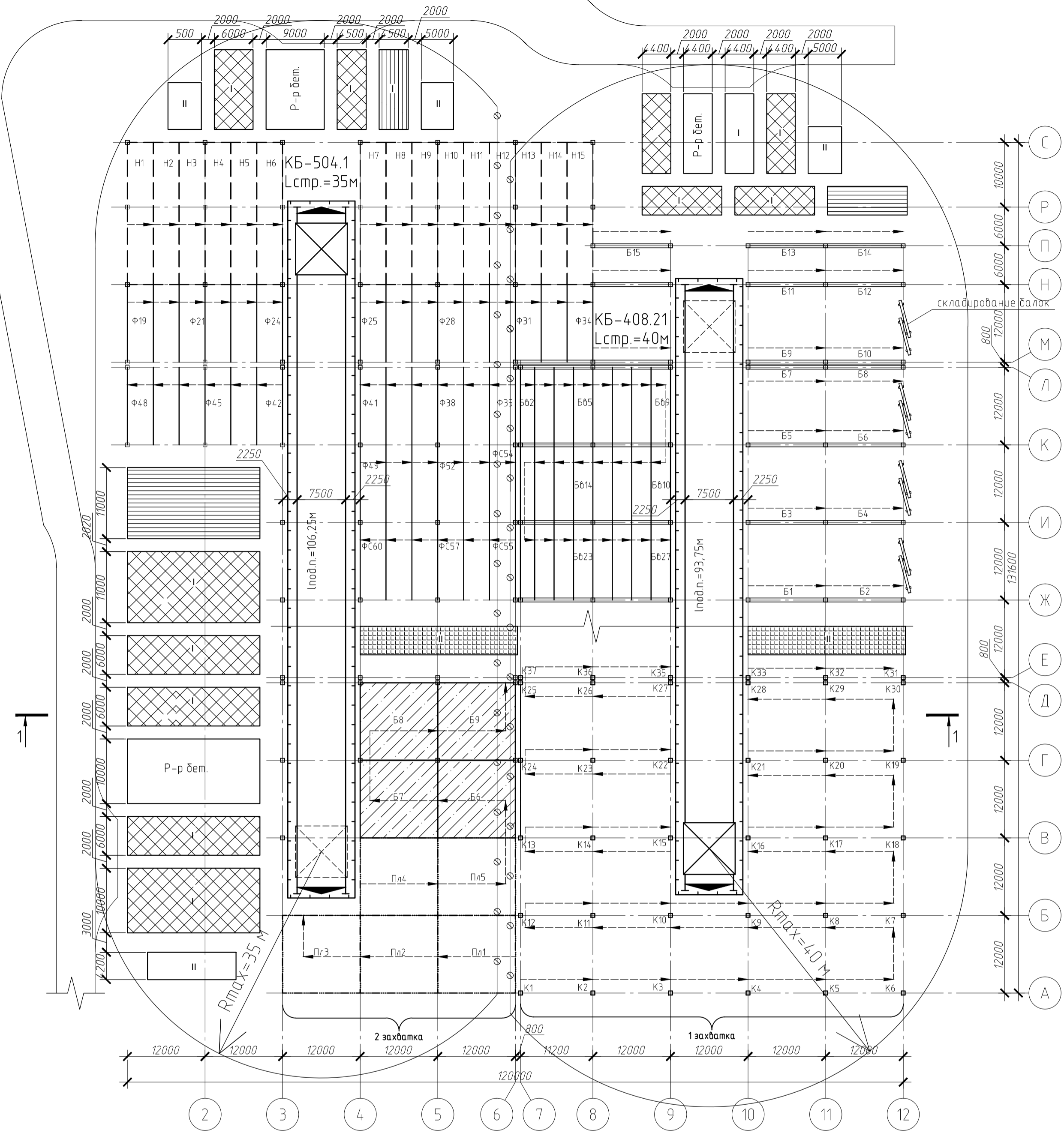


Схема строповки ферм пролетом 12м.

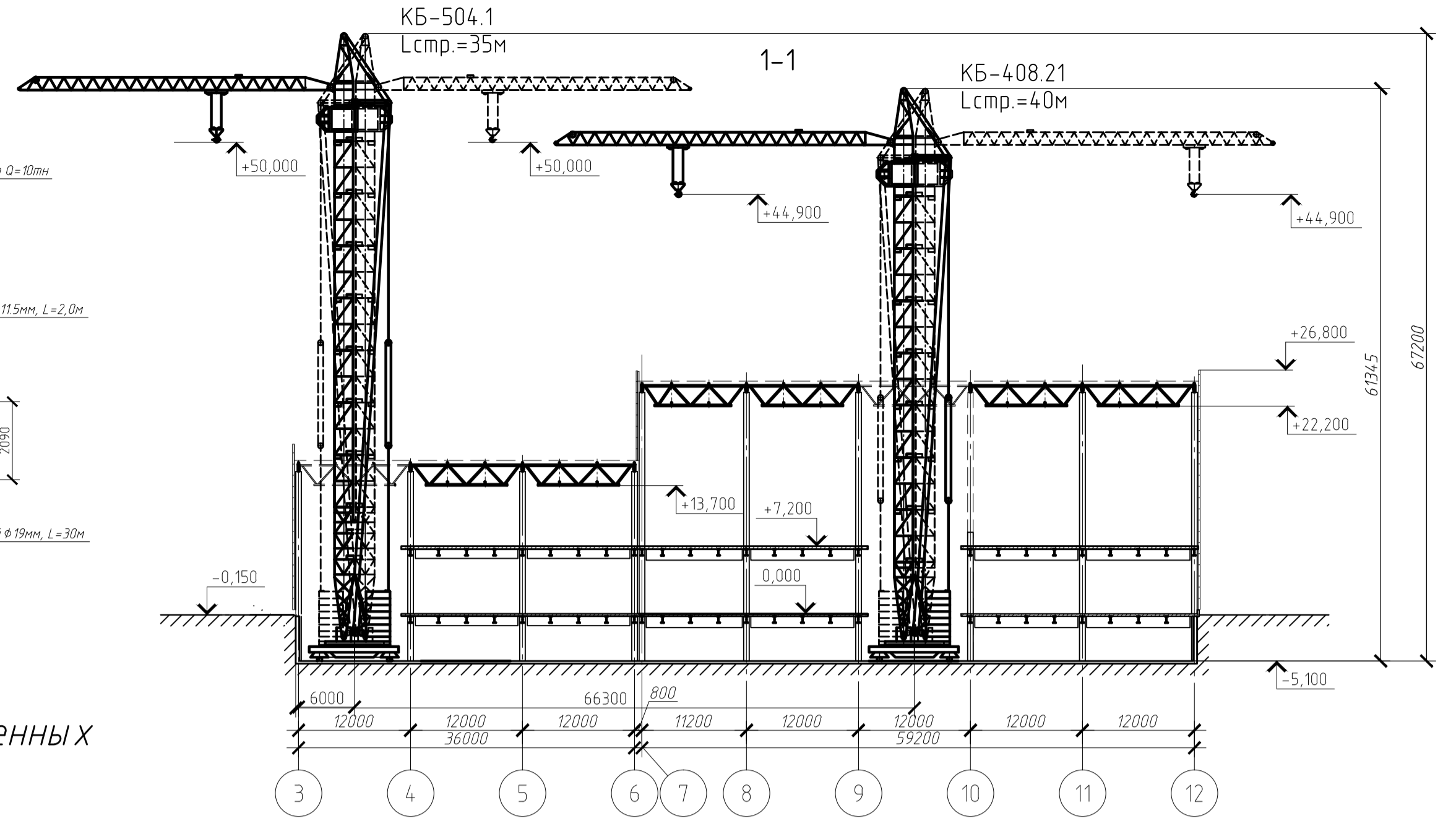
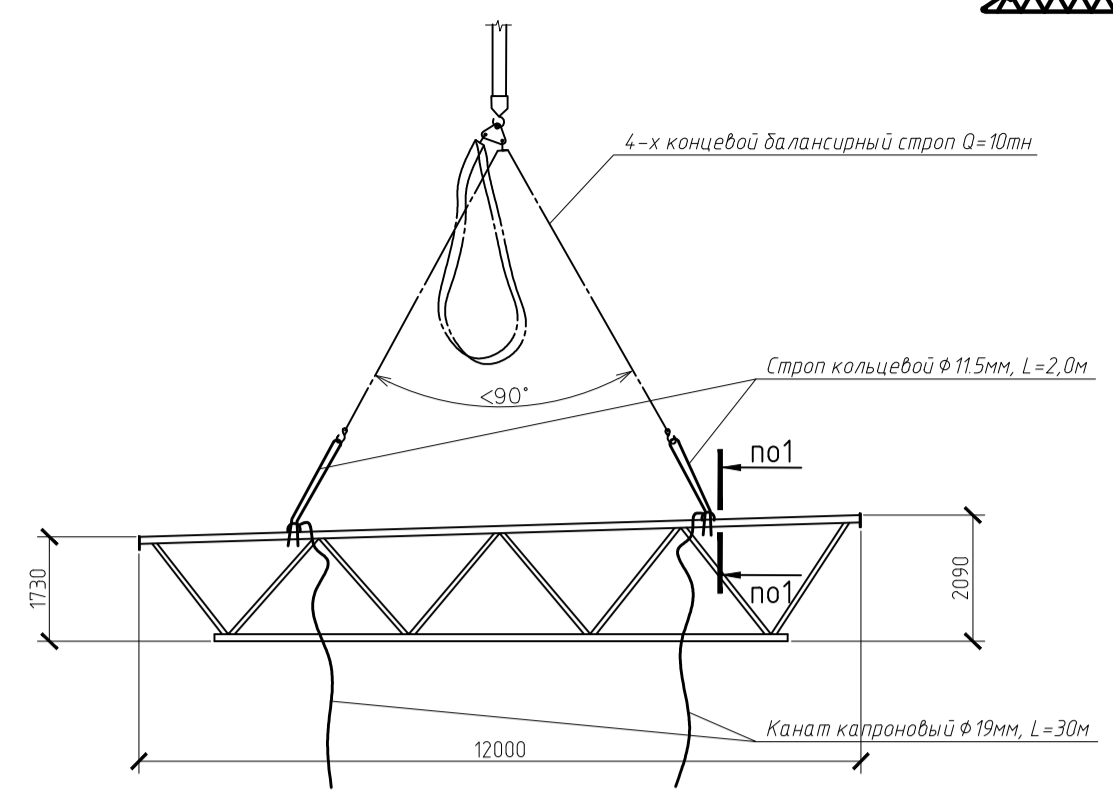


Схема строповки второстепенных балок перекрытия

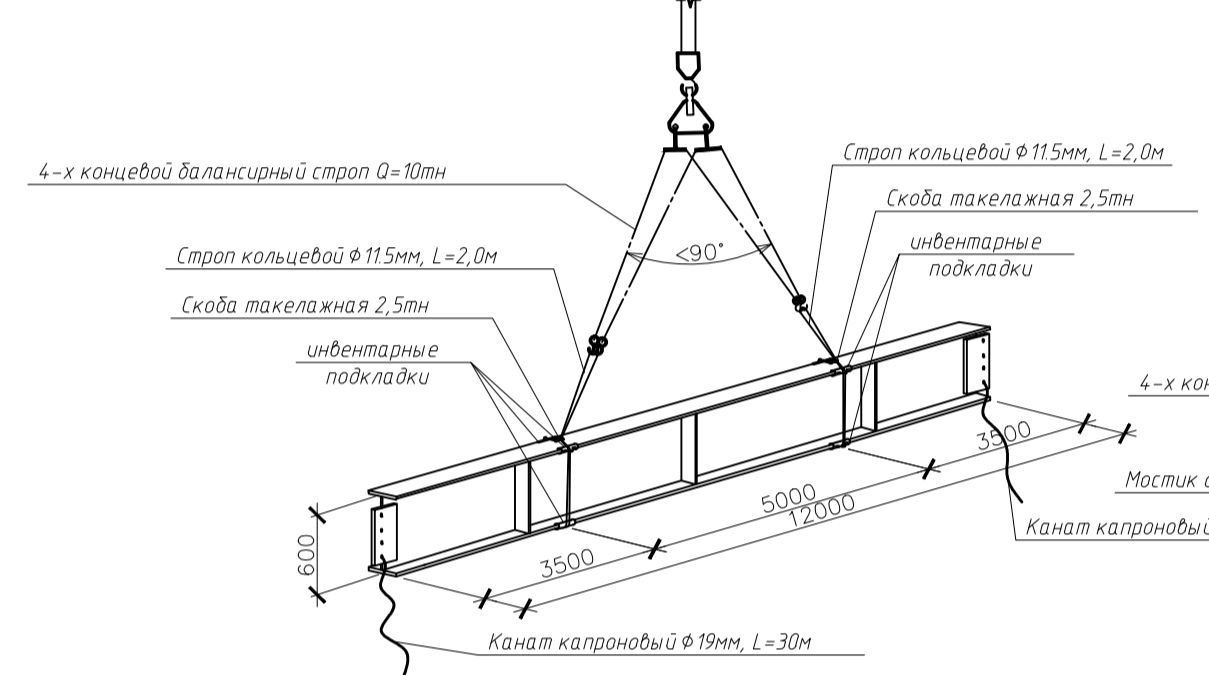


Схема строповки мостика для укладки профлистов

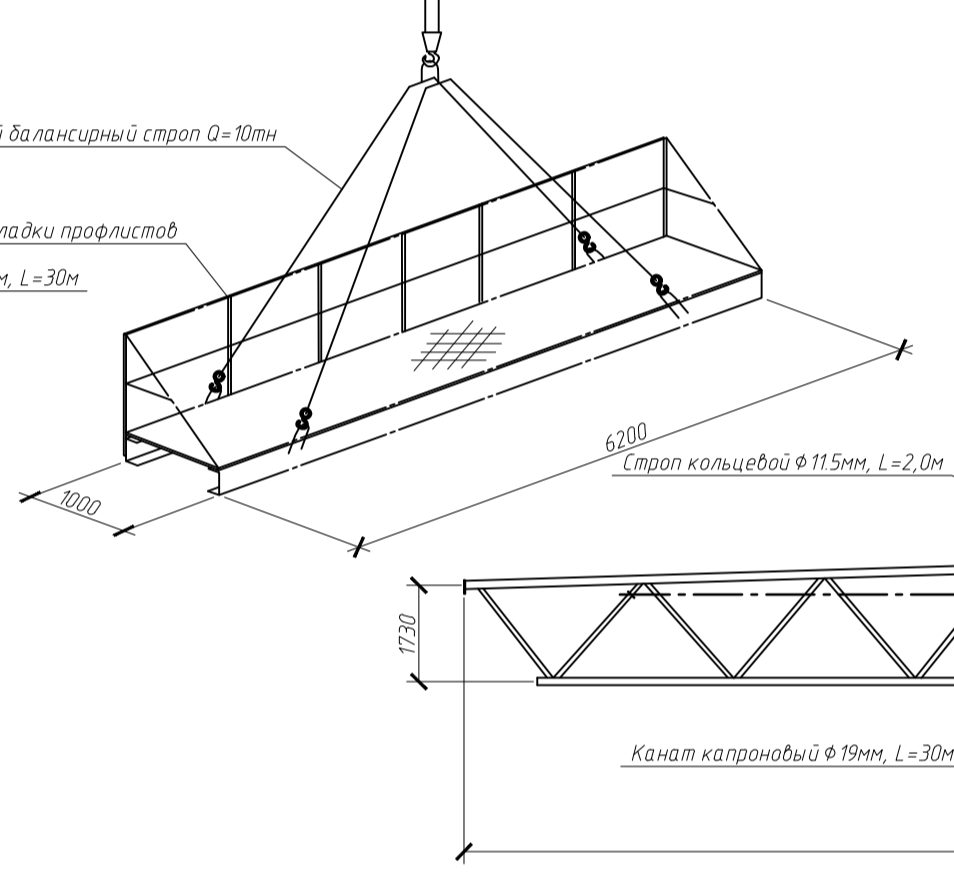


Схема строповки ферм пролетом 24м.

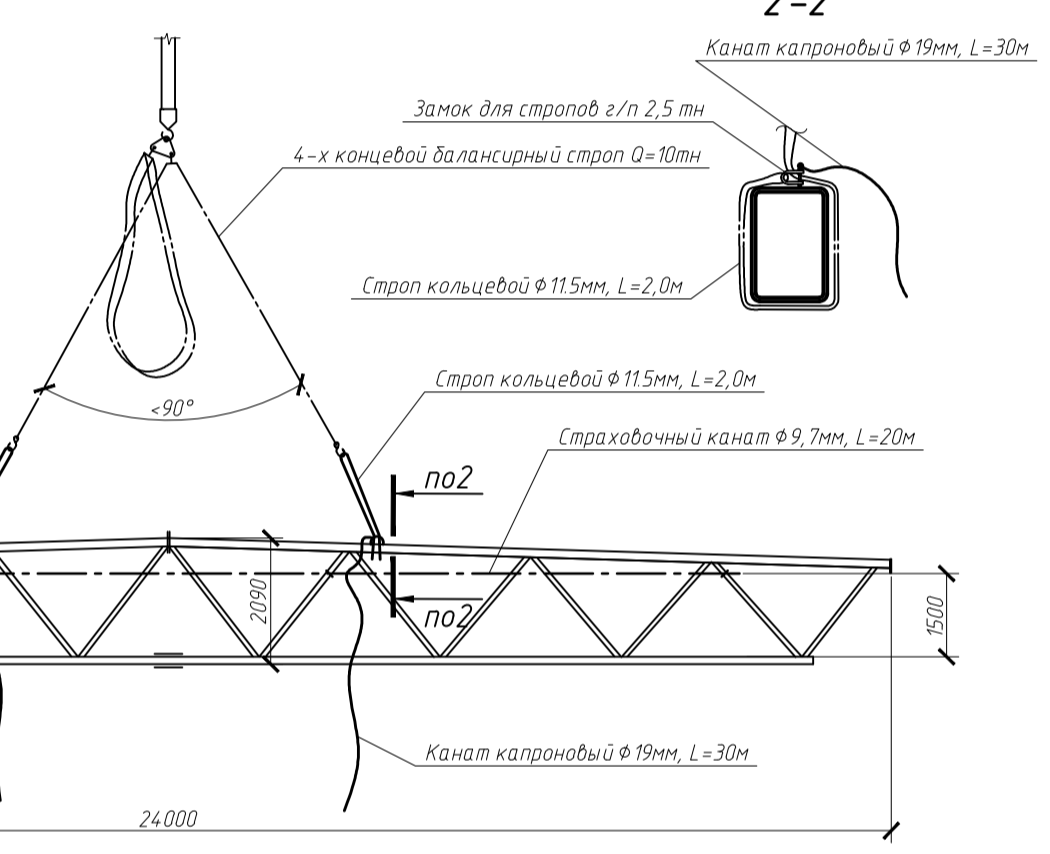


Схема строповки подстропильных ферм

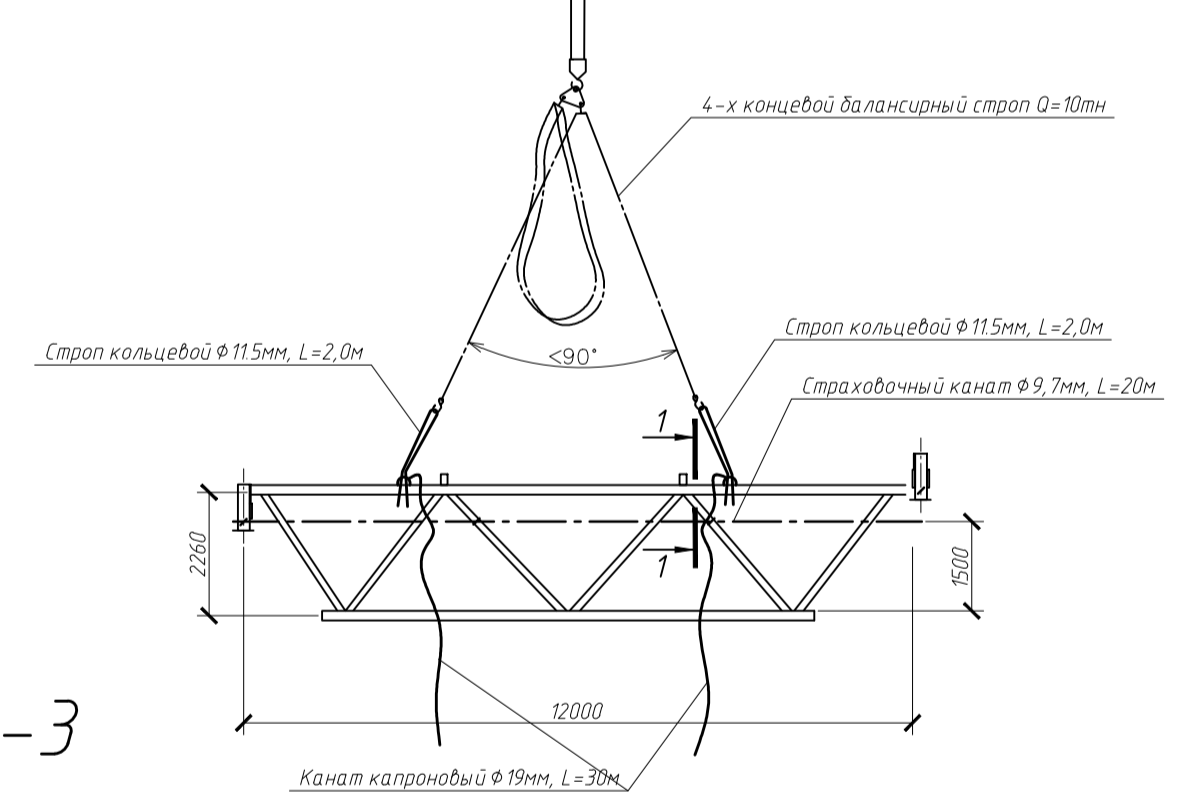
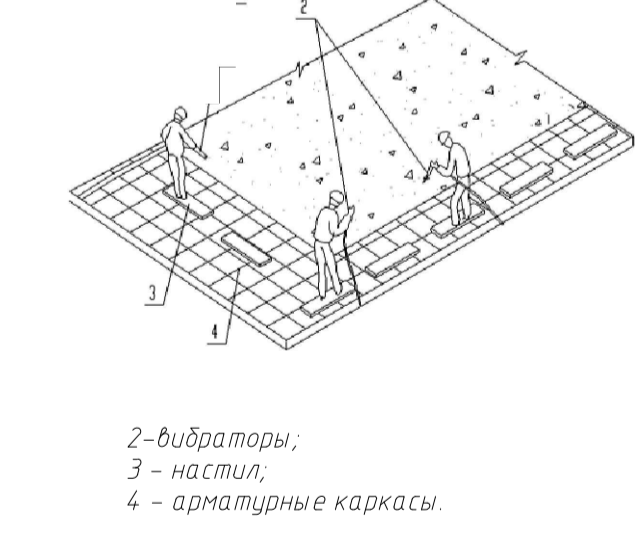
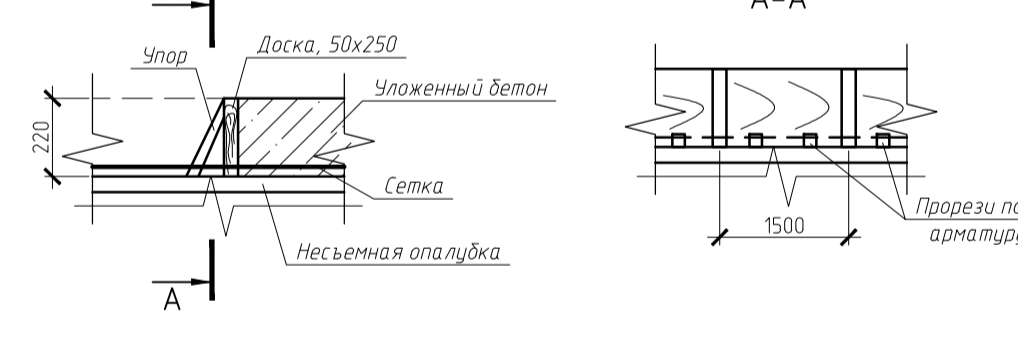


Схема организации рабочего места при бетонировании плиты



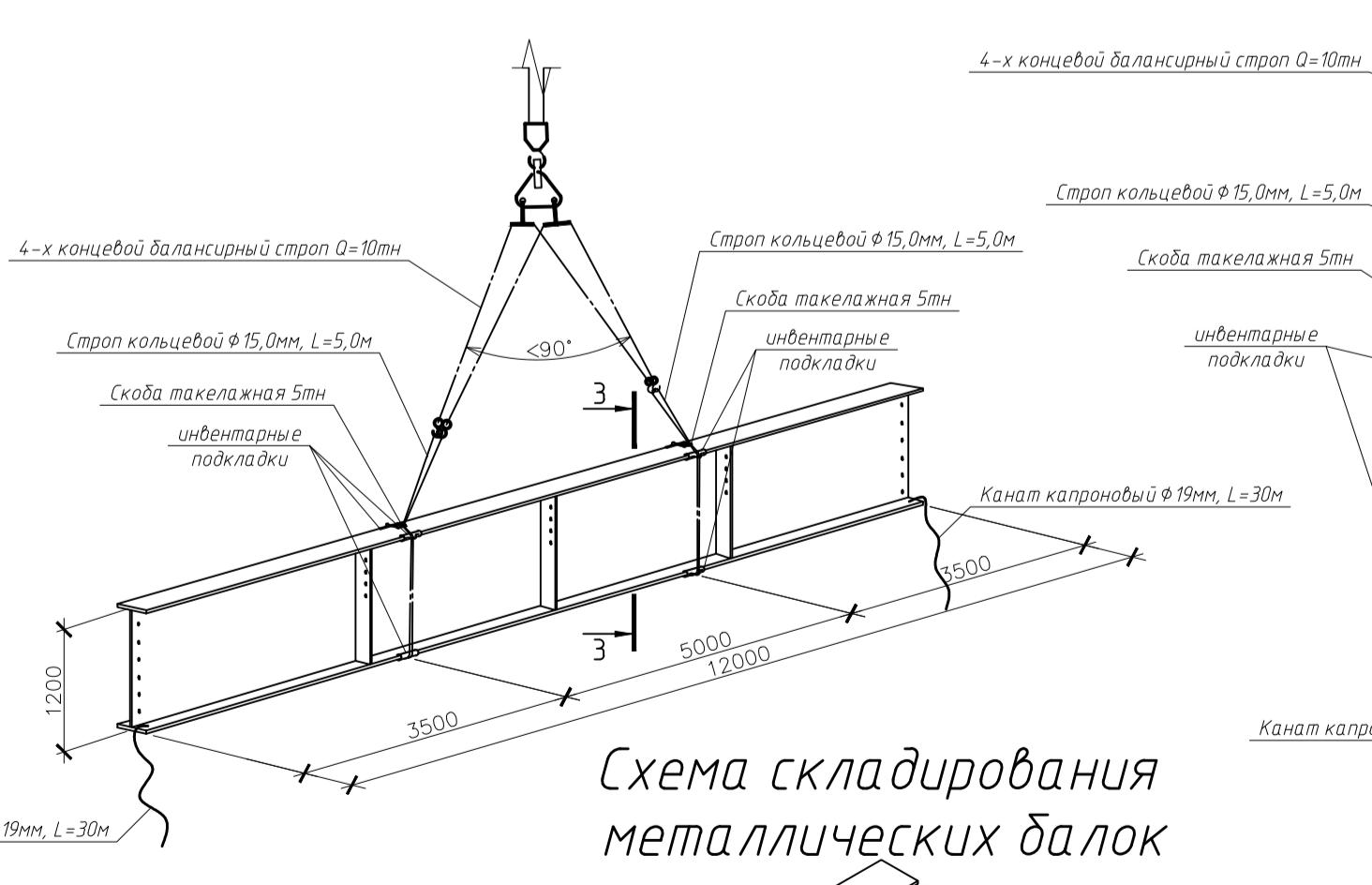
Устройство рабочего шва



Условные обозначения:

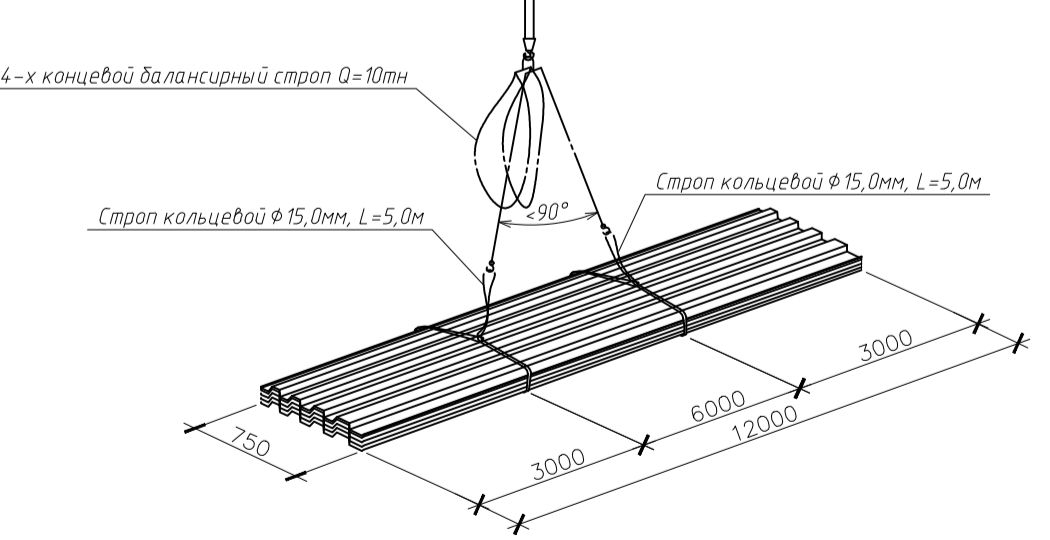
- К1-К143 Последовательность возведения монолитных колонн
- Б1-Б110 Последовательность монтажа основных балок
- ББ1-ББ320 Последовательность монтажа второстепенных балок
- Пл1-Пл84 Последовательность укладки профлиста в пределах ячейки 12x12 м
- Б1-Б84 Последовательность бетонирования перекрытия
- Ф1-Ф219 Последовательность монтажа стропильных ферм
- Н1-Н46 Последовательность укладки профлиста покрытия

Схема строповки основных балок перекрытия



3-3

Схема строповки пачки профлистов



Толщина защитного слоя бетона в перекрытии

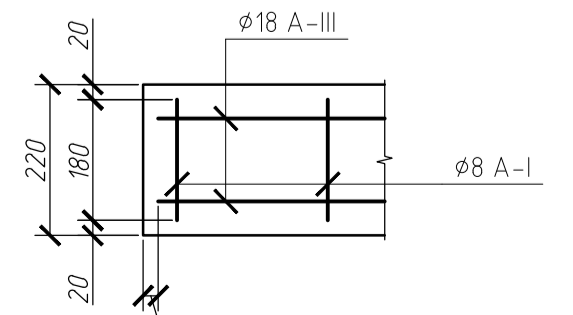


Схема складирования металлических балок

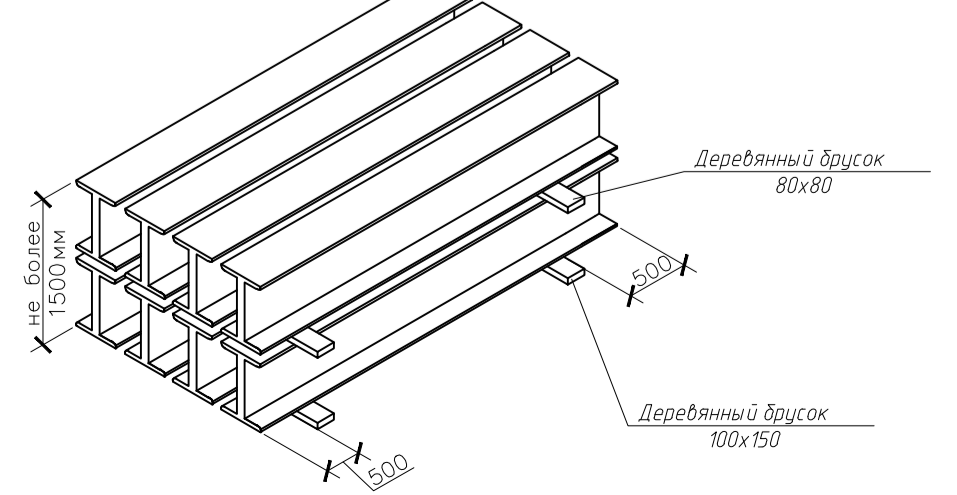


Схема складирования пакетов арматуры

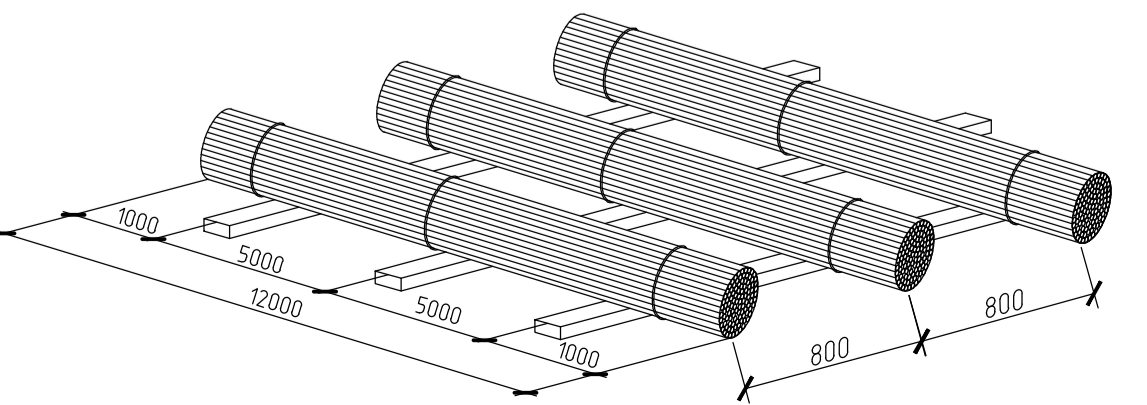


Схема строповки пакетов арматуры

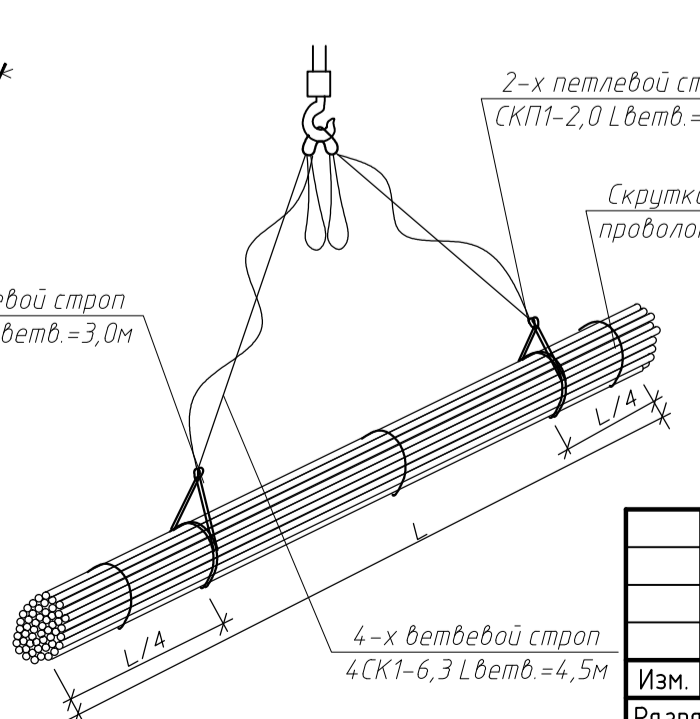
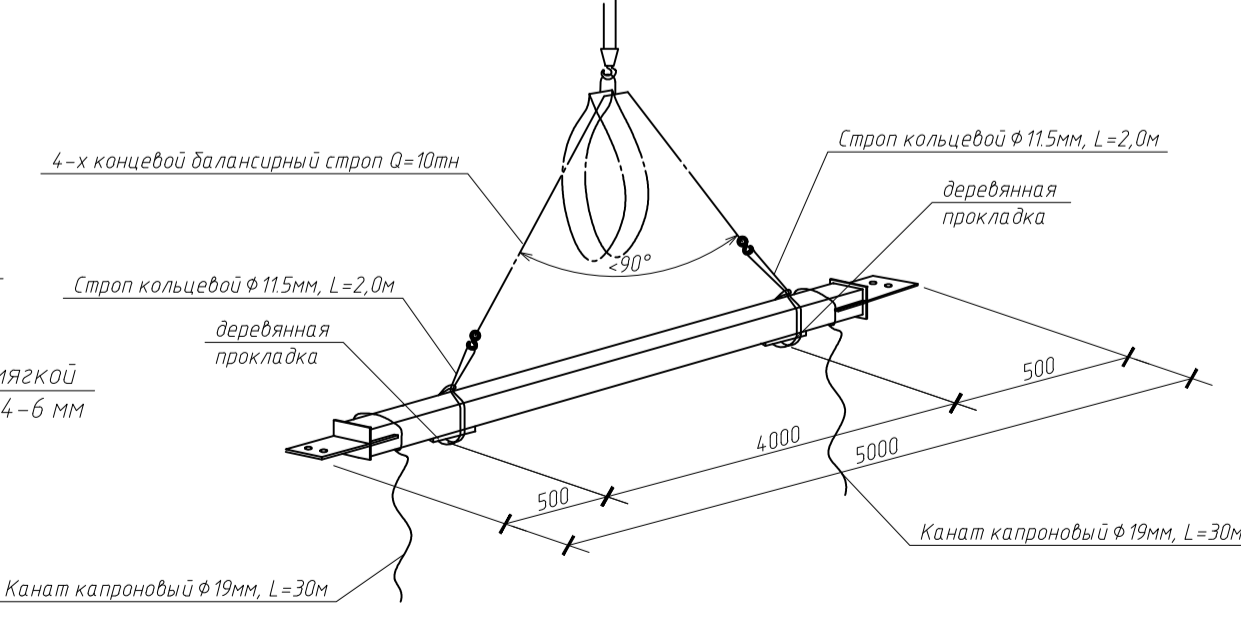
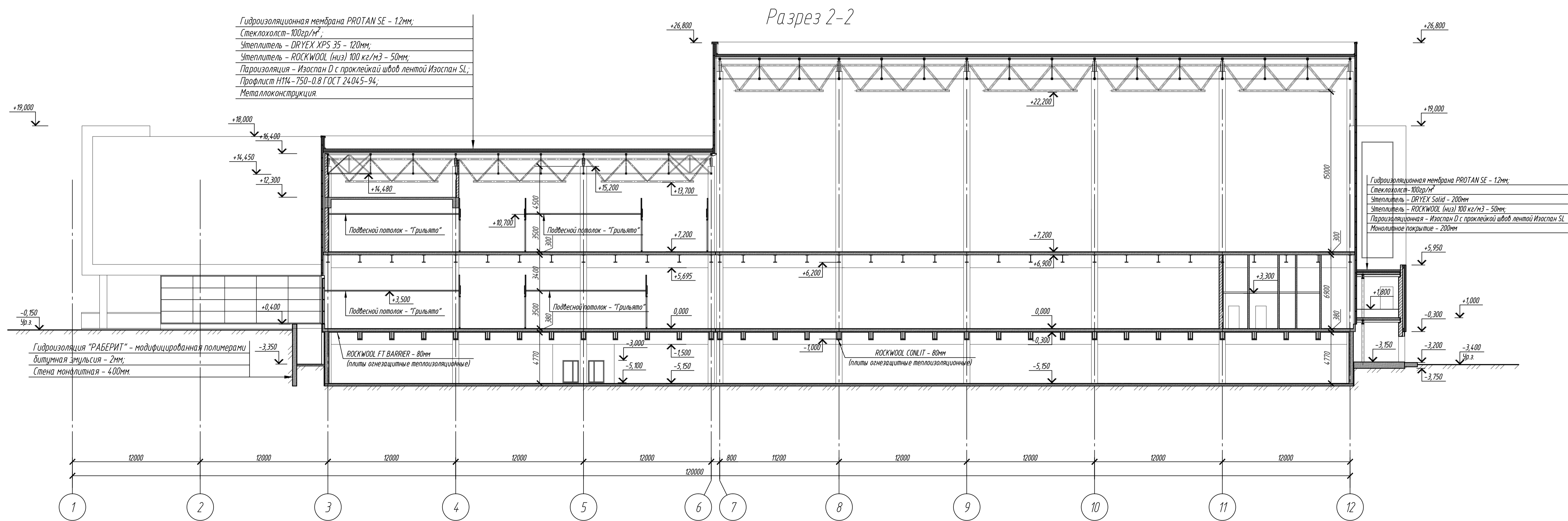
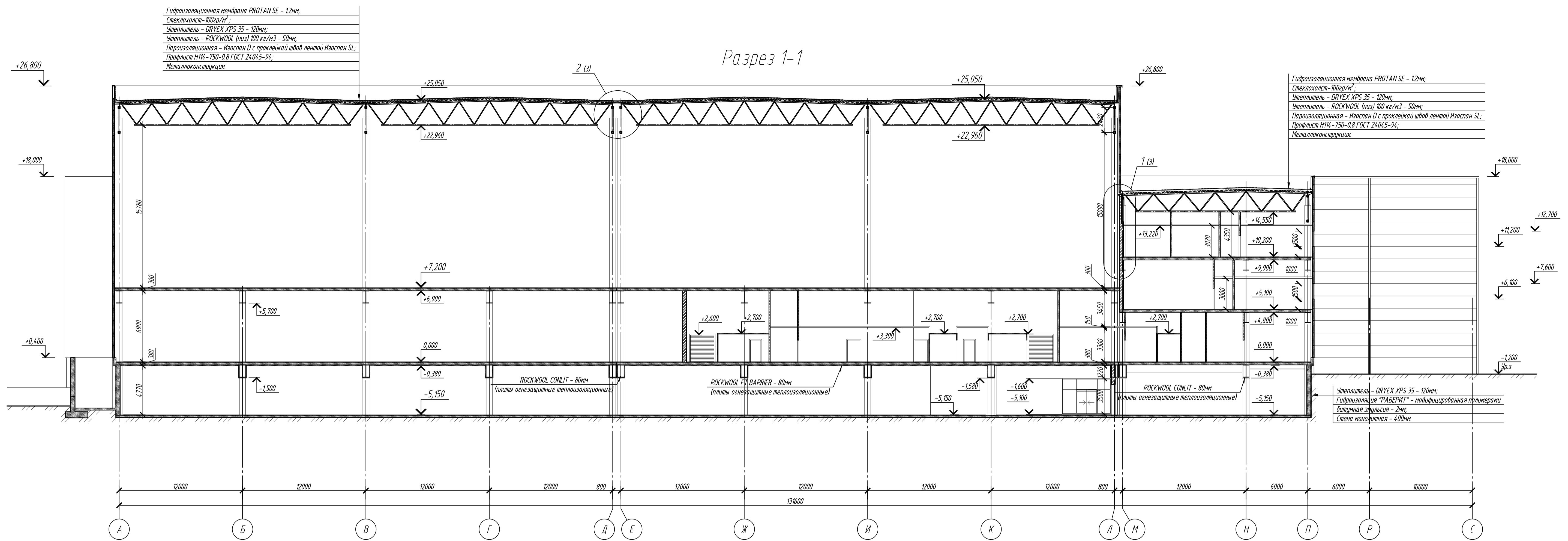


Схема строповки горизонтальных связей



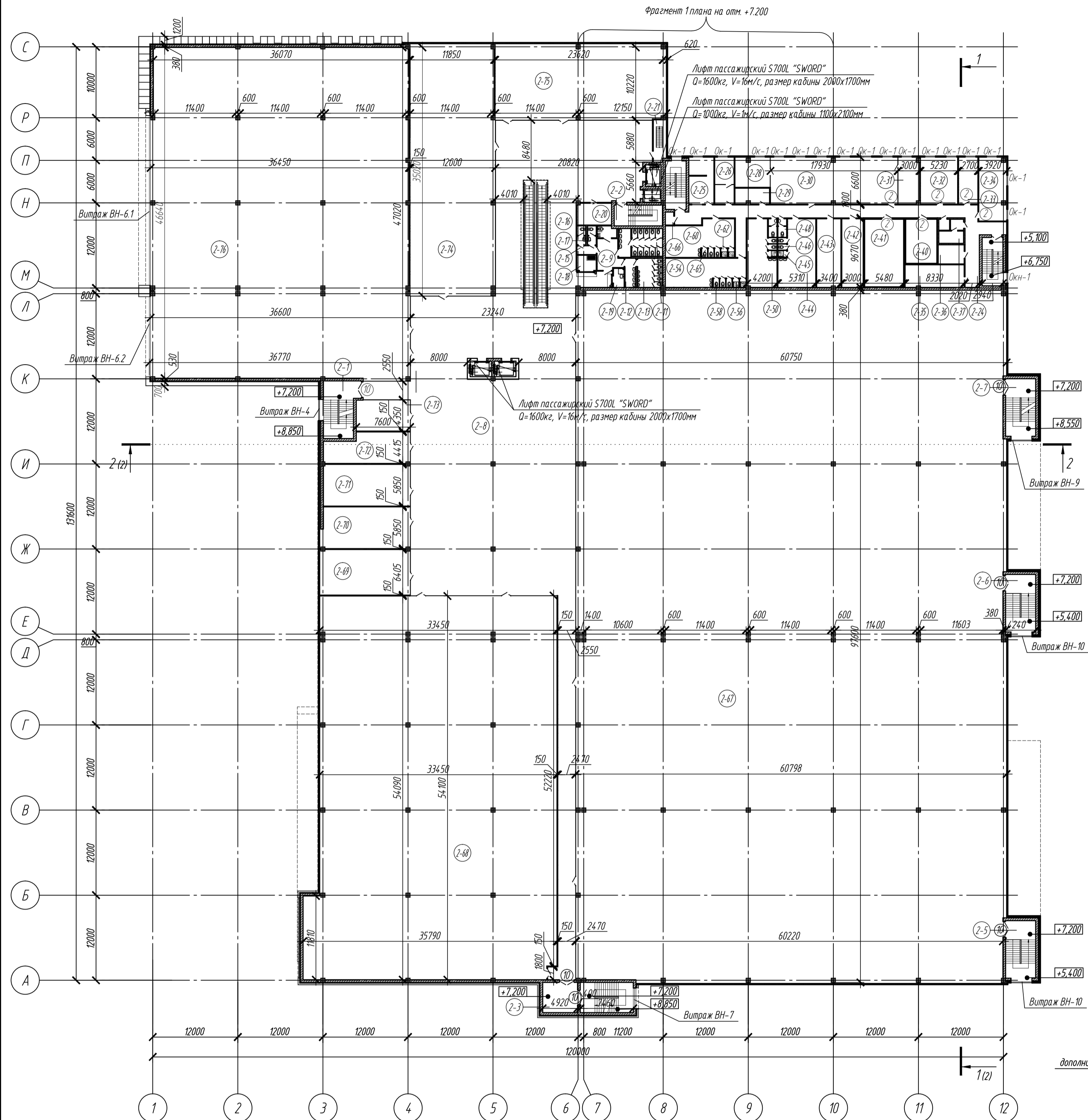
БР - 08.03.01.00.01 ТК						
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	
Разработал	Тимова Я.А.					
Разработал	Тимова О.Н.					
Консультант	Петрова С.Ю.					
Руководитель	Фроловская А.В.					
Н.контр.	Фроловская А.В.					
Зав.кафедрой	Дворниев С.В.					
Административно - торговый центр по ул.Д.Мартынова в г.Красноярске				Студия	Лист	Листов
Схема производства работ, разрез 1-1, разрез 2-2, разрез 3-3, схемы стропки элементов схемы складирования элементов				р		
СК и УС						



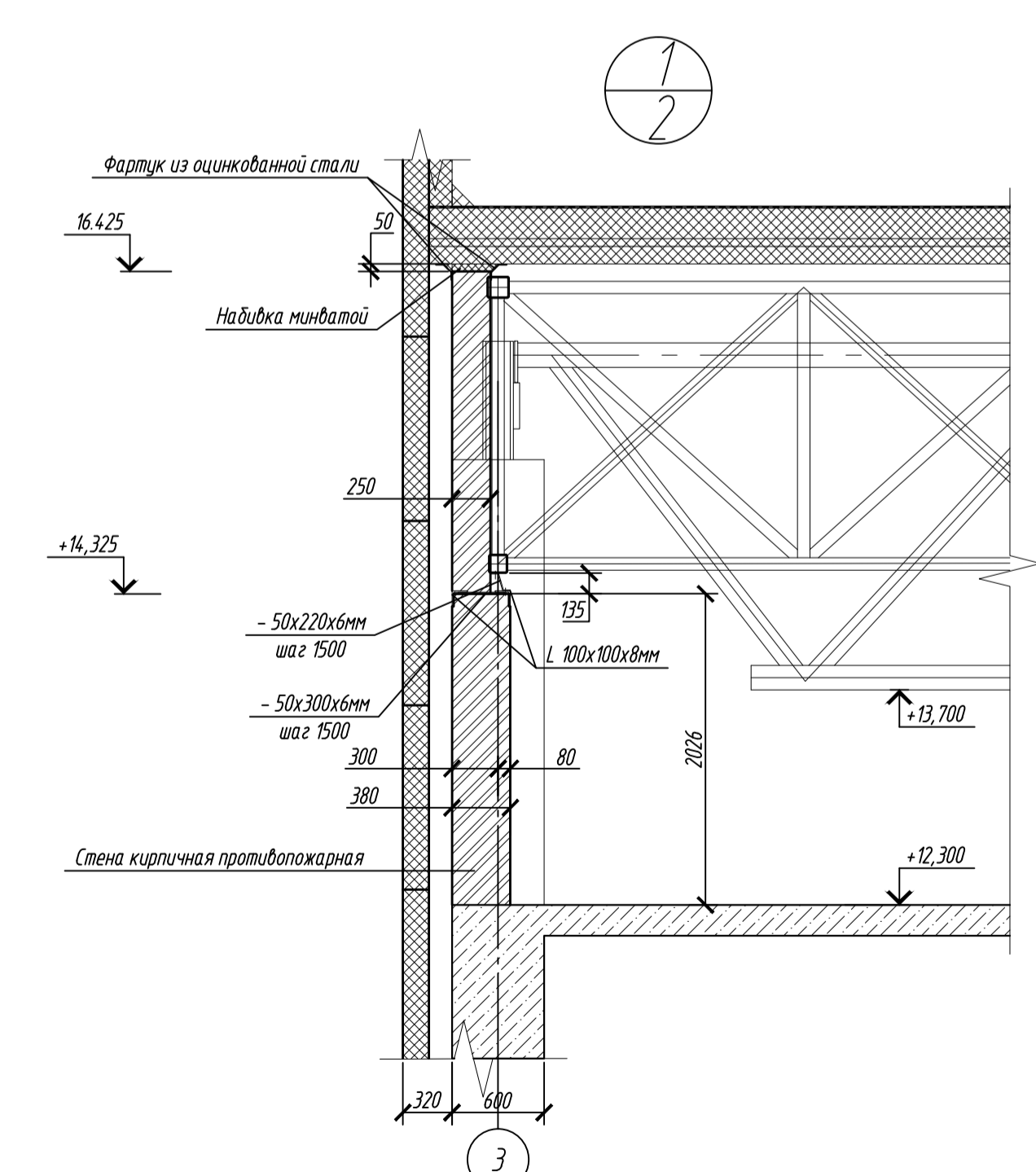
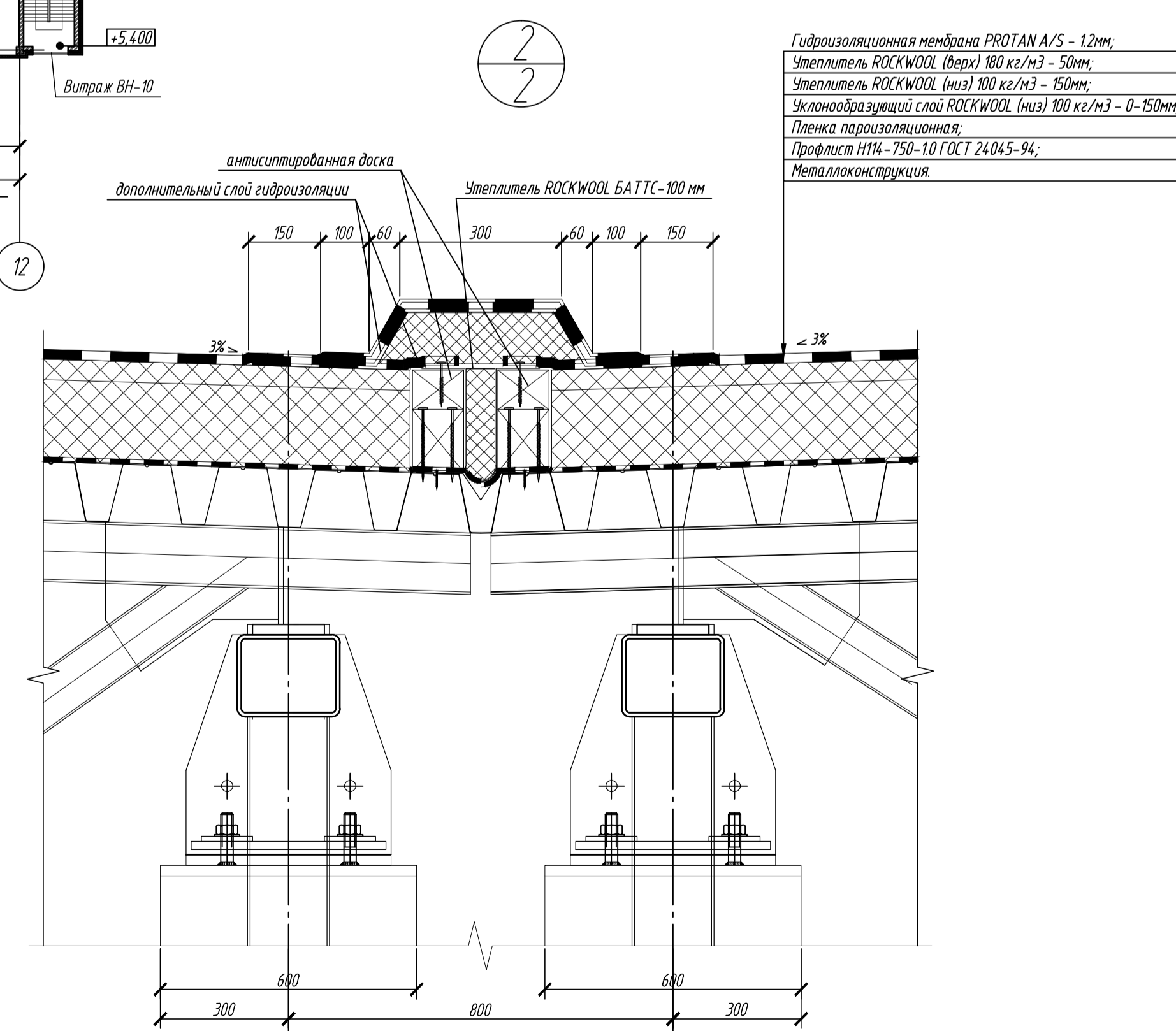
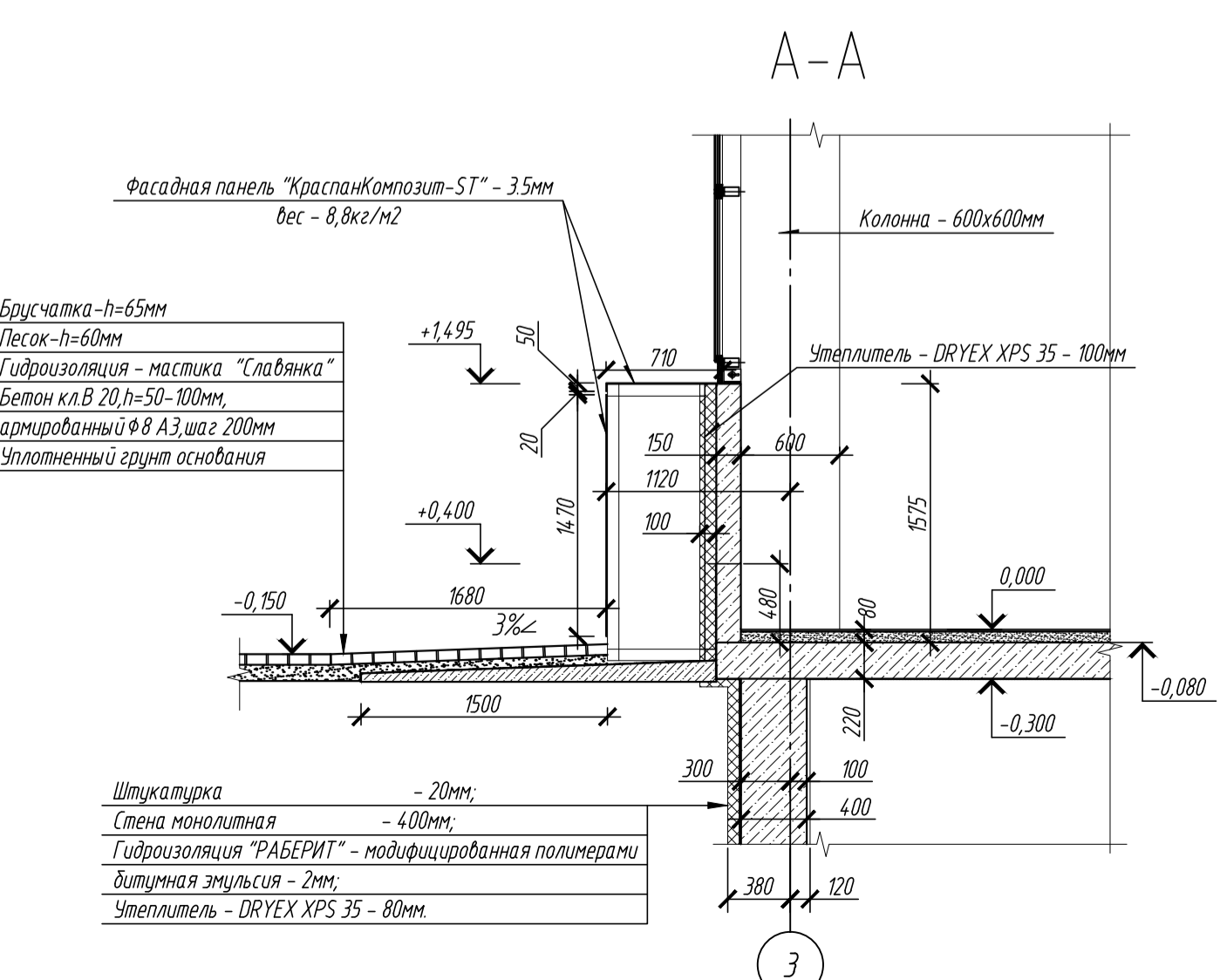
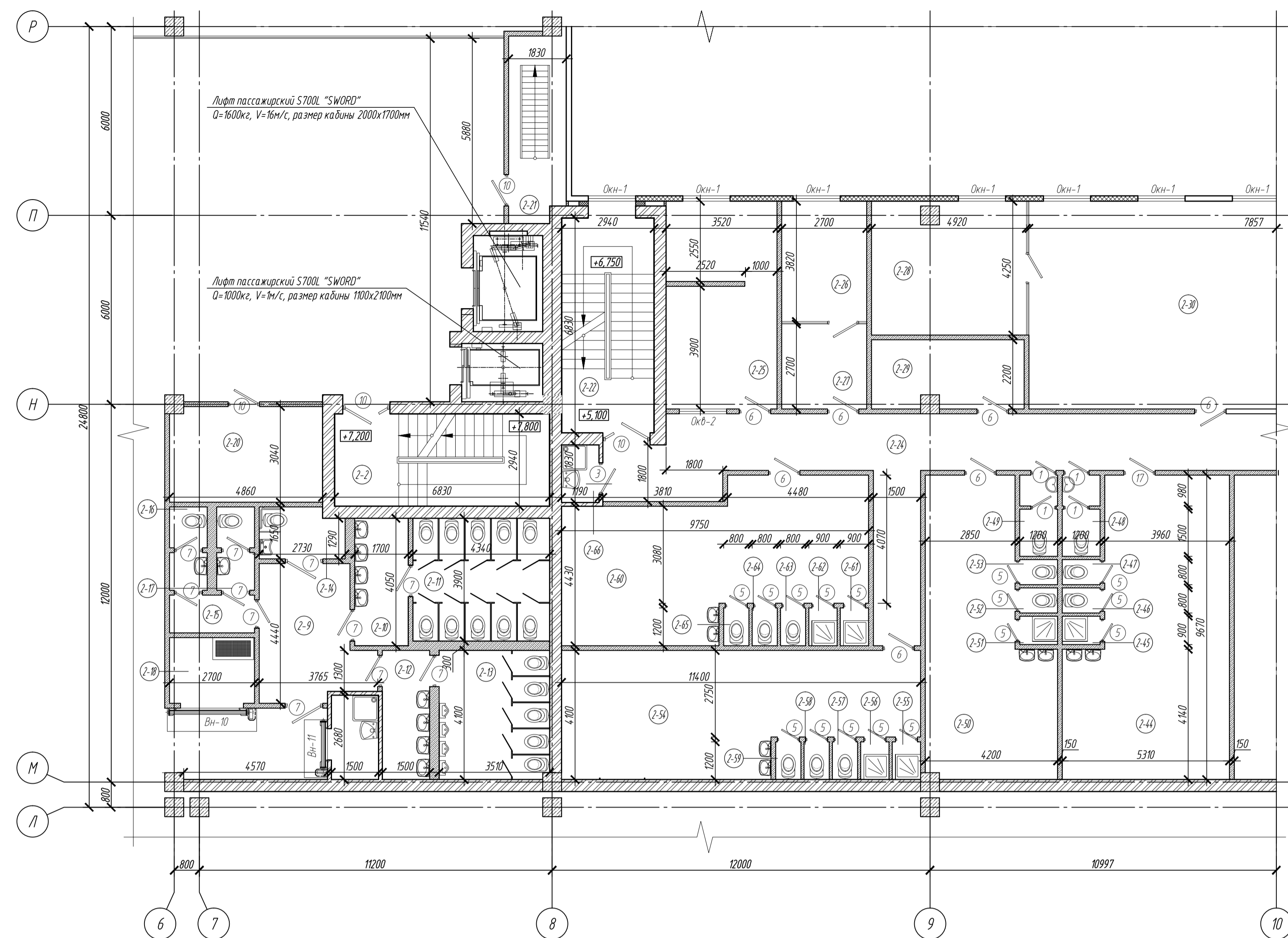
Согласовано
 Подп. и дата
 Взам. инв. №
 Инв. № подл.

БР - 08.03.01.00.01 AP					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Тимова Я.А.				
Разработал	Тимова О.Ю.				
Консультант	Сергучева Е.М.				
Руководитель	Фроловская А.В.				
Н.к. контроль	Фроловская А.В.				
Зав. кафедрой	Леоридов С.В.				
Административно - торговый комплекс по ул. Д.Мартынова в г. Красноярске				Стандия	Листов
Разрез 1-1, разрез 2-2				Р	2
СК и УС					

План на отм. +7.200



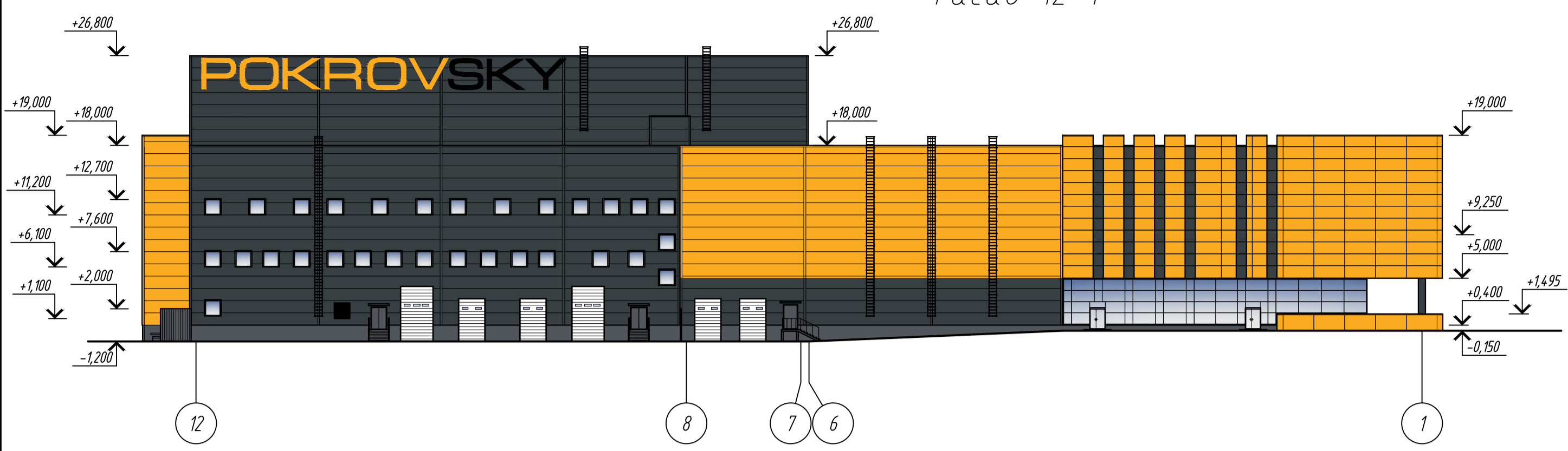
Фрагмент 1 плана на отм. +7.200



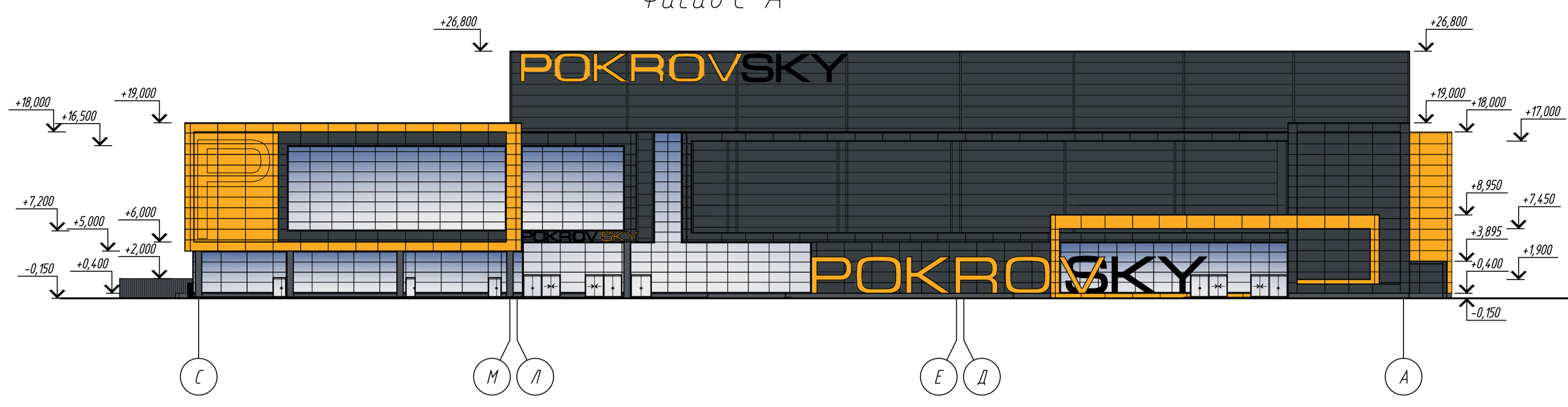
Согласовано
Подп. и дата
М.П. № подл.

БР - 08.03.01.00.01 AP					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол. у	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Тимова Я.А.				
Разработал	Тимова О.Н.				
Консультант	Сережичева Е.М.				
Руководитель	Фроловская А.В.				
Н.к. контроль	Фроловская А.В.				
Зав. кафедрой	Леоридиев				
Административно - торговый центр по ул. Д.Мартынова в г. Красноярске				Стандия	Листов
План на отм. +7.200, Фрагмент 1 плана на отм. +7.200, Челы: 1, 2, разрез А-А				р	3
Копиробал				СК и УС	

Фасад 12-1

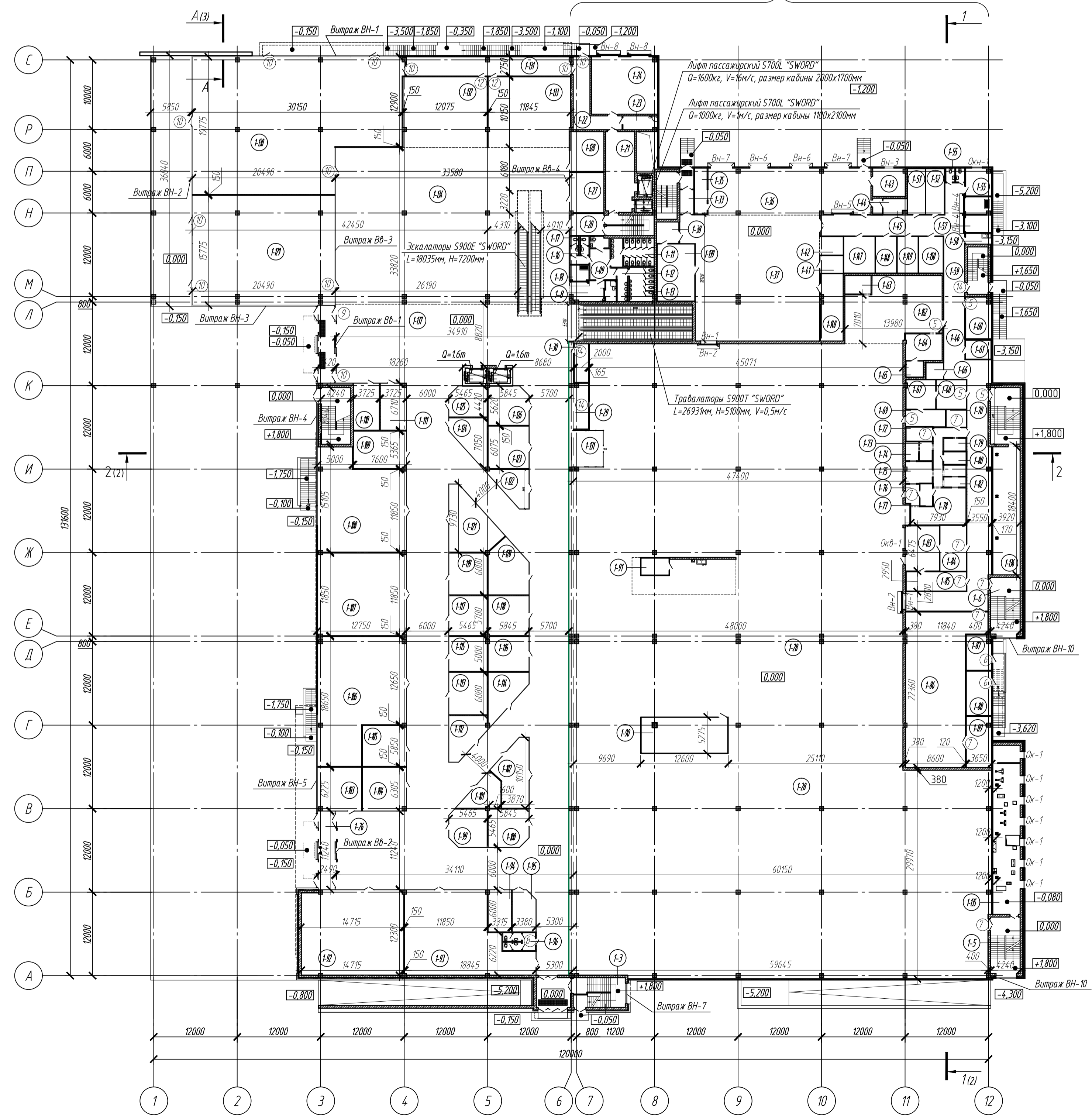


Фасад С-А

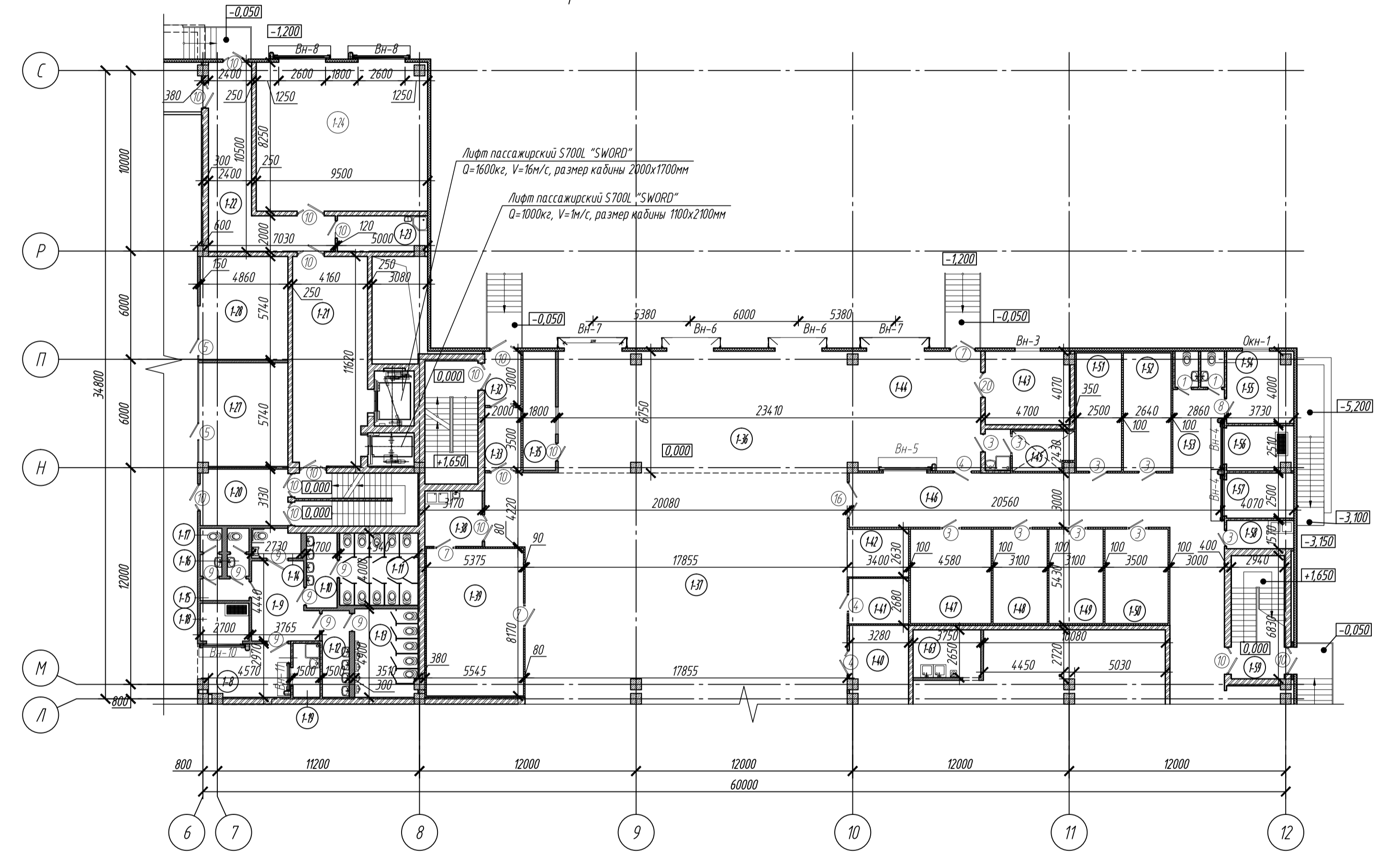


План на отм. 0.000

Фрагмент 1 плана на отм. 0.000



Фрагмент 1 плана на отм. 0.000

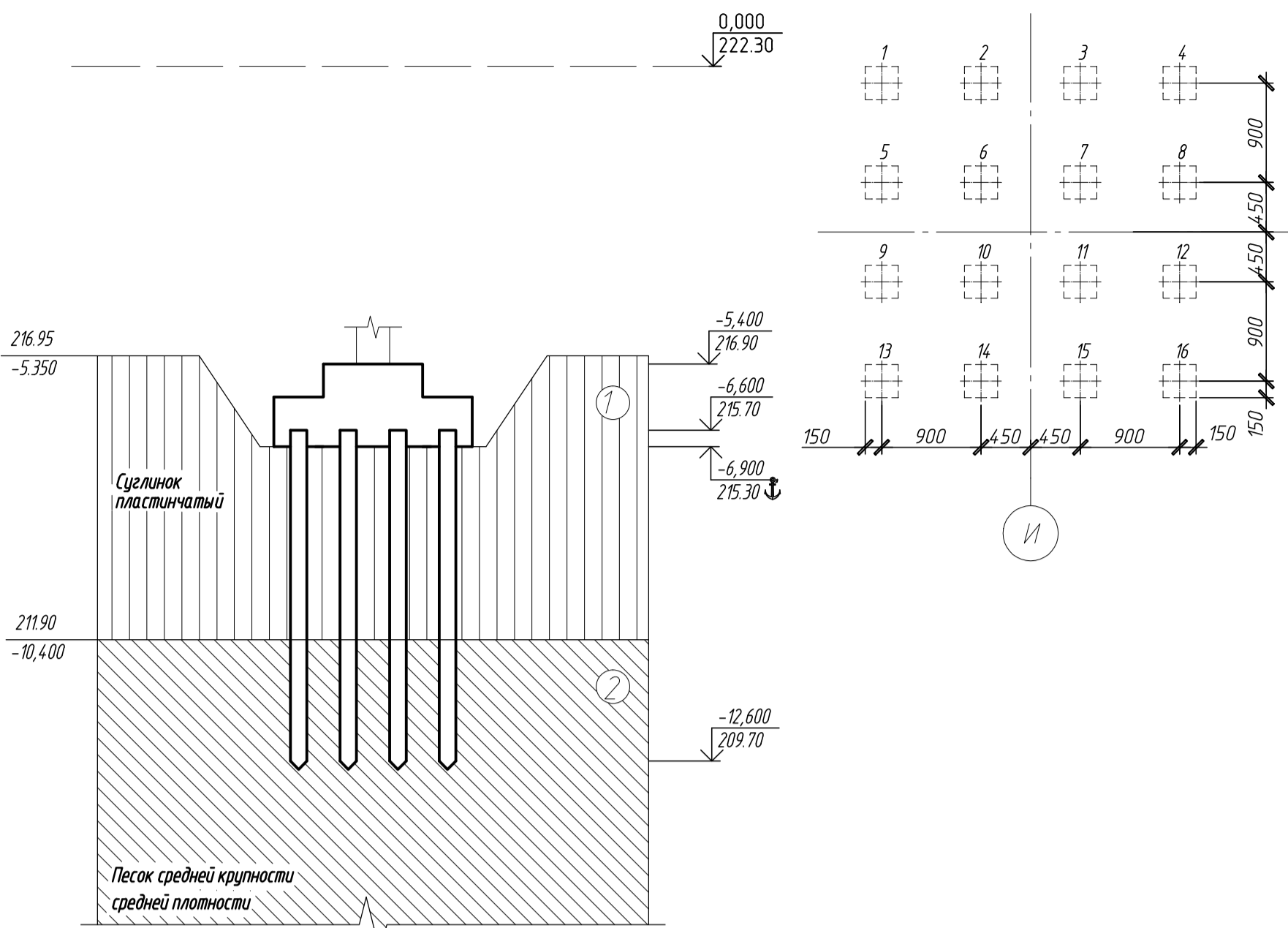


Создано	
Проверено	
Подп. и дата	
Имя, № подл.	

БР - 08.03.01.00.01 AP							
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт							
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата		
Разработал	Тимова Я.А.						
Разработал	Тимова О.Ю.						
Консультант	Сергучева Е.М.						
Руководитель	Фроловская А.В.						
Н.к. контроль	Фроловская А.В.						
Зав. кафедрой	Леоридиев						
Административно - торговый центр по ул. Д.Мартынова в г.Красноярске					Стая	Лист	Листов
					Р	1	
Фасад 12-1, Фасад С-А, план на отм. 0.000 фрагмент 1 плана на отм. 0.000					СК и УС		

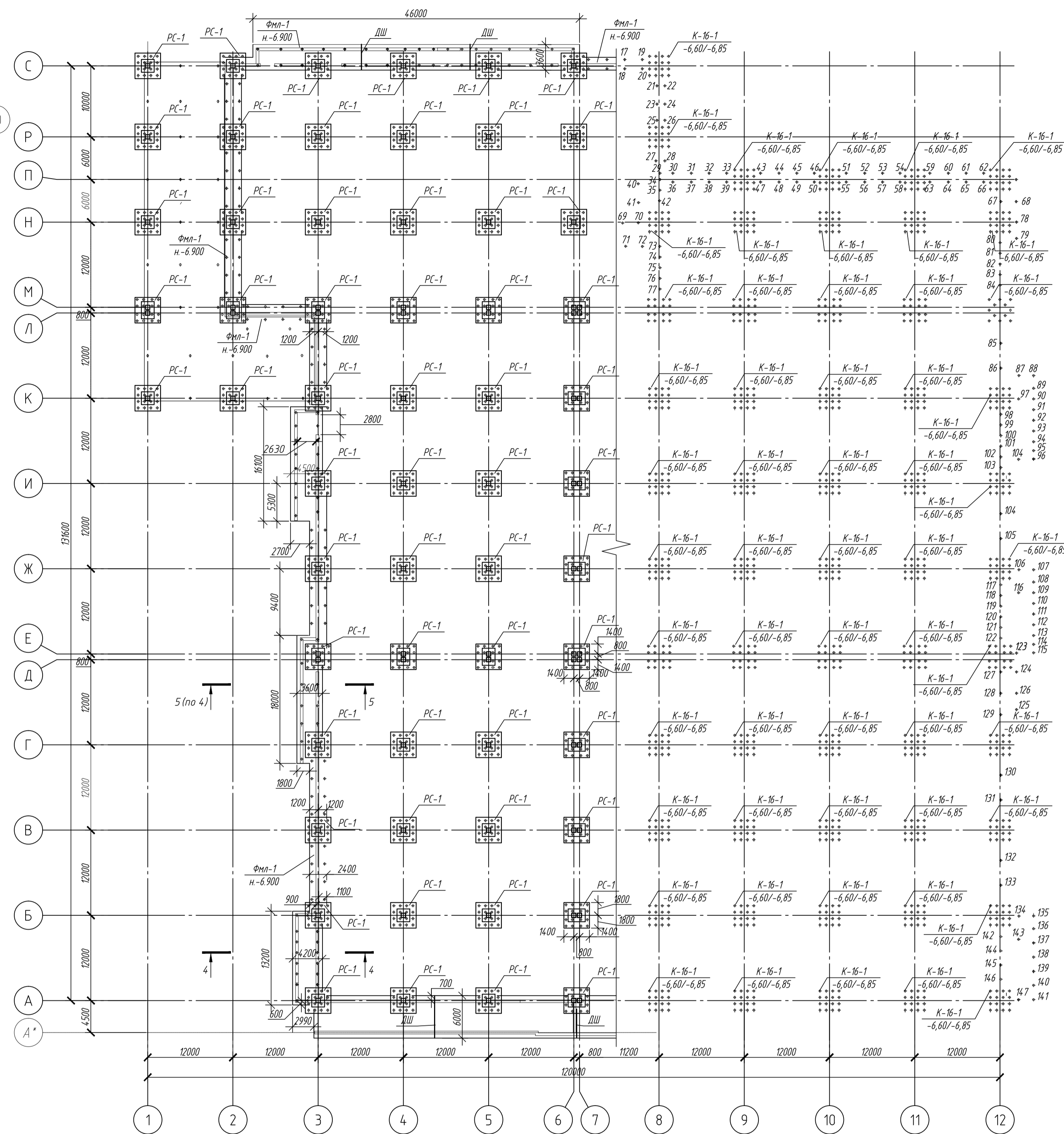
Инженерно - геологический разрез

К-16-1



ИЗ-1. Суглинок твердый и полутвердый просадочный, $e < 0,9$
 $\rho^* = 1,72$ $\gamma^* = 16,9$ $E = 4,5$ $\varphi^* = 22,2$ $C^* = 23$
 ИЗ-2. Суглинок элювиальный твердый с включениями дресвы, $e > 0,5$
 $\rho^* = 1,94$ $\gamma^* = 19$ $E = 6,0$ $\varphi^* = 24,2$ $C^* = 51$

Схема расположения фундаментов



Свайное поле

Значение нагрузок при различных комбинациях					
Расчетная схема	Вид расчета	Комбинация	N, кН	M, кН м	Q, кН
	Для расчета тела фундамента по I предельному состоянию		7315,6	353	14,7
	Для расчета основания по II предельному состоянию		7786,05	375,05	14,7

Спецификация элементов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
Сваи железобетонные					
1	ГОСТ-19804-91	С60 30	16	1380	
Ростверк монолитный РС-1					
1	ГОСТ 23279-84	С-1	2	630,31	
2	ГОСТ 23279-84	С-2	4	39,47	
3	ГОСТ 23279-84	КП-1	1	158,66	
Детали					
1	ГОСТ 5784-82	φ20 А-III, l=3550	19	157,58	
2	ГОСТ 5784-82	φ20 А-III, l=3550	19	157,58	
3	ГОСТ 5784-82	φ12 А-III, l=1400	7	8,7	
4	ГОСТ 5784-82	φ6 А-I, l=1750	3	1,17	
5	ГОСТ 5784-82	φ32 А-III, l=3500	4	88,34	
6	ГОСТ 5784-82	φ32 А-III, l=2500	4	63,1	
7	ГОСТ 5784-82	φ10 А-I, l=1950	6	7,22	
Материалы					
		Бетон В20		13,6	м3
		Бетон В7,5		15,2	м3

Ведомость расхода стали, кг

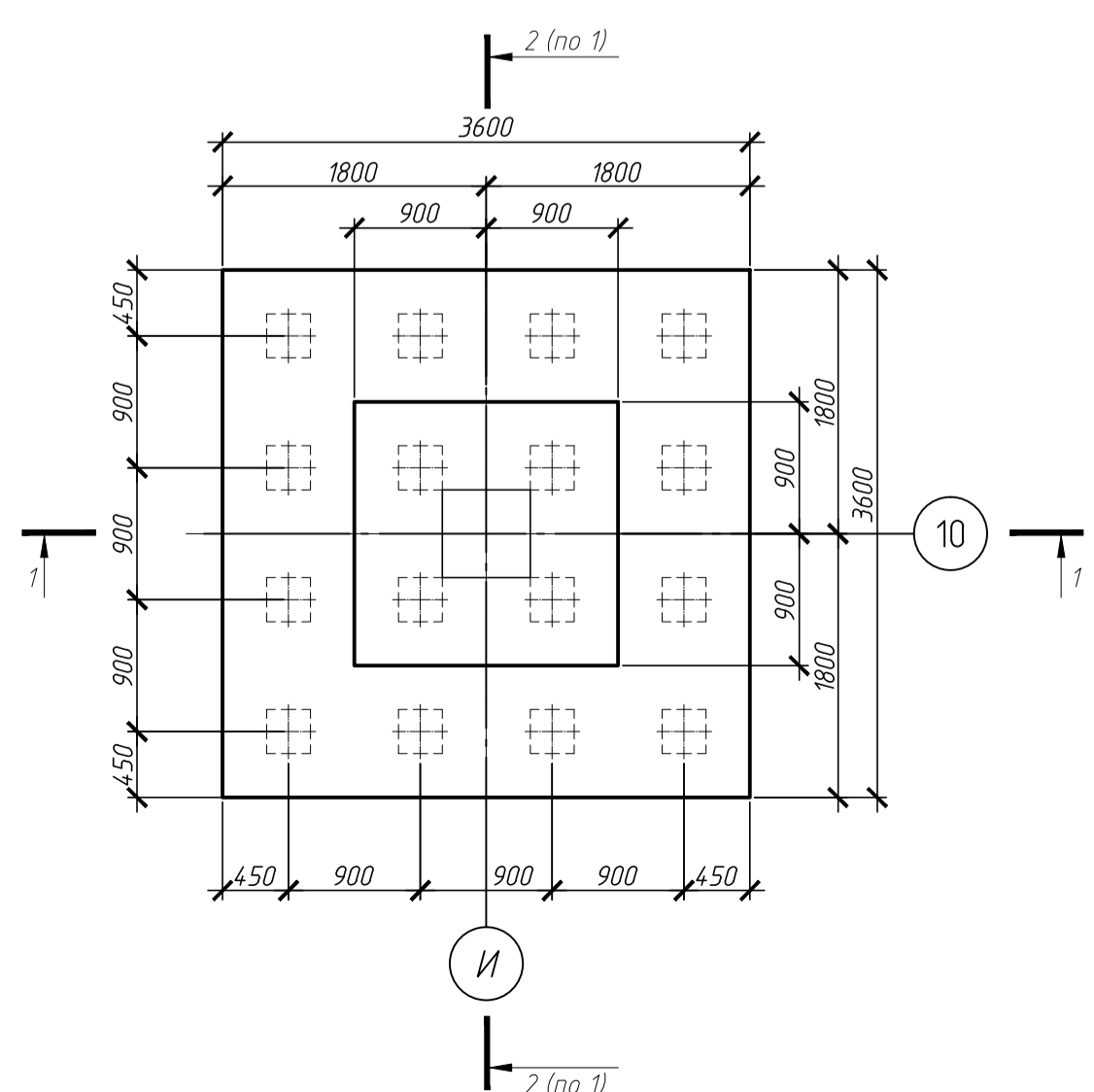
Марка элемента	Изделия арматурные					Общий расход, кг	
	Арматура класса						
	А 240		А 400				
Марка элемента	φ6	φ10	φ12	φ20	φ32	Всего, кг	Общий расход, кг
С-1	-	-	-	315,16	-	315,16	630,32
С-2	1,17	-	8,7	-	-	9,87	39,48
КП-1	-	7,22	-	-	15,144	158,66	158,66
Итого						669,8	

Экспликация свай

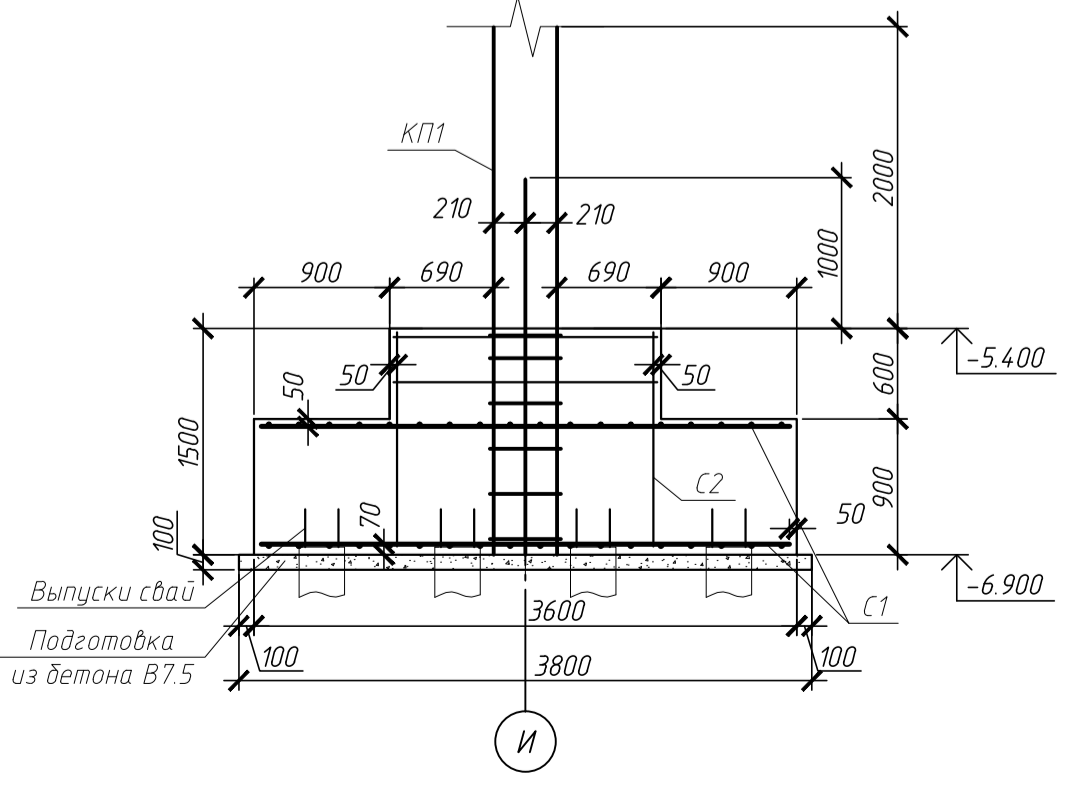
N сваи	Расчетная нагрузка на сваю N, кН	Сечение, мм	Леченые, мм	Кол. шт.	Масса сваи, кг	Отметка верха головы сваи до срубку	Отметка головы сваи после срубку	Условное обозначение	Марка сваи	N монтажного элемента
1-	517,88	840	300x300	6000	700	-6,600	-6,850	□	С 60-30 У	1

- Примечание:
- Отметка 0,000 соответствует абсолютной отметке 222,30
 - Сваи С60.30 по ГОСТ 19804-91, бетон В20, арматура 4d10 АIII, масса свай 1,38 тонны.
 - Допускаемая нагрузка на сваи - 600кН.
 - Заделка свай в ростверк - жесткая: голова сваи разбивается, а арматура заводится в ростверк на 280мм.
 - Отметка головы сваи после забивки - 6,600м, а после срубку - 6,850м
 - Свая забивается дизель - молотом С-1995 до расчетного отказа 0,43 см.
 - Перед началом свайных работ выполнить пробную забивку свай в соответствии со СНиП 3.02.01-87.

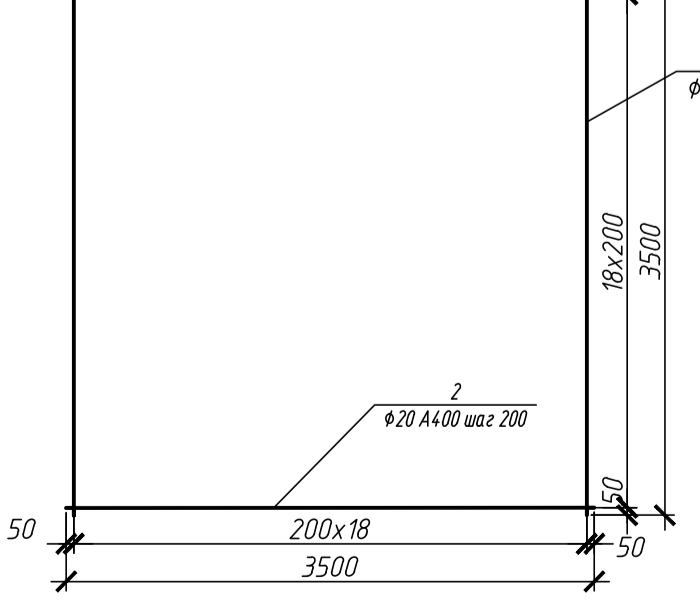
План РС-1



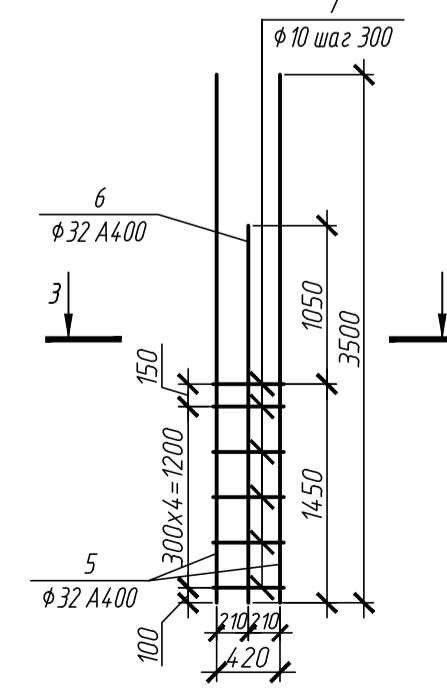
Разрез 1-1



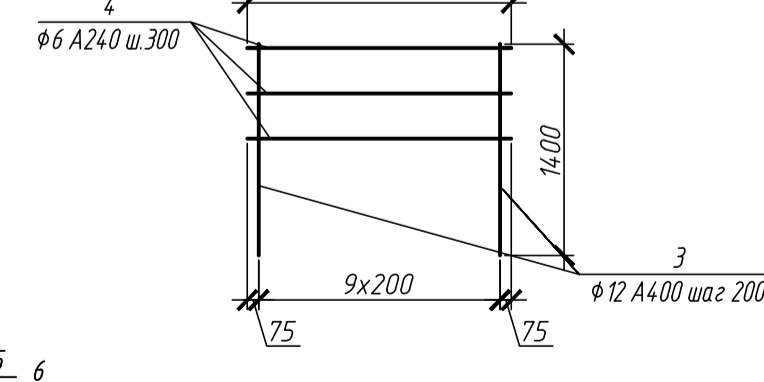
С-1



КП-1

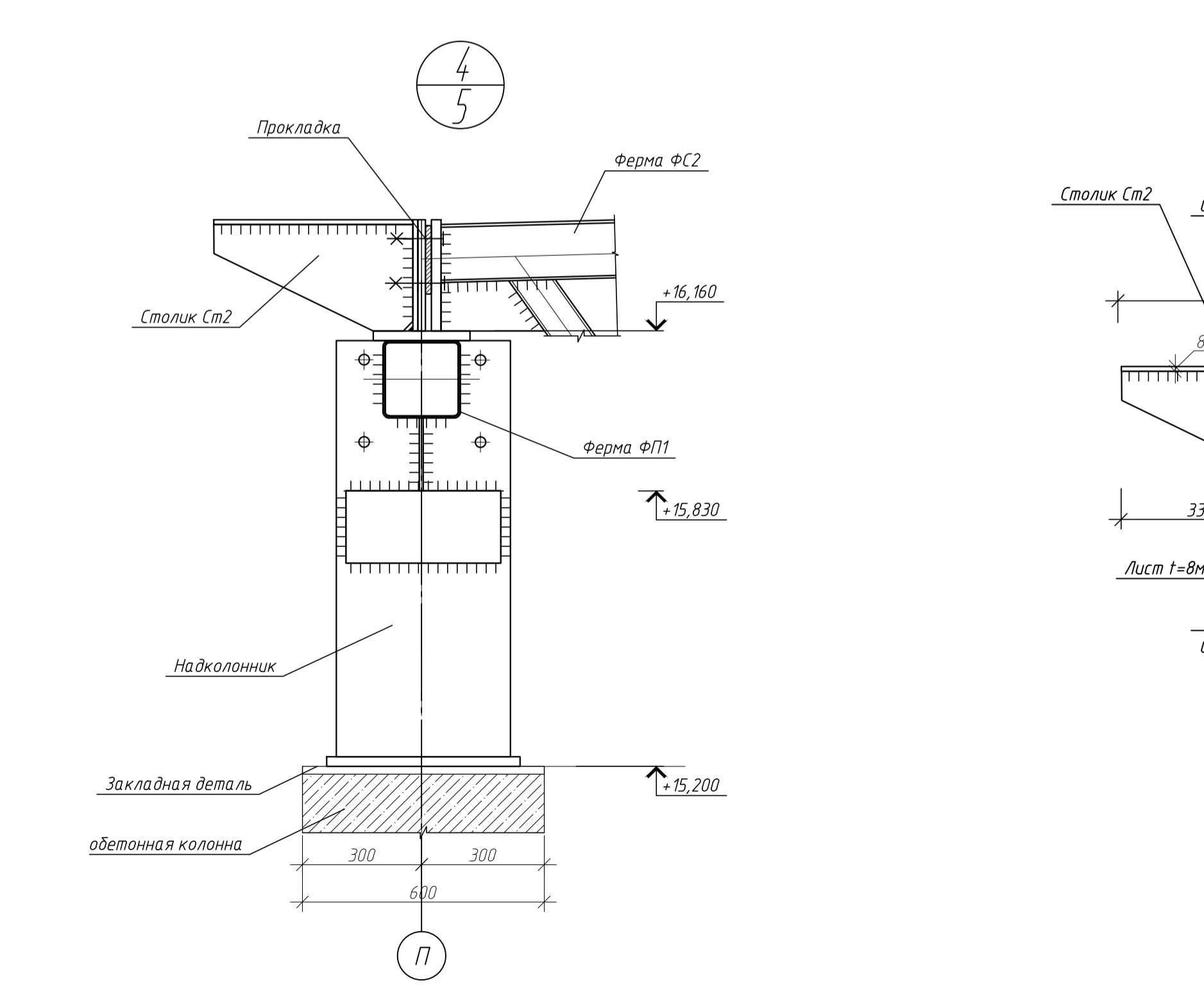
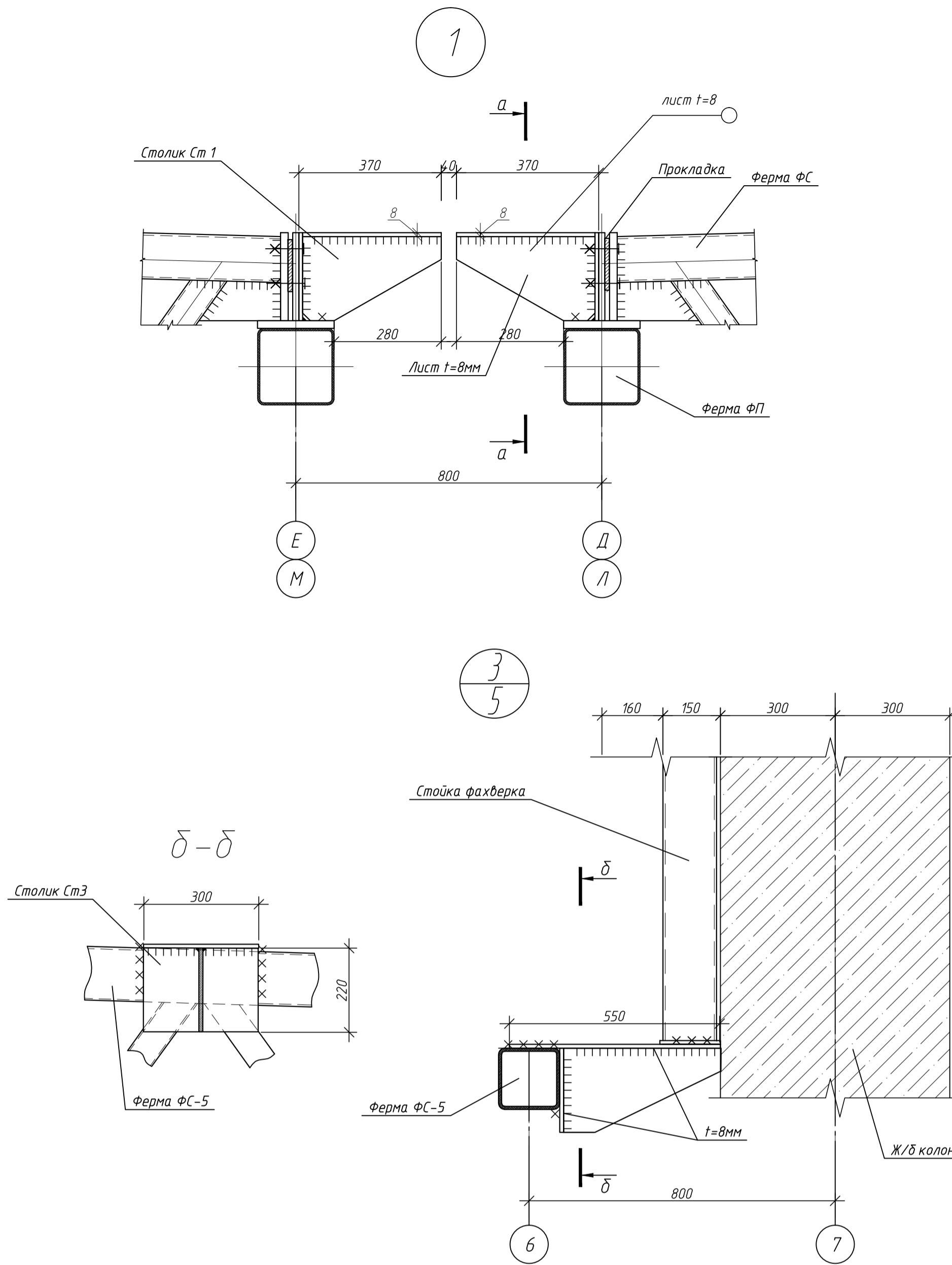
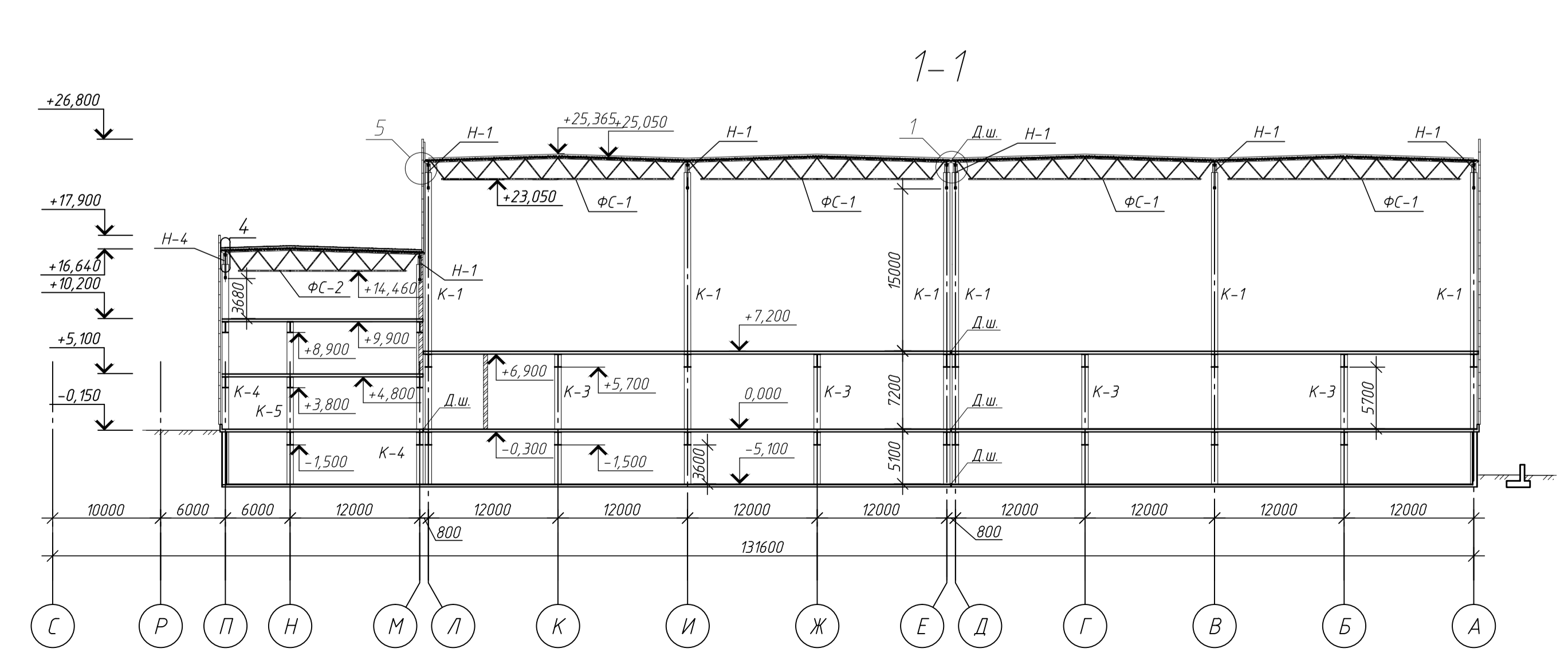
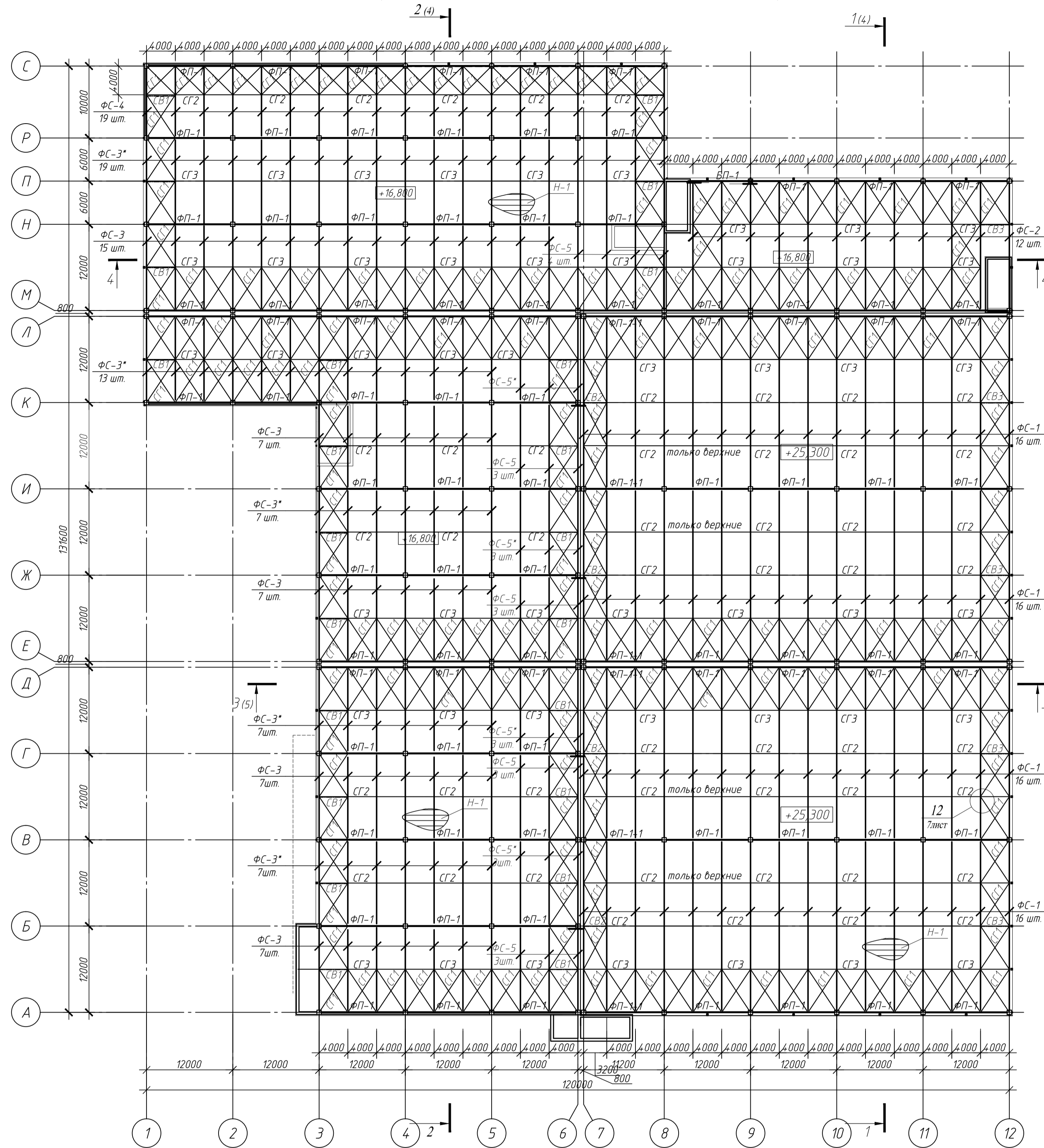


С-2



БР - 08.03.01.00.01 КЖ									
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"									
Инженерно-строительный институт									
Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Студия	Лист	Листов	
Разработал	Тимова Я.А.					Р			
Консультант	Чайкин Е.А.								
Руководитель	Фроловская А.В.								
Н.контр.	Фроловская А.В.								
Зав. кафедрой	Дворниев С.В.								
Инженерно-геологический разрез, план свайного поля, схема расположения фундаментов, свайное поле, план РС-1, разрез 1-1, КП1, сетки С1, С2									
СК и УС									
Копирова А.И.									

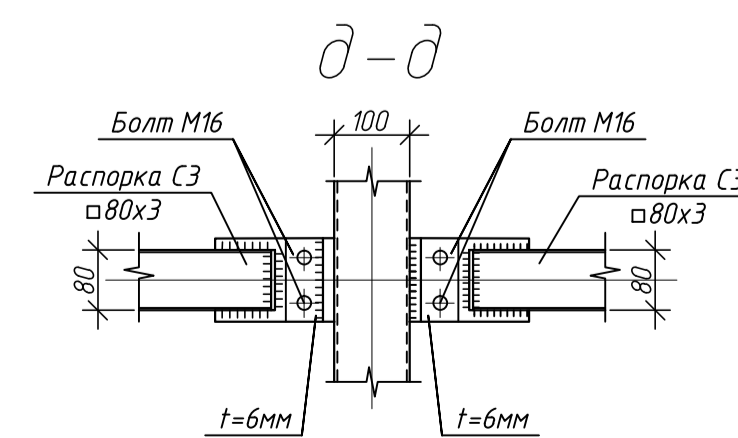
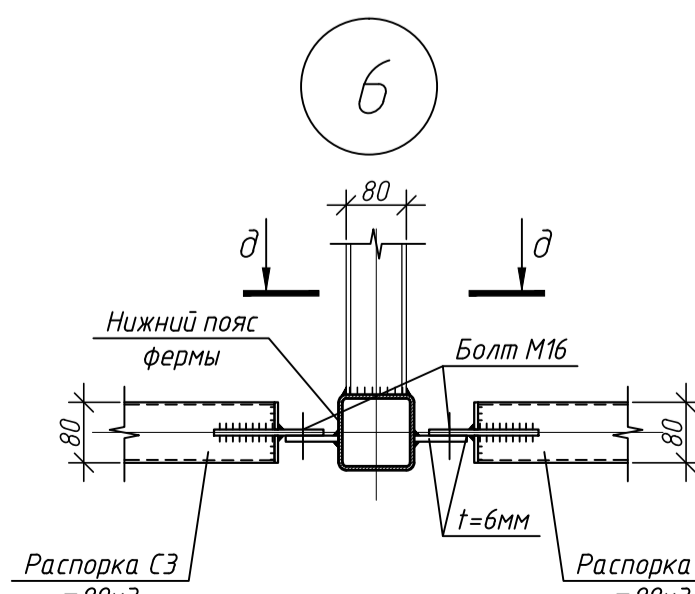
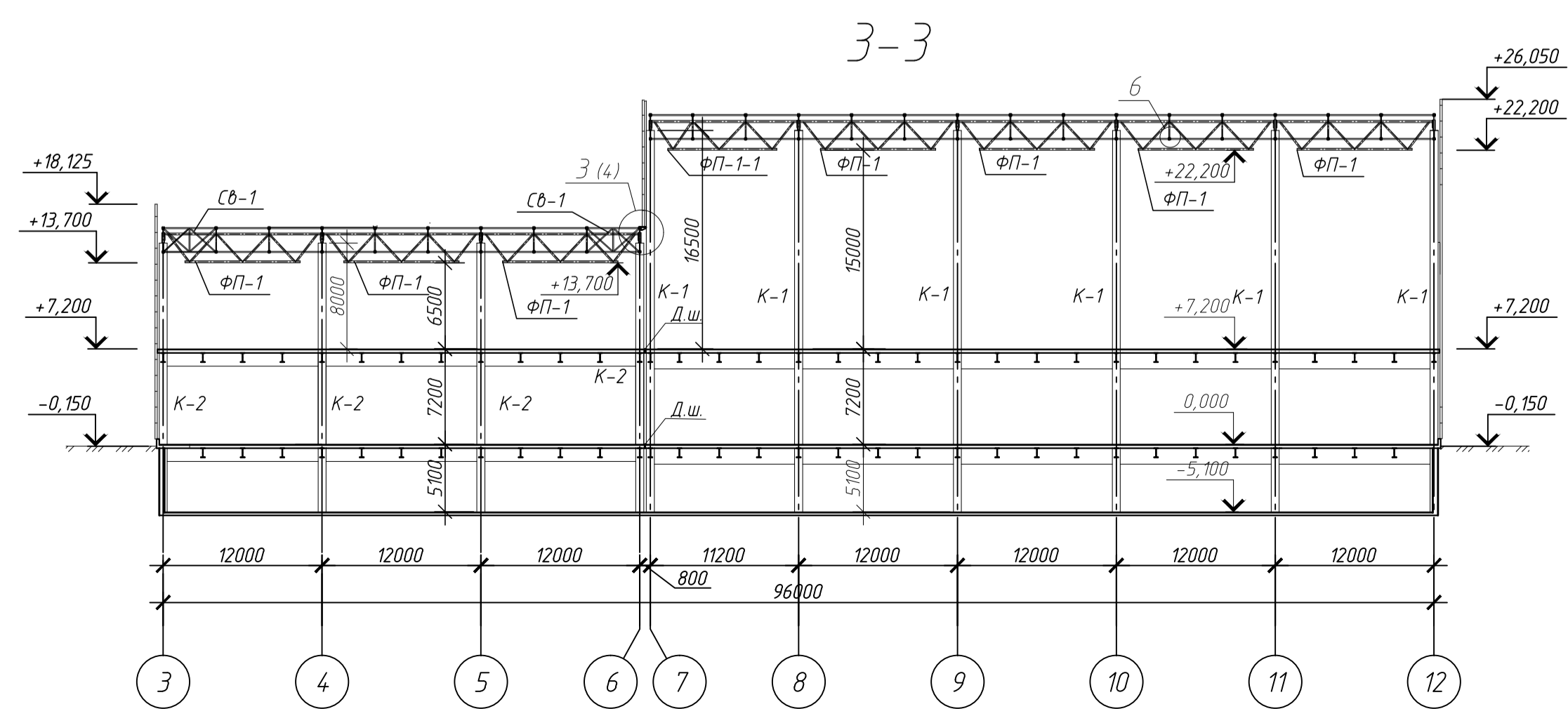
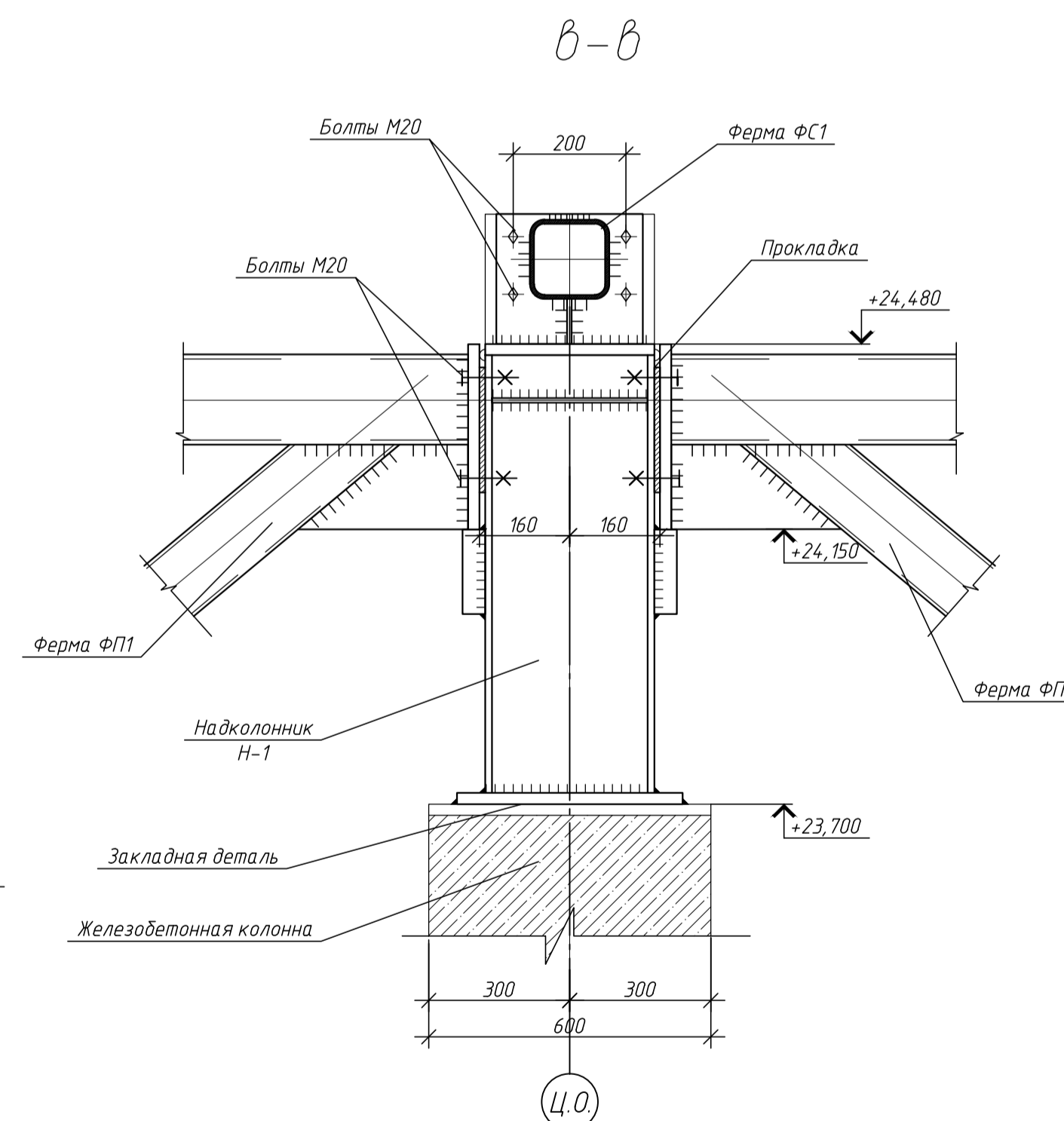
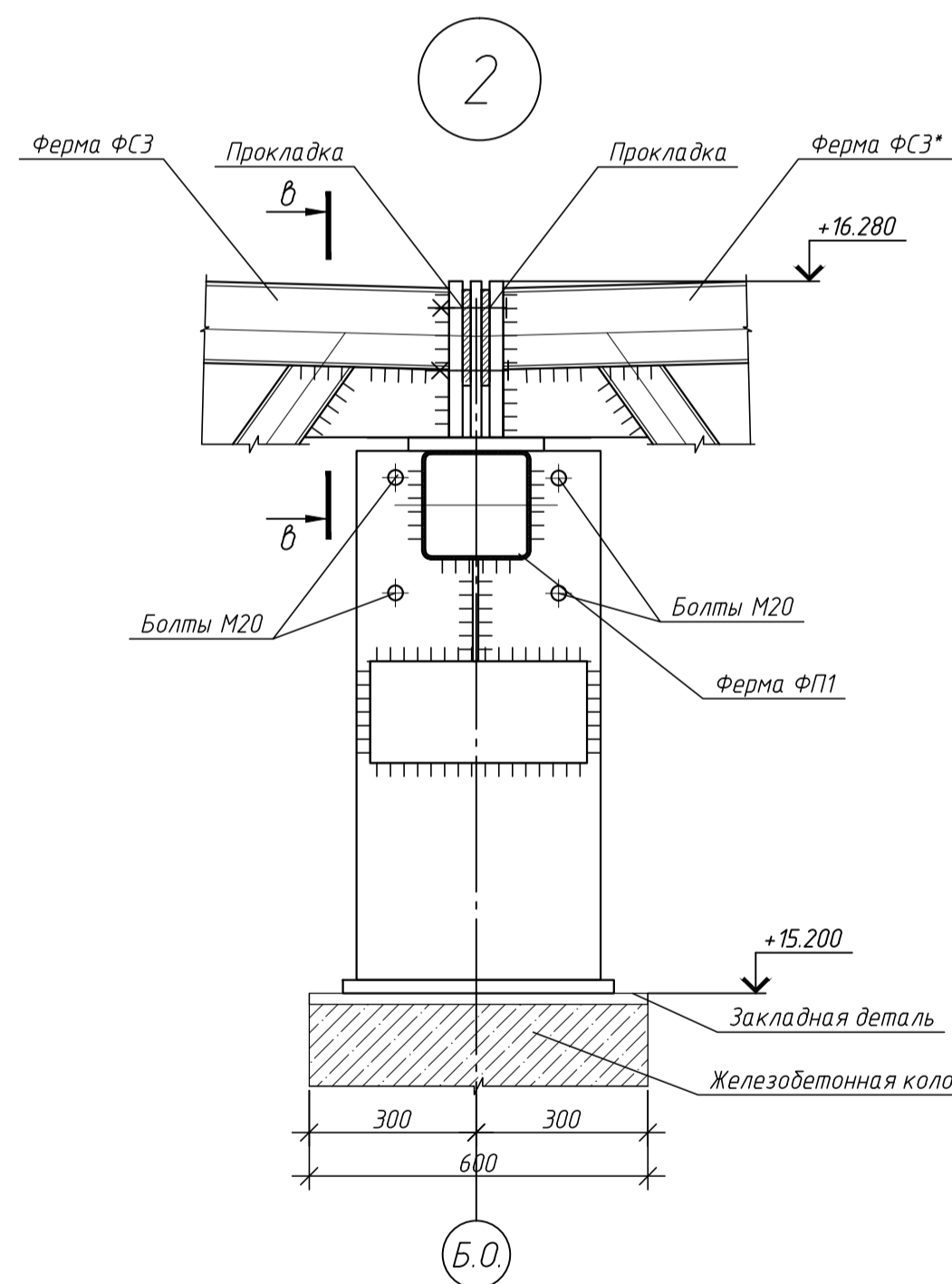
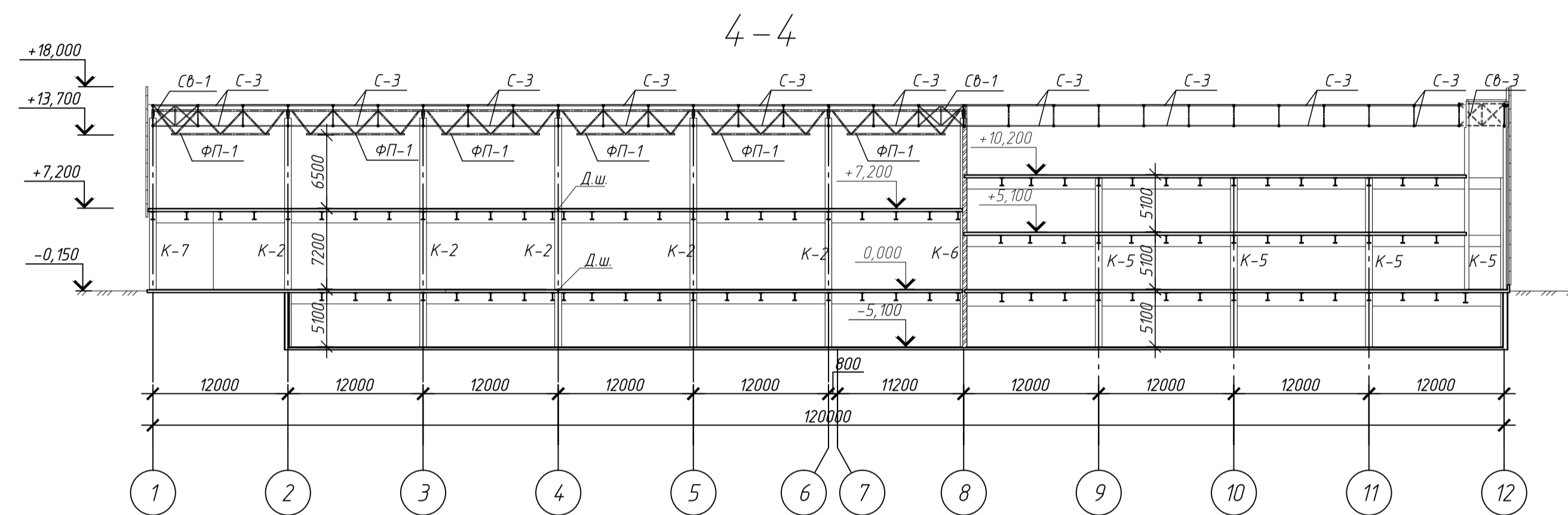
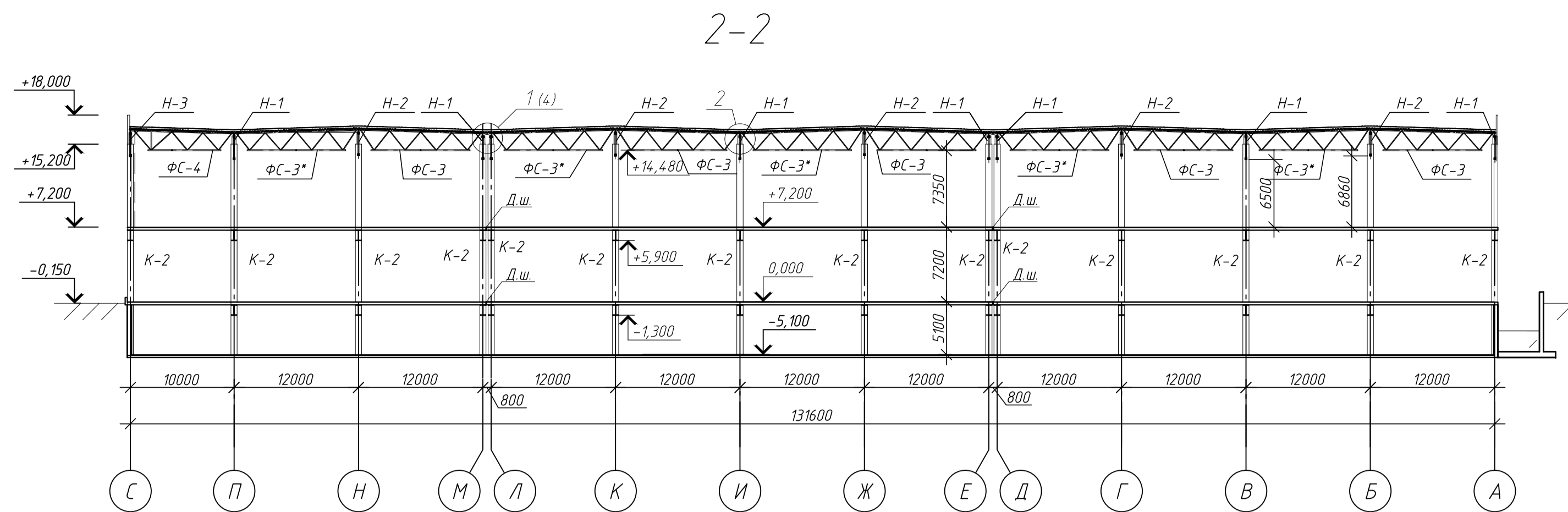
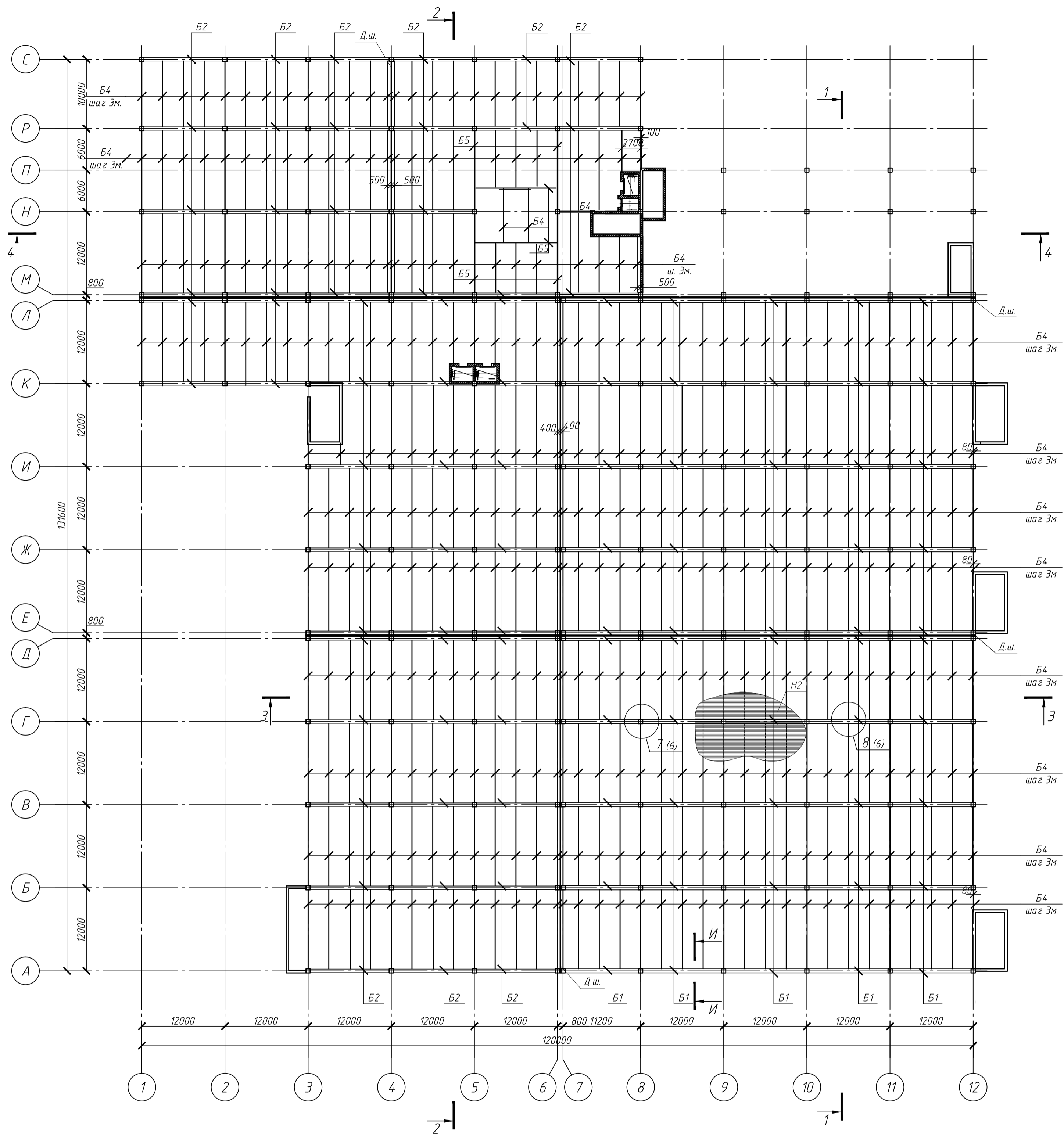
Схема расположения элементов покрытия



Марка элемента	Сечение			Опорные усилия			Группа консп.	Наименование или марка материала	Примечание
	эскиз	поз	состав	М, кН*м	N, кН	Q, кН			
ФС-1		1	□140x5			143,23	2	С345	
ФС-2		2	□120x5			203,71	2	С345	
		3	□85x5						
ФС-3		1	□140x5			71,17	2	С345	
		2	□100x4						
ФС-4		1	□100x4			64,05	2	С345	
		2	□100x4						
ФС-5		1	□120x5			161,02	2	С345	
		2	□120x5						
ФП-1		1	□160x5			293,57	2	С345	
		2	□120x5						
ФП-1.1		1	□160x5			275,78	2	С345	
		2	□120x5						
БП1		I	I 40Б2			186,82	2	С255	
Б1		1	600x25			1814,78	2	С345	
		2	1150x20						
Б11		1	600x25			1912,64	2	С345	
		2	1150x20						
Б2		1	500x25			889,6	2	С345	
		2	950x20						
Б3		I	I 70Ш1			462,59	2	С345	
Б4		I	I 60Ш1			338,05	2	С345	
Б5		1	350x20			1023,04	2	С345	
		2	780x14						
Б6		1	400x20			1156,48	2	С345	
		2	880x14						
Б7		I	I 40Б2			222,4	2	С345	
Б8		I	I 22П				2	С345	
СГ1		I	□60x3		по гибкости		4	С235	
СГ2		I	□60x3		по гибкости		4	С235	
СГ3		I	□80x3		по гибкости		4	С235	
СВ1		I	□80x3		по гибкости		4	С235	
СВ2		I	□80x3		по гибкости		4	С235	
СВ3		I	□80x3		по гибкости		4	С235	
Н1		I	Н 114-750-0.8						179m
Н2		I	Н 75-750-0.8						

БР - 08.03.01.00.01 КМ						
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"						
Инженерно-строительный институт						
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	
Разработал	Тимова Я.А.					
Разработал	Тимова О.Н.					
Консультант	Фроловская А.В.					
Руководитель	Фроловская А.В.					
Н.к. контроль	Фроловская А.В.					
Зав.кафедрой	Дворниев С.В.					
Административно-торговый комплекс по ул.Д.Мартынова в г.Красноярске					Страница	Листов
Схема расположения элементов покрытия					р	4
разрез 1-1, узлы 1, 3, 4, 5, разрез а-а, разрез б-б					СК и УС	
ведомость элементов					Формат А1	

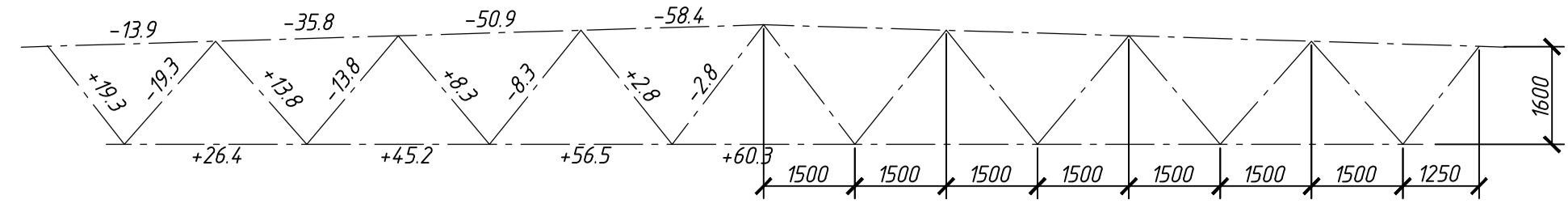
Схема расположения конструкций перекрытия на отм.+7,120



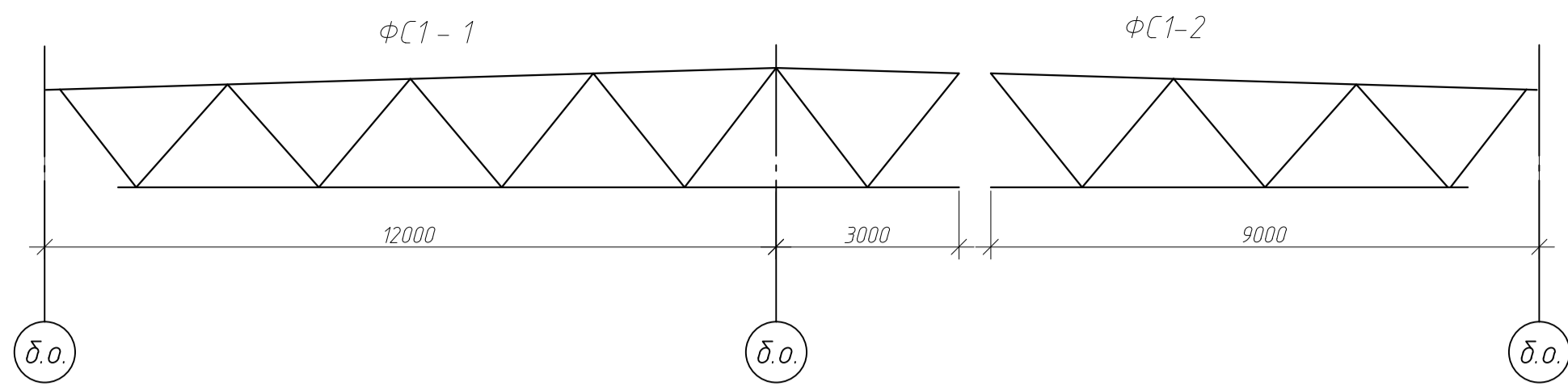
1. Читать совместно с листами 4, 7
2. Ведомость элементов на листе 4
3. Поясной шов сварных балок выполнять сплошным швом автоматической сваркой по ГОСТ 8716-79*. Катет шва не менее 10мм.
4. Монтажную сварку вести электродами Э 50А по ГОСТ 9467-80.
5. Высоту катета принять по наименьшей толщине свариваемых элементов.
6. Листы профнастила марки Н75-750-0,8, применяемые в качестве несъемной опалубки, крепить к балкам самонарезающими дюбелями НН11 на крайних опорах в каждом гофре, на средних через один. К монолитной стене подвала - анкер-шпильками НСТ НН11. Между собой листы скрепить заклепками Вга10.

БР - 08.03.01.00.01 КМ					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"					
Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Тимова Я.А.				
Разработал	Тимова О.Н.				
Консультант	Фроловская А.В.				
Руководитель	Фроловская А.В.				
Н.контр.оль	Фроловская А.В.				
Зав.кафедрой	Леоридов С.В.				
Административно - торговый комплекс по ул.Д.Мартынова в г.Красноярске				Стандия	Листов
Схема расположения элементов перекрытия, разрезы 2, 3, 4, узел 2, узел 6, разрезы в, д				р	5
				СК и УС	

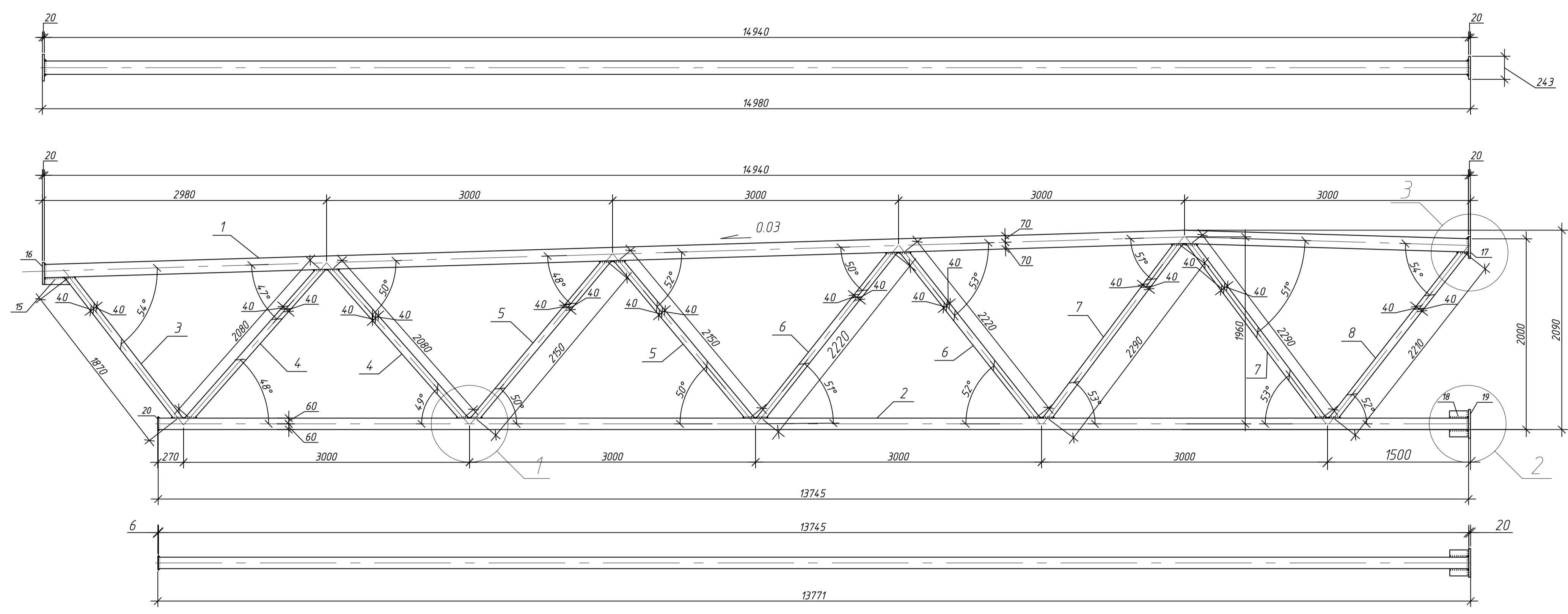
Геометрическая схема фермы ФС - 1



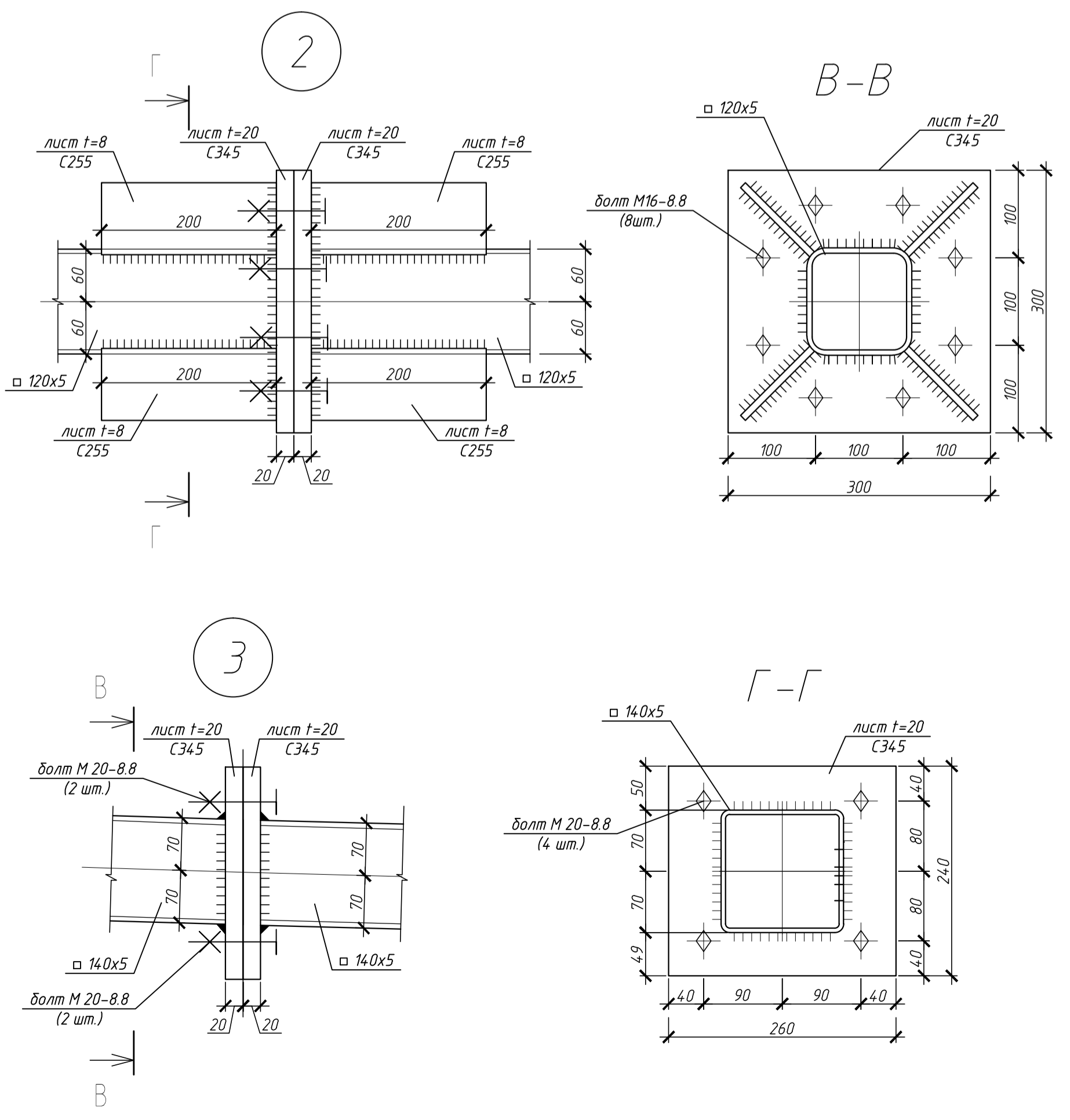
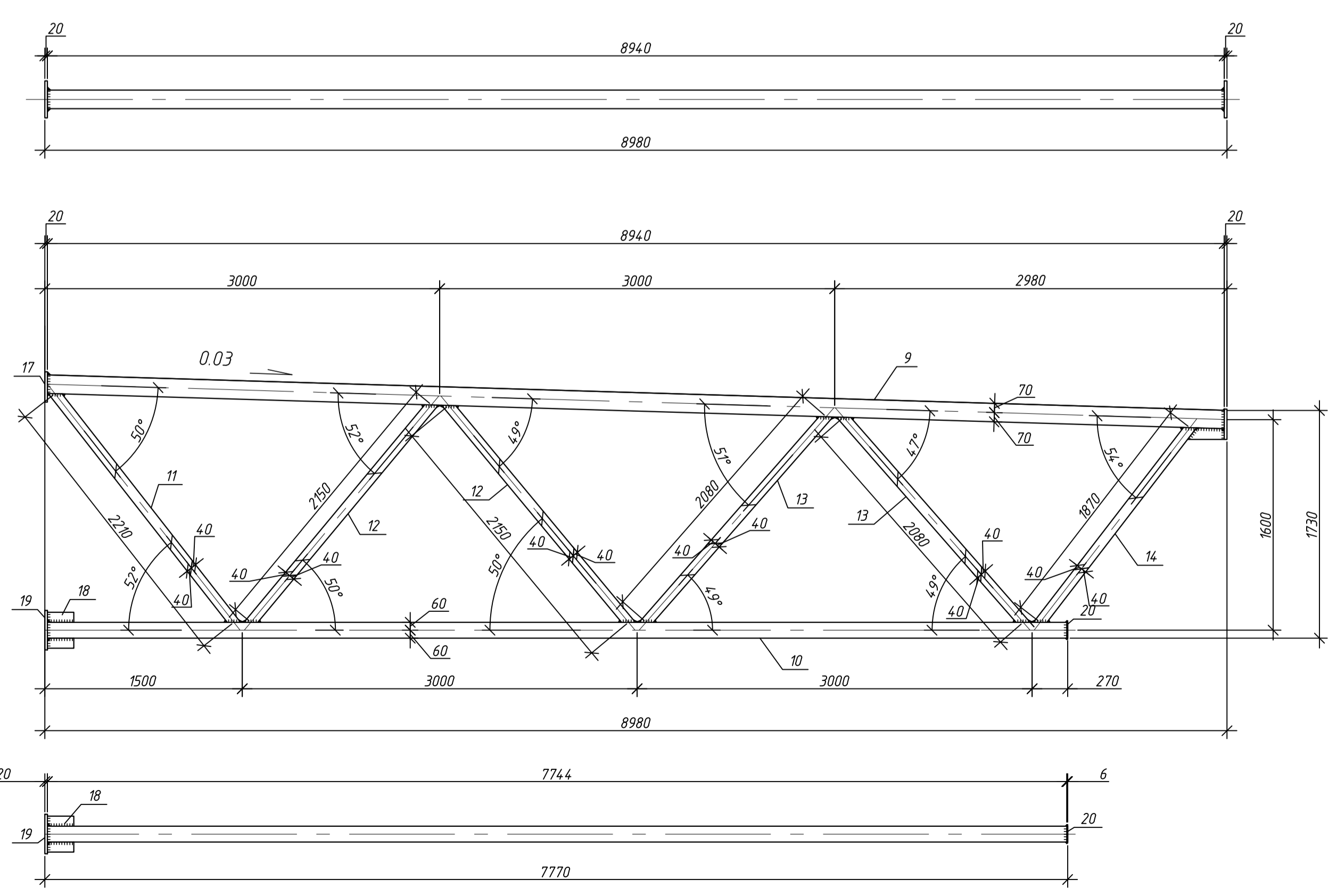
Монтажная схема фермы



ФС1-1



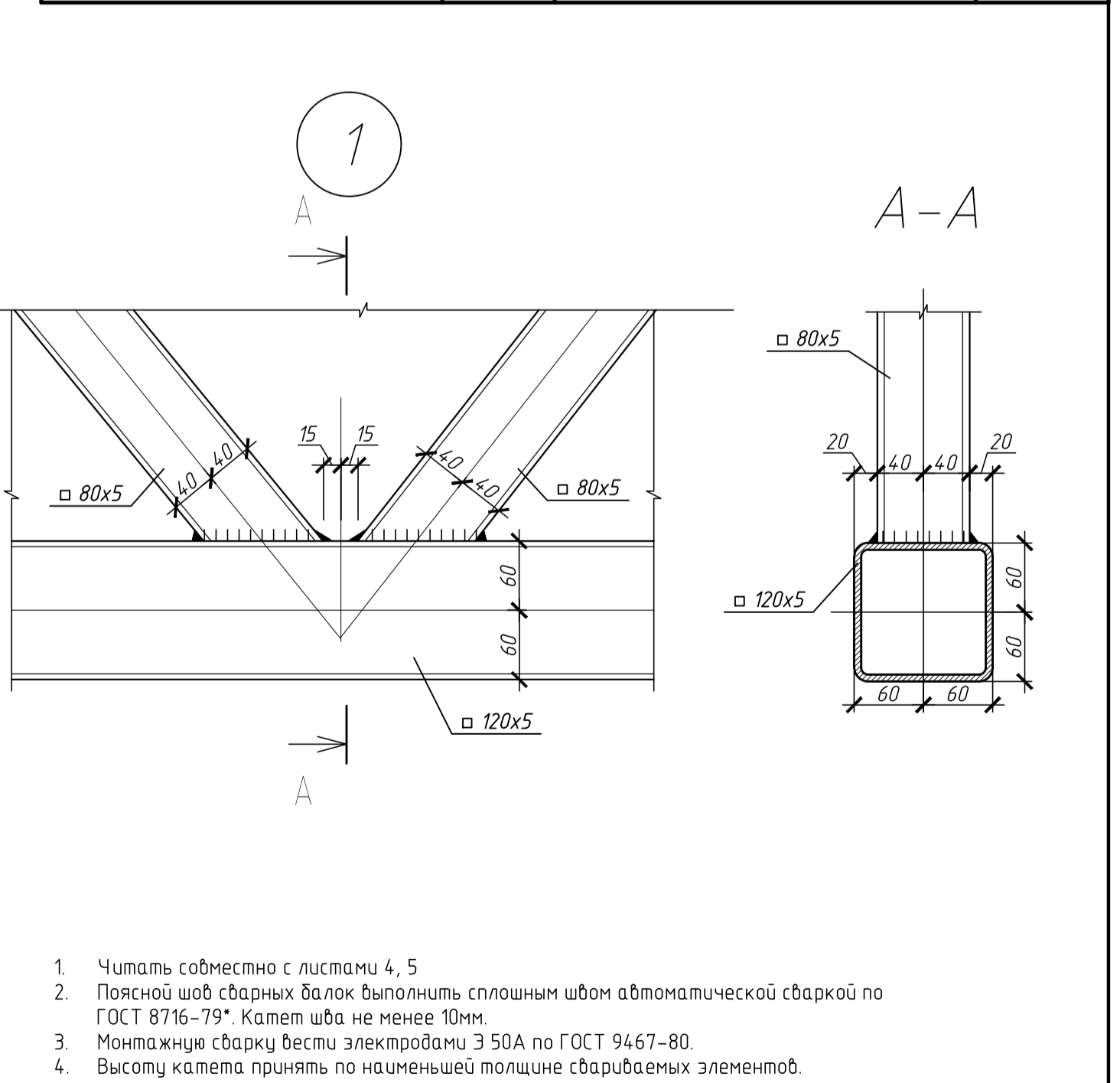
ФС1-2



Спецификация металлопроката

Марка элемента	№ детали	Количество		Сечение	Длина	Масса, кг		Сталь	Примечание
		Т	Н			одной детали	всех		
ФС1-1	1	1		□140x7	14940	436,7	436,7	C345	
	2	1		□120x5	13745	248,23	248,23	C345	
	3	1		□80x5	1870	22	22	C345	
	4	2		□80x5	2080	24,48	48,96	C345	
	5	2		□80x5	2150	25,31	50,62	C345	
	6	2		□80x5	2220	26,13	52,26	C345	
	7	2		□80x5	2290	26,95	53,9	C345	
	8	1		□80x5	2210	26,01	26,01	C345	
	15	1		230x20	280	10,11	10,11	C345	
	16	1		70x8*	270	0,95	0,95	C255	
17	1		240x20	260	9,79	9,79	C345		
18	2		76x8	200	0,95	1,9	C255		
19	1		300x20	300	14,13	14,13	C345		
20	1		140x4	140	0,61	0,61	C255		
Масса наплавленного металла 1%						9,76			
ФС1-2	9	1		□140x7	8940	261,32	261,32	C345	
	10	1		□120x5	7744	139,86	139,86	C345	
	11	1		□80x5	2210	26,01	26,01	C345	
	12	2		□80x5	2150	25,31	50,62	C345	
	13	2		□80x5	2080	24,48	48,96	C345	
	14	1		□80x5	1870	22	22	C345	
	15	1		230x20	280	10,11	10,11	C345	
	16	1		70x8*	270	0,95	0,95	C255	
	17	1		240x20	260	9,79	9,79	C345	
	18	2		76x8	200	0,95	1,9	C255	
19	1		300x20	300	14,13	14,13	C345		
20	1		140x4	140	0,61	0,61	C255		
Масса наплавленного металла 1%						5,86			

Марка элемента	Количество шт.	Масса, кг		Марка элемента	Длина швов, м		
		одного элемента	всех		при сечении швов, мм	приведенные	
					8	на элемент	на все
ФС1-1	64	985,93	63099,52	ФС1-1	8,48	8,48	542,72
ФС1-2	64	592,12	37895,68	ФС1-2	5,92	5,92	378,88
Общая масса			100995,2	Общая длина			921,6



1. Читать совместно с листами 4, 5
 2. Поясний шов сварных балок выполнить сплошным швом автоматической сваркой по ГОСТ 8716-79*. Катет шва не менее 10мм.
 3. Монтажную сварку бесту электродыми Э30А по ГОСТ 9467-80.
 4. Высоту катета принять по наименьшей толщине свариваемых элементов.

БР - 08.03.01.00.01 КМД					
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата
Разработал	Тимова Я.А.				
Разработал	Тимова О.Ю.				
Консультант	Фроловская А.В.				
Руководитель	Фроловская А.В.				
Н.контроль	Фроловская А.В.				
Зав.кафедрой	Леоридов С.В.				

ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"
 Инженерно-строительный институт
 Администрация - торговый комплекс
 по ул.Д.Мартынова в г.Красноярске
 Страница 6
 Геометрическая, монтажная схемы фермы,
 отработанные марки ФС1-1, ФС2-2, узлы 1,2,3
 разрезы а, б, в, спецификация металлопроката
 СК и УС
 Формат А1

