

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»,  
профиль 08.03.01.01 «Промышленное и гражданское строительство»  
код, наименование направления

Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Кызыл, республика Тыва  
тема

Руководитель

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

доцент, канд. техн. наук  
должность, ученая степень

И.Я. Петухова  
инициалы, фамилия

Выпускник

\_\_\_\_\_  
подпись, дата

Н.А. Кокорина  
инициалы, фамилия

Красноярск 2016

## 1.1 Характеристика объекта строительства

Объект строительства – гостиница Президентского кадетского корпуса, расположенная по адресу Республика Тыва, г. Кызыл, ул. Московская, д. 72. Вид строительства – новое строительство.

Ситуационный план представлен на рисунке 1.1.

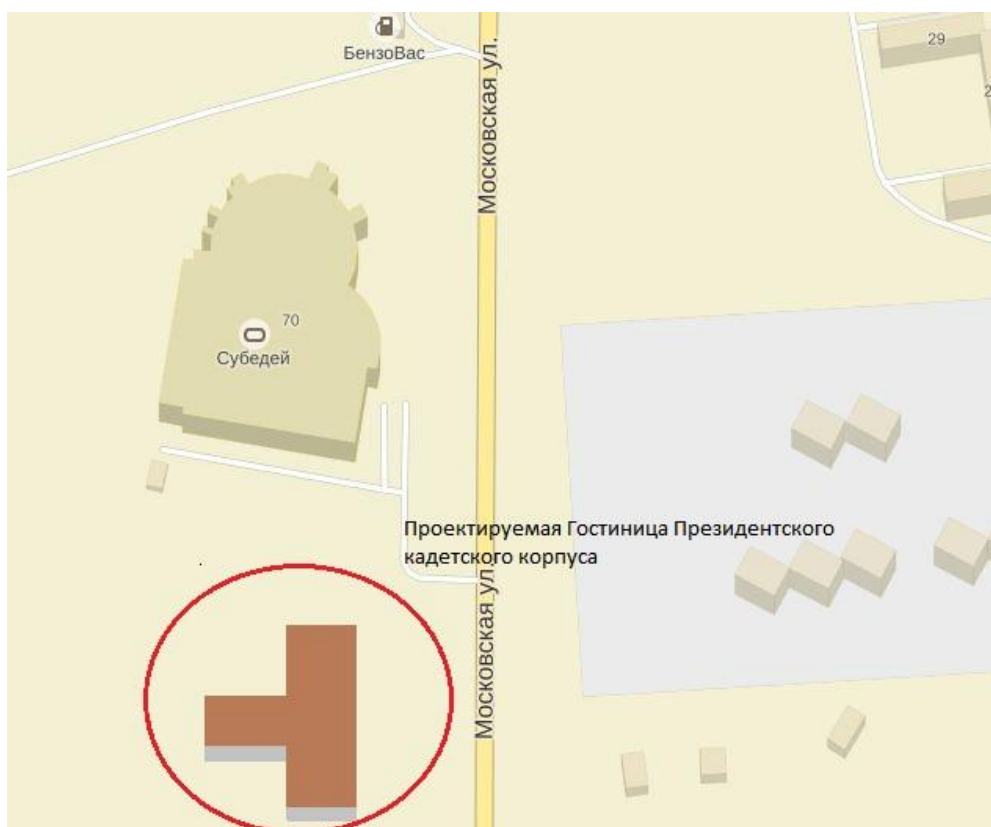


Рисунок 1.1 – Ситуационный план

## 1.2 Климатическая характеристика места строительства

Снеговой район – II согласно [3, прил. Ж, карта 1].

Расчетное значение веса снегового покрова – 1,2 кПа согласно [3, табл. 10.1].

Ветровой район – III согласно [3, прил. Ж, карта 3].

Нормативное значение ветрового давления – 0,38 кПа согласно [3, табл. 11.1].

Сейсмичность района – 8 баллов согласно [3].

Зона влажности: сухая согласно [3, прил. В].

Глубина сезонного промерзания – 3,1 м согласно [16, прил. В].

Температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,98 – минус 48 С<sup>0</sup> согласно [3].

Продолжительность отопительного периода со средней суточной температурой воздуха  $\leq 8$  °С:  $z_{от} = 225$  сут. согласно [3, табл. 3.1].

Средняя температура наружного воздуха отопительного периода со средней суточной температурой воздуха  $\leq 8$  °С  $t_{от} = -15$  °С согласно [3, табл. 3.1].

Климат района строительства – резко континентальный, относится к району Крайнего Севера. Наиболее холодный месяц – январь, среднемесячная температура воздуха составляет минус 37,8 °С. Число дней в году с температурой ниже 0°С колеблется от 170 до 220. Самый жаркий месяц – июль, среднемесячная температура воздуха составляет 12,4 °С.

### 1.3 Объемно - планировочное решение

Гостиница Президентского кадетского корпуса каркасного типа, выполненная из металлоконструкций. Вертикальными несущими элементами являются стальные колонны. Крайние колонны запроектированы из двутавров № 40 К2, средние – из двутавров № 40Ш 2. Конструкция покрытия состоит из прогонов, второстепенных балок, покрытие выполнено из профилированного стального настила марки Н75–750–0,8, по которому укладываются пароизоляция ИЗОТЕКС D, утеплитель Пеноплекс М35 и мембрана PROTAN.

Ограждающими конструкциями служат сэндвич – панели марки Н75 – 750 – 0,8 с утеплителем минераловата Rockwood.

Каркас здания представлен Т – образной формы в плане, состоящий из двух блоков, разделенных сейсмическим швом.

Размеры здания в осях 1 – 16 – 84,6 м, в осях А – К – 51,3 м.

Высота здания – 20,7 м.

Высота одного этажа – 3,9 м.

Количество этажей – 5.

Имеется подвал, расположенный на отметке – 3,56 м.

В рассматриваемой гостинице установлен пассажирский лифт.

В проекте предусмотрено 80 однокомнатных номеров и 16 трехкомнатных с отдельными санузлами и гардеробными. Жилые номера расположены на 2, 3, 4, 5 этажах.

На первом этаже располагаются ресторан и бар, спортивный зал, душевые, раздевалки, помещения персонала, а также галерея, проходящая по всей длине здания в первом пролете. Кроме того, в центре гостиницы в буквенных осях А – Г и цифровых осях 7 – 10 предусмотрен холл на всех этажах здания.

Жилые комнаты имеют естественное освещение. Имеется возможность сквозного или углового проветривания помещений квартир за счет оконных проемов.

Конфигурация здания, его архитектурное решение и планировочная организация территории выполнены с учетом окружающей застройки, существующих транспортных и пешеходных связей.

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

Технико – экономические показатели

Площадь застройки – 2219,61 м<sup>2</sup>.

Общая площадь здания – 10731,75 м<sup>2</sup>.

Жилая площадь здания – 3416,8 м<sup>2</sup>.

Строительный объем здания – 52665,45 м<sup>3</sup>.

Уровень ответственности здания – нормальный ( КС-2) согласно [5].

Класс конструктивной пожарной опасности – С0 согласно [6].

Степень огнестойкости здания – II согласно [6].

Класс функциональной пожарной опасности – Ф 3.1 согласно [6].

## 1.4 Теплотехнический расчет

### 1.4.1 Теплотехнический расчет стены

Состав наружной стены представлен на рисунке 1.2. Теплофизические характеристики материалов представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Теплотехнические показатели материалов

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя $\delta$ , м	Плотность материала $\gamma$ , кг/м	Коэффициент теплопроводности $\lambda$ , Вт/(м*С)
1	Профилированный лист НС75–750–0,8 оцинкованная сталь	0,0008	7850	0,58
2	Минеральная вата Rockwood	x	90	0,038
3	Профилированный лист НС75–750–0,8 оцинкованная сталь	0,0008	7850	0,58

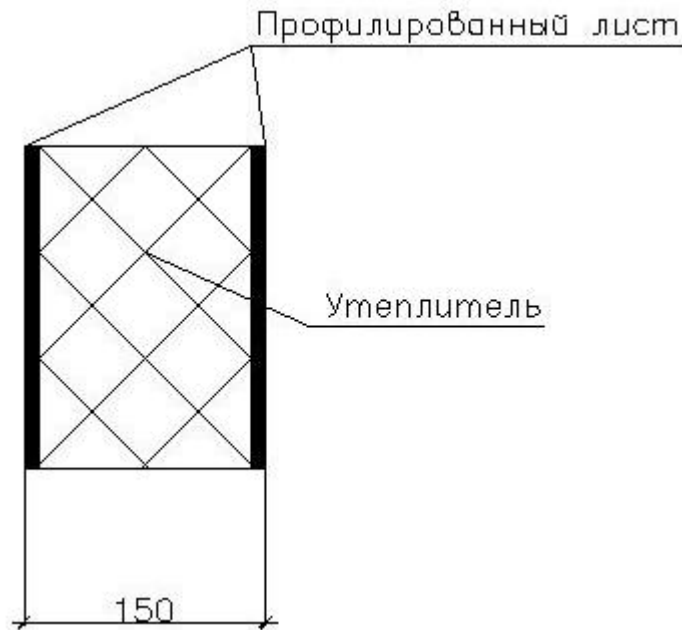


Рисунок 1.2 – Состав наружной стены

Расчеты производятся согласно требованиям [4].

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП, °С·сут, определяется по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{от.пер.}}) z_{\text{от.пер.}}, \quad (1.4.1)$$

где  $t_{\text{ht}}$  – средняя температура наружного воздуха, для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более 8 °С;

$t_{\text{в}}$  – расчетная температура внутреннего воздуха;

$z_{\text{ht}}$  – продолжительность отопительного периода;

$t_{\text{ext}}$  – температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки;

$t_{\text{int}}$  – оптимальная расчетная температура воздуха внутри помещения;

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

Принимаем:  $t_{\text{ht}} = -15$  °С;  $t_{\text{в}} = 18$  °С;  $z_{\text{ht}} = 225$  сут.;  $t_{\text{ext}} = -48$  °С;  $\varphi_{\text{int}} = 55\%$ .

Подставляем в формулу (1.4.1), получаем

$$\text{ГСОП} = (18 + 15) \cdot 225 = 7425 \text{ °С} \cdot \text{сут.}$$

Требуемое сопротивление теплопередаче стены  $R_{\text{o}}^{\text{мп}}$ , (м<sup>2</sup> · °С)/ Вт, определяется по формуле

$$R_{\text{o}}^{\text{мп}} = \alpha \cdot \text{ГСОП} + b, \quad (1.4.2)$$

где  $\alpha, b$  – коэффициенты для соответствующих групп зданий согласно [4, табл. 3];

ГСОП – то же, что и в формуле (1.4.1).

Принимаем:  $\alpha = 0,0002$ ;  $b = 1,2$ ; ГСОП = 7425 °С·сут.

Подставляем в формулу (1.4.2), получаем

$$R_0^{mp} = 0,0002 \cdot 7425 + 1,2 = 2,69 \text{ м}^2\text{с/Вт.}$$

Поскольку населенный пункт Кызыл относится к зоне влажности сухой, при этом влажностный режим помещения – нормальный, то, согласно [4, табл. 3], теплотехнические характеристики материалов ограждающих конструкций будут приняты, как для условий эксплуатации А.

Принимаем утеплитель минеральная вата Rockwood  $\lambda_2 = 0,038 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°С)}$ ,  $\delta_{yt} = 150 \text{ мм}$ .

Условное сопротивление теплопередаче  $R_0^{ysl}$ , ( $\text{м}^2\text{°С)/Вт}$ , определяется по формуле

$$R_0^{ysl} = 1/\alpha_{int} + \delta_n/\lambda_n + 1/\alpha_{ext}, \quad (1.4.3)$$

где  $\alpha_{int}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций,  $\text{Вт/(м}^2\text{°С)}$  согласно [4, табл. 3];

$\alpha_{ext}$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода согласно [4, табл. 6];

$\lambda_n$  – коэффициент теплопроводности утеплителя,  $\text{Вт/(м} \cdot \text{°С)}$ .

Принимаем:  $\alpha_{вн} = 8,7 \text{ Вт/(м}^2\text{°С)}$ ;  $\alpha_{н} = 23 \text{ Вт/(м}^2\text{°С)}$ ;  $\lambda_2 = 0,038 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°С)}$

Подставляем в формулу (1.4.3), получаем

$$R_0^{ysl} = 1/8,7 + 0,15/0,038 + 1/23 = 4,1 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт.}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче  $R_0^{пр}$ , ( $\text{м}^2\text{°С/Вт)}$ , определяется по формуле

$$R_0^{пр} = R_0^{ysl} \cdot r, \quad (1.4.4)$$

где  $r$  – коэффициент теплотехнической однородности ограждающей конструкции, учитывающий влияние стыков, откосов проемов, обрамляющих ребер, гибких связей и других теплопроводных включений.

$R_0^{ysl}$  – то же, что и в формуле (1.4.3).

Принимаем:  $r = 0,92$ ;  $R_0^{ysl} = 4,1 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт}$ .

Подставляем в формулу (1.4.4), получаем

$$R_0^{пр} = 4,1 \cdot 0,92 = 3,77 \text{ (м}^2\text{°С)/Вт.}$$

$$R_0^{np} = 3,77 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт} > R_0^{tp} = 2,69 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт} .$$

Принятая толщина утеплителя 150 мм удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

#### 1.4.2 Теплотехнический расчет покрытия

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



Рисунок 1.3 – Состав материалов кровли

Таблица 1.2 - Теплотехнические показатели материалов

Номер слоя	Наименование	Толщина слоя $\delta$ , м	Плотность материала $\gamma_0$ , кг/м <sup>3</sup>	Коэффициент теплопроводности $\lambda$ , Вт/(м <sup>2</sup> · °C)
1	Мембрана PROTAN SE	0,012	–	–
2	Утеплитель ПЕНОПЛЕКС М 35	х	35	0,03
3	Пароизоляция ИЗОТЕКС D	0,001	–	–
4	Профнастил Н75-750-0,8	0,0008	7850	0,58

Градусо-сутки отопительного периода ГСОП, °C·сут, определяется по формуле

$$\text{ГСОП} = (t_b - t_{\text{от.пер.}}) Z_{\text{от.пер.}} , \quad (1.4.5)$$

где  $t_{от.пер.}$  – средняя температура наружного воздуха, для периода со средней суточной температурой наружного воздуха не более  $8\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;

$t_{в}$  – расчетная температура внутреннего воздуха;

$Z_{от.пер.}$  – продолжительность отопительного периода;

Принимаем:  $t_{от.пер.} = -15\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $t_{в} = 18\text{ }^{\circ}\text{C}$ ;  $Z_{от.пер.} = 225$  сут.

Подставляем в формулу (1.4.5), получаем

$$ГСОП = (18+15) \cdot 225 = 7425\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут.}$$

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции  $R_0^{тр}$ ,  $(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$ , определяется по формуле

$$R_0^{тр} = a \cdot ГСОП + b, \quad (1.4.6)$$

где  $a$ ,  $b$  – коэффициенты для соответствующих групп зданий согласно [4, табл. 3];

ГСОП – то же, что и в формуле (1.4.5).

Принимаем:  $a = 0,00035$ ;  $b = 1,6$ ;  $ГСОП = 7425\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут.}$

Подставляем в формулу (1.4.6), получаем

$$R_0^{тр} = 0,00035 \cdot 7425 + 1,6 = 4,2\text{ }(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт.}$$

Приведенное сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции  $R_0^{пр}$ ,  $(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$ , определяется по формуле

$$R_0^{пр} = \frac{1}{\alpha_{в}} + \frac{1}{\alpha_{н}} + \frac{\delta_3}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_3}, \quad (1.4.7)$$

где  $\alpha_{в}$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций,  $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$  согласно [4, табл. 3];

$\alpha_{н}$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей конструкции для условий холодного периода согласно [4, табл. 6];

$\lambda_2$  – коэффициент теплопроводности утеплителя,  $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ .

$\lambda_3$  – коэффициент теплопроводности профилированного стального настила,  $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ .

Принимаем:  $\alpha_{в} = 8,7\text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ ;  $\alpha_{н} = 23\text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$ ;  $\lambda_2 = 0,03\text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ ;  $\lambda_3 = 0,03\text{ Вт}/(\text{м} \cdot ^{\circ}\text{C})$ .

Подставляем в формулу (1.4.7), получаем

$$R_0^{пр} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{x}{0,03} + \frac{0,0008}{0,58}.$$

Отсюда  $x = (4,2 - 0,115 - 0,043 - 0,002) \cdot 0,03 = 0,162\text{ м} \approx 200\text{ мм.}$



$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} + \frac{0,2}{0,03} + \frac{0,0008}{0,58} = 6,83 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$$

$$R_0^{\text{пр}} = 6,83 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт} > R_0^{\text{тп}} = 4,2 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}.$$

Принятая толщина утеплителя 200 мм удовлетворяет требуемое сопротивление теплопередаче.

## 2.1 Конструктивное решение каркаса здания

Конструктивная схема здания – каркасного типа, выполненная из металлоконструкций и сформирована в соответствии с исходными данными и учетом технических, эксплуатационных и экономических требований, предъявляемых к каркасам зданий.

Каркас здания состоит из двух перпендикулярных блоков, разделенных между собой сейсмическим швом.

Размеры здания в осях 1 – 16 составляют 84,3 м, в осях А – К – 51,3 м.

Основные шестиярусные несущие рамы гостиницы состоят из шести пролетов (5х6,0 м и 1х3,0 м) в осях Г – К и пятнадцати пролетов (13х6,0 м и 2х3,0 м) в осях 1 – 16.

Климатический район строительства: по скоростному напору ветра – III, по весу снегового покрова – II согласно [3].

Температура наиболее холодной пятидневки района строительства с обеспеченностью 0,98 – 48 °С согласно [3].

Схема каждого блока – рамно – связевая.

Поперечная жесткость каркаса обеспечивается поперечной рамой (жестким сопряжением колонн с фундаментами и ригелями по средним рядам колонн и шарнирным сопряжением по крайним рядам колонн.)

Компоновка конструктивной схемы каркаса включает постановку связей. Они предназначены для создания геометрически неизменяемой пространственной системы каркаса; восприятия ветровых нагрузок; обеспечения пространственной работы каркаса и проектного положения элементов каркаса в процессе монтажа.

Пространственная жесткость каркаса, а также обеспечение устойчивости колонн из плоскости поперечных рам в продольном направлении обеспечивается за счет вертикальных связей по осям Г – К и по осям 1 – 16, а также горизонтальными дисками монолитных перекрытий на несъемной опалубке на отметках +0.000, +3.900, +7.800, +11.700, +15.600, а также горизонтальным жестким диском перекрытия, образуемым стальным профилированным настилом.

Конструкция покрытия состоит из системы шарнирно – опертых второстепенных балок перекрытия, выполненных из прокатных двутавров № 30Б1, № 40Б1, № 35Ш1, № 35Ш3, № 40Ш1, и прогонов сплошного сечения, выполненных из прокатных швеллеров № 14П, № 24П. Профилированный настил марки Н75-750-0,8, прикрепленный к прогонам самонарезающими болтами и соединенный между собой заклепками, образует сплошное полотнище, по которому укладываются пароизоляция ИЗОТЕКС D, утеплитель Пеноплекс М35 и мембрана PROTAN SE.

Наружные стены выполнены из трехслойных стеновых панелей типа сэндвич марки Н75-750-0,8, в качестве утеплителя применяется минераловата Rockwood.

Крайние колонны запроектированы из колонных двутавров с параллельными гранями полок № 40К2, средние – из широкополочных двутавров № 40Ш2.

Фундаменты – столбчатые, выполненные из бетона В20.

Все заводские соединения – сварные, выполненные механизированной дуговой сваркой в среде углекислого газа (МДС со<sub>2</sub>), монтажные – на сварке и болтах М20 класса точности В.

Несущие конструкции запроектированы из стали С345 – 3 согласно [13].

## 2.2 Расчет прогона покрытия П2

### 2.2.1 Исходные данные

Конструктивная форма прогона – швеллер согласно [14].

Шаг прогонов  $b = 3$  м, пролет  $l = 6$  м.

Статическая схема – балка шарнирно – опертая.

Материал прогонов – сталь С 345 – 3 согласно [13]; группа конструкций 2, расчетная температура района строительства  $t = -48$  °С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно [13, прил. В, табл. В.2 и В.3].

Расчетные характеристики стали согласно [13, прил. В]:  $R_y = 320$  Н/мм<sup>2</sup> при толщине проката от 2 до 20 мм включительно;  $R_{tm} = 470$  Н/мм<sup>2</sup>;  $R_s = 0,58 \cdot 320 = 185,6$  Н/мм<sup>2</sup>;  $R_p = 459$  Н/мм<sup>2</sup>.

Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  согласно [13, табл. 1].

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$  согласно [15].

Крепление прогонов к балкам настила – на болтах нормальной точности М20.

Вертикальный предельный прогиб прогона  $f_u = 1/200$  согласно [15, прил. Е2].

### 2.2.2 Определение нагрузок и расчетных усилий в прогоне

Постоянные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> для расчета покрытия приведены в таблице 2.2.1 согласно теплотехническому расчету п. 1.4.1.

Таблица 2.2.1 – Нагрузки на прогон от веса элементов покрытия

Элементы покрытия	Нормативная нагрузка $q_{n0}$ , кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка $q$ , кН/м <sup>2</sup>
Мембрана PROTAN SE	0,05	1,2	0,06
Утеплитель Пеноплекс М35 ( $t=200$ , $\rho=35$ кг/м <sup>3</sup> )	0,4	1,3	0,52
Пароизоляция ИЗОТЕКС D	0,02	1,3	0,02
Профнастил Н75-750-0,8	0,12	1,05	0,12
Итого	0,59	-	0,72

Схема действия вертикальной нагрузки на прогон представлена на рисунке 2.2.1.

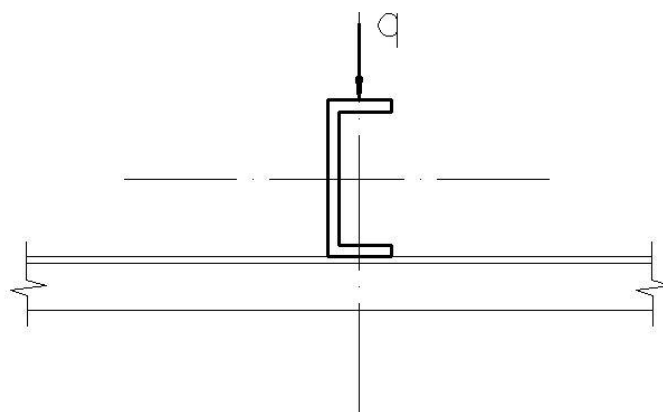


Рисунок 2.2.1 – Схема действия вертикальной нагрузки на прогон

### Постоянная нагрузка на прогон

Принимаем прогон [14].

Вес одного метра прогона  $q_p$ ,  $\text{кН/м}^2$ , определяется по формуле

$$q_p = m_n \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}, \quad (2.2.1)$$

где  $m_n$  – линейная плотность прогона согласно [14].

Принимаем:  $m_n = 12,3 \text{ кг/м}$ .

Подставляем в формулу (2.2.1), получаем

$$q_p = 12,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,12 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная вертикальная нагрузка на прогон  $q_n$ ,  $\text{кН/м}$ , определяется по формуле

$$q_n = q_0 \cdot b + q_p, \quad (2.2.2)$$

где  $q_p$  – то же, что и в формуле (2.2.1);

$b$  – шаг прогонов;

$q_0$  – постоянная нормативная нагрузка от веса покрытия

Принимаем:  $q_p = 0,12 \text{ кН/м}^2$ ;  $b = 3 \text{ м}$ ;  $q_0 = 0,59 \text{ кН/м}^2$ .

Подставляем в формулу (2.2.2), получаем

$$q_n = 0,59 \cdot 3 + 0,12 = 1,82 \text{ кН/м}.$$

Расчетная вертикальная нагрузка на прогон  $q$ , кН/м, определяется по формуле

$$q = \sum q_{ni} \cdot \gamma_{fi} = q_0 b + q_p \cdot \gamma_{f2}, \quad (2.2.3)$$

где  $\gamma_{f2}$  – коэффициент надежности по нагрузке для прогона согласно [15];

$q_p$  – то же, что и в формуле (2.2.1);

$b$  – то же, что и в формуле (2.2.2);

$q_0$  – постоянная расчетная нагрузка от веса покрытия

Принимаем:  $q_p = 0,12$  кН/м<sup>2</sup>;  $b = 3$  м;  $q_0 = 0,72$  кН/м<sup>2</sup>;  $\gamma_{f2} = 1,05$ .

Подставляем в формулу (2.2.3), получаем

$$q = 0,72 \cdot 3 \cdot 1,3 + 0,12 \cdot 1,05 = 2,29 \text{ кН/м.}$$

### Снеговая нагрузка

Расчет снеговой нагрузки производится согласно требованиям [3].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия  $S_0$ , кН/м, определяется по формуле

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \cdot b, \quad (2.2.4)$$

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

$c_t$  – термический коэффициент;

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

$b$  – то же, что и в формуле (2.2.2);

$S_g$  – вес снегового покрова на 1 м горизонтальной поверхности земли.

Принимаем:  $c_e = 0,85$ ;  $c_t = 1$ ;  $\mu = 1$ ;  $b = 3$  м;  $S_g = 1,2$ .

Подставляем в формулу (2.2.4), получаем

$$S_0 = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 3 = 2,14 \text{ кН/м.}$$

### Суммарная линейная нагрузка на прогон

Нормативная нагрузка

$$q_{n \text{ общ}} = q_n + S_0, \quad (2.2.5)$$

где  $q_n$  – то же, что и в формуле (2.2.2);

$S_0$  – то же, что и в формуле (2.2.4).

Принимаем:  $q_n = 1,82$  кН/м;  $S_0 = 2,14$  кН/м.  
Подставляем в формулу (2.2.5), получаем

$$q_{n \text{ общ}} = 1,82 + 2,14 = 3,96 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка

$$q_{\text{общ}} = q + S \tag{2.2.6}$$

где  $q$  – то же, что и в формуле (2.2.3);

$S_0$  – то же, что и в формуле (2.2.4).

Принимаем:  $q = 2,29$  кН/м;  $S_0 = 2,14$  кН/м.

Подставляем в формулу (2.2.6), получаем

$$q_{\text{общ}} = 2,29 + 2,14 = 4,43 \text{ кН/м.}$$

Профилированный настил, прикрепленный к прогонам самонарезающими болтами и соединенный между собой заклепками, образует сплошное полотно.

### 2.2.3 Статический расчет прогона

Расчетная схема прогона представлена на рисунке 2.2.2.

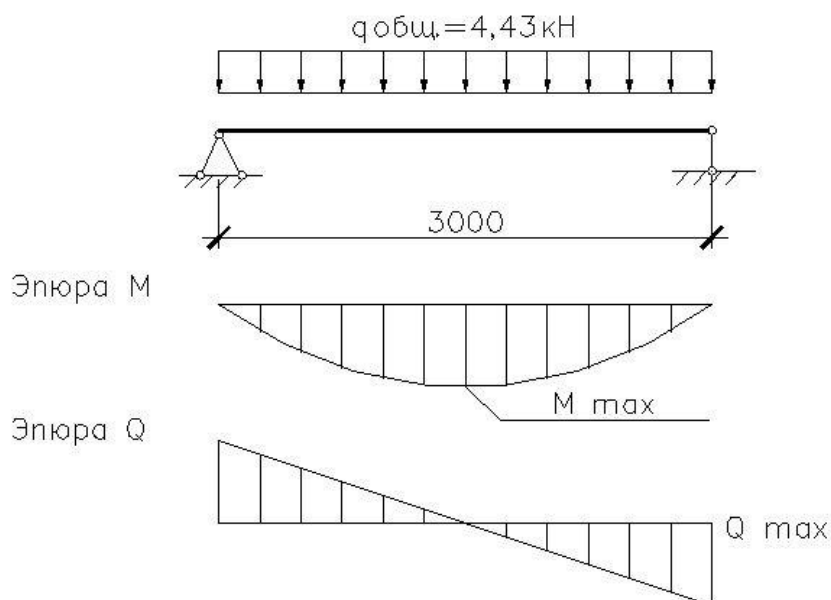


Рисунок 2.2.2 – Расчетная схема прогона

Расчетный изгибающий момент  $M$ , кНм, определяется по формуле

$$M_{, \max} = q_{\text{общ}} \cdot l^2 / 8 \quad (2.2.7)$$

где  $q_{\text{общ}}$  – то же, что и в формуле (2.2.6);

$l$  – пролет.

Принимаем:  $q_x = 4,43$  кН/м;  $l = 6$  м.

Подставляем в формулу (2.2.7), получаем

$$M_{, \max} = 4,43 \cdot 6^2 / 8 = 19,94 \text{ кНм.}$$

Расчетное усилие  $Q_{, \max}$ , кН, определяется по формуле

$$Q_{, \max} = q_{\text{общ}} \cdot l / 2, \quad (2.2.8)$$

где  $q_{\text{общ}}$  – то же, что и в формуле (2.2.6);

$l$  – то же, что и в формуле (2.2.7).

Принимаем:  $q_x = 4,43$  кН/м;  $l = 6$  м.

Подставляем в формулу (2.2.8), получаем

$$Q_{x, \max} = 4,43 \cdot 6 / 2 = 13,29 \text{ кН.}$$

## 2.2.4 Конструктивный расчет прогона

Требуемый момент сопротивления сечения прогона  $W_{x, \text{req}}$ ,  $\text{см}^3$ , определяется по формуле

$$W_{, \text{req}} = \frac{M_{, \max}}{R_y} \cdot \gamma_c, \quad (2.2.9)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы согласно [13, табл. 1];

$M_{, \max}$  – то же, что и в формуле (2.2.7);

$R_y$  – расчетное сопротивление проката.

Принимаем:  $\gamma_c = 1$ ;  $R_y = 320$  Н/мм<sup>2</sup>;  $M_{, \max} = 19,94$  кНм.

Подставляем в формулу (2.2.9), получаем

$$W_{x, \text{req}} = \frac{19,94 \cdot 10^2 \cdot 10}{320 \cdot 10^{-1}} = 62,31 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем [14 согласно [14] с характеристиками:

$I_x = 493$  см<sup>4</sup>;  $I_y = 51,50$  см<sup>4</sup>;  $W_x = 70,40$  см<sup>3</sup>;  $W_y = 12,90$  см<sup>3</sup>;  $S_x = 40,90$  см<sup>3</sup>;  $h = 140$  мм;  $b_f = 58$  мм;  $t_f = 8,1$  мм;  $t_w = 4,9$  мм;  $m = 12,30$  кг/м.

Проверка на прочность прогона 1-го класса производится исходя из условий

В сечениях с  $M = M_{\max}$  и  $Q = 0$

$$\sigma = \frac{M_{x,\max}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.2.10)$$

В сечениях с  $Q = Q_{\max}$  и  $M = 0$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{x,\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.2.11)$$

Принимаем:  $\gamma_c = 1$ ;  $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ ;  $M_{\max} = 19,94 \text{ кНм}$ ;  $Q_{\max} = 13,29 \text{ кН}$ ;  
 $I_x = 493 \text{ см}^4$ ;  $W_x = 70,40 \text{ см}^3$ ;  $S_x = 40,90 \text{ см}^3$ ;

Подставляем в условие (2.2.10), получаем

$$\sigma = \frac{19,94 \cdot 10^3}{70,40 \cdot 10^{-6}} = 283,24 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2.$$

Подставляем в условие (2.2.11), получаем

$$\tau_{\max} = \frac{13,29 \cdot 40,90}{493 \cdot 4,9 \cdot 10^{-1}} = 225,01 \leq R_y \cdot \gamma_c = 320 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Условия (2.2.10) и (2.2.11) выполняются, прочность прогона обеспечена.

### 2.2.5 Проверка общей устойчивости прогона

Общая устойчивость прогонов обеспечивается элементами крепления профилированного стального настила к прогонам самонарезающими болтами, соединенными между собой заклепками и силами трения между ними.

### 2.2.6 Проверка местной устойчивости прогона

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

### 2.2.7 Проверка жесткости прогона

Расчетная величина прогиба не должна превышать предельного значения.

Прогиб прогона  $f$ , см, определяется исходя из условия

$$f = \frac{5 \cdot q_n \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} < f_u = \frac{l}{200}, \quad (2.2.12)$$



где  $q_n$  – то же, что и в формуле (2.2.2);

$l$  – то же, что и в формуле (2.2.7);

$E$  – модуль упругости;

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

Принимаем:  $q_n = 1,82$  кН/м;  $l = 6$  м;  $E = 2,26 \cdot 10^4$ ;  $I_x = 493$  см<sup>4</sup>.

Подставляем в формулу (2.2.14), получаем

$$f = \frac{5 \cdot 0,0182 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 493} = 2,76 \text{ см} < f_u = \frac{l}{200} = 3 \text{ см}$$

Условие (2.2.12) выполняется, жесткость прогона обеспечена.

## 2.3 Расчет балки покрытия БЗ

### 2.3.1 Исходные данные

Конструктивная форма балки – двутавр согласно [13], тип Б, 1 – го класса.

Шаг балок  $b = 6$  м.

Статическая схема – балка однопролетная шарнирно-опертая.

Материал балки – сталь С 345 – 3 согласно [13]; группа конструкций 2, расчетная температура района строительства  $t = -48$  °С; показатели по ударной вязкости и химическому составу согласно [13, прил. В, табл. В.2 и В.3].

Расчетные характеристики стали согласно [13, прил. В]:  $R_y = 320$  Н/мм<sup>2</sup> при толщине проката от 2 до 20 мм включительно;  $R_{tm} = 470$  Н/мм<sup>2</sup>;  $R_s = 0,58 \cdot 320 = 185,6$  Н/мм<sup>2</sup>;  $R_p = 459$  Н/мм<sup>2</sup>.

Коэффициент условий работы  $\gamma_c = 1$  согласно [13, табл. 1].

Коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 1$  согласно [15].

Крепление балок к прогонам – на болтах нормальной точности М20.

Вертикальный предельный прогиб балки  $f_u = l/200$  согласно [15, прил. Е2].

### 2.3.2 Определение нагрузок и расчетных усилий в балке

Постоянные нагрузки на 1 м<sup>2</sup> для расчета покрытия приведены в таблице 2.3.1 согласно теплотехническому расчету п. 1.4.1.

Таблица 2.3.1 – Нагрузки на балку от веса элементов покрытия

Элементы покрытия	Нормативная нагрузка $q_{no}$ , кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	Расчетная нагрузка $q$ , кН/м <sup>2</sup>
Мембрана PROTAN SE	0,05	1,2	0,06
Утеплитель Пеноплекс М35 ( $t=200$ , $\rho=35$ кг/м <sup>3</sup> )	0,4	1,3	0,52
Пароизоляция ИЗОТЕКС D	0,02	1,3	0,02
Профнастил Н75-750-0,8	0,12	1,05	0,12
Итого	0,59	–	0,72

### Постоянная нагрузка на балку

Принимаем балку I35 ШЗ.

Вес одного метра балки  $q_p$ , кН/м<sup>2</sup>, определяется по формуле

$$q_p = m_n \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}, \quad (2.3.1)$$

где  $m_n$  – линейная плотность балки согласно ГОСТ 26020 – 83.

Принимаем:  $m_n = 91,3$  кг/м.

Подставляем в формулу (2.3.1), получаем

$$q_p = 91,3 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,9 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативная вертикальная нагрузка на балку  $q_n$ , кН/м, определяется по формуле

$$q_n = q_0 \cdot b + q_p, \quad (2.3.2)$$

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

$b$  – шаг балок;

$q_0$  – постоянная нормативная нагрузка от веса покрытия

Принимаем:  $q_p = 0,9$  кН/м<sup>2</sup>;  $b = 6$  м;  $q_0 = 0,59$  кН/м<sup>2</sup>.

Подставляем в формулу (2.3.2), получаем

$$q_n = 0,59 \cdot 6 + 0,9 = 4,44 \text{ кН/м}.$$

Расчетная вертикальная нагрузка на балку  $q$ , кН/м, определяется по формуле

$$q = \sum q_{ni} \cdot \gamma_{fi} = q_0 \cdot b + q_p \cdot \gamma_{f2}, \quad (2.3.3)$$

где  $\gamma_{f2}$  – коэффициент надежности по нагрузке для балки согласно [15];  
 $q_p$  – то же, что и в формуле (2.3.1);  
 $b$  – то же, что и в формуле (2.3.2);  
 $q_0$  – постоянная расчетная нагрузка от веса покрытия  
Принимаем:  $q_p = 0,9$  кН/м<sup>2</sup>;  $b = 6$  м;  $q_0 = 0,72$  кН/м<sup>2</sup>;  $\gamma_{f2} = 1,05$ .  
Подставляем в формулу (2.3.3), получаем

$$q = 0,72 \cdot 6 + 0,9 \cdot 1,05 = 5,27 \text{ кН/м.}$$

### **Снеговая нагрузка**

Расчет снеговой нагрузки производится согласно требованиям [3].  
Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия  $S_0$ , кН/м, определяется по формуле

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g \cdot b, \quad (2.3.4)$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов;  
 $c_t$  – термический коэффициент;  
 $\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;  
 $b$  – то же, что и в формуле (2.3.3);  
 $S_g$  – вес снегового покрова на 1 м горизонтальной поверхности земли.  
Принимаем:  $c_e = 0,85$ ;  $c_t = 1$ ;  $\mu = 1$ ;  $b = 6$  м;  $S_g = 1,2$ .  
Подставляем в формулу (2.3.4), получаем

$$S_0 = 0,7 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 6 = 4,28 \text{ кН/м.}$$

### **Суммарная линейная нагрузка на балку**

Нормативная нагрузка

$$q_{n \text{ общ}} = q_n + S_0, \quad (2.3.5)$$

где  $q_n$  – то же, что и в формуле (2.3.2);  
 $S_0$  – то же, что и в формуле (2.3.4).  
Принимаем:  $q_n = 4,44$  кН/м;  $S_0 = 4,28$  кН/м.  
Подставляем в формулу (2.3.5), получаем

$$q_{n \text{ общ}} = 4,44 + 4,28 = 8,72 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка

$$q_{\text{общ}} = q + S \quad (2.3.6)$$

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

$S_0$  – то же, что и в формуле (2.3.4).

Принимаем:  $q = 5,27$  кН/м;  $S_0 = 4,28$  кН/м.

Подставляем в формулу (2.3.6), получаем

$$q_{\text{общ}} = 5,27 + 4,28 = 9,55 \text{ кН/м.}$$

### 2.3.3 Статический расчет балки

Расчетная схема балки представлена на рисунке 2.3.1.

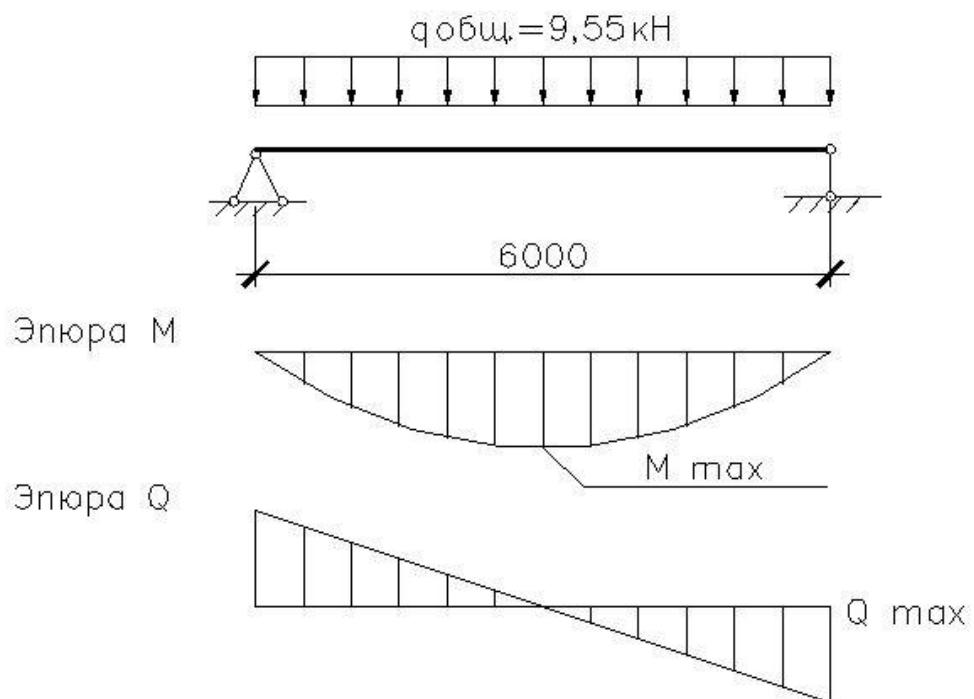


Рисунок 2.3.1 – Расчетная схема балки

Расчетный изгибающий момент  $M_{\text{max}}$ , кНм, определяется по формуле

$$M_{\text{max}} = q_{\text{общ}} \cdot l^2 / 8, \quad (2.3.7)$$

где  $q_{\text{общ}}$  – то же, что и в формуле (2.3.6);

$l$  – пролет.

Принимаем:  $q_{\text{общ}} = 9,55$  кН/м;  $l = 6$  м.

Подставляем в формулу (2.3.7), получаем

$$M_{\text{max}} = 9,55 \cdot 6^2 / 8 = 42,98 \text{ кНм.}$$

Расчетное усилие  $Q_{\max}$ , кН, определяется по формуле

$$Q_{\max} = q_{\text{общ}} \cdot l / 2, \quad (2.3.8)$$

где  $q_{\text{общ}}$  – то же, что и в формуле (2.3.6);

$l$  – то же, что и в формуле (2.3.7).

Принимаем:  $q_x = 9,55$  кН/м;  $l = 6$  м.

Подставляем в формулу (2.3.8), получаем

$$Q_{\max} = 9,55 \cdot 6 / 2 = 28,65 \text{ кН.}$$

### 2.3.4 Конструктивный расчет балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки  $W_{\text{req}}$ ,  $\text{см}^3$ , определяется по формуле

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{R_y} \cdot \gamma_c, \quad (2.3.9)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы согласно [13, табл. 1];

$M_{\max}$  – то же, что и в формуле (2.3.7);

$R_y$  – расчетное сопротивление проката.

Принимаем:  $\gamma_c = 1$ ;  $R_y = 320$  Н/мм<sup>2</sup>;  $M_{\max} = 42,98$  кНм.

Подставляем в формулу (2.3.9), получаем

$$W_{x,\text{req}} = \frac{42,98 \cdot 10^2 \cdot 10}{320 \cdot 10^{-1}} = 1343,12 \text{ см}^3.$$

По сортаменту принимаем I35 Ш3 согласно [14] с характеристиками:

$I_x = 25140$  см<sup>4</sup>;  $I_y = 4170$  см<sup>4</sup>;  $W_x = 1458$  см<sup>3</sup>;  $W_y = 334$  см<sup>3</sup>;  $S_x = 813$  см<sup>3</sup>;  $h = 345$  мм;  $b_f = 250$  мм;  $t_f = 16$  мм;  $t_w = 10,5$  мм;  $m = 91,3$  кг/м.

Проверка на прочность балки 1-го класса производится исходя из условий

В сечениях с  $M = M_{\max}$  и  $Q = 0$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.3.10)$$

В сечениях с  $Q = Q_{\max}$  и  $M = 0$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (2.3.11)$$

Принимаем:  $\gamma_c = 1$ ;  $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ ;  $M_{\max} = 42,98 \text{ кНм}$ ;  $Q_{\max} = 28,65 \text{ кН}$ ;  
 $I_x = 25140 \text{ см}^4$ ;  $W_x = 1458 \text{ см}^3$ ;  $S_x = 813 \text{ см}^3$ ;

Подставляем в условие (2.3.10), получаем

$$\sigma = \frac{42,98 \cdot 10^3}{1458 \cdot 10^{-6}} = 294,79 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2 .$$

Подставляем в условие (2.3.11), получаем

$$\tau_{\max} = \frac{28,65 \cdot 813}{25140 \cdot 10,5 \cdot 10^{-1}} = 88,24 \text{ Н/мм}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2 .$$

Условия (2.3.10) и (2.3.11) выполняются, прочность балки обеспечена.

Эпюры нормальных и касательных напряжений в балке 1-го класса приведены на рисунке 2.3.2.

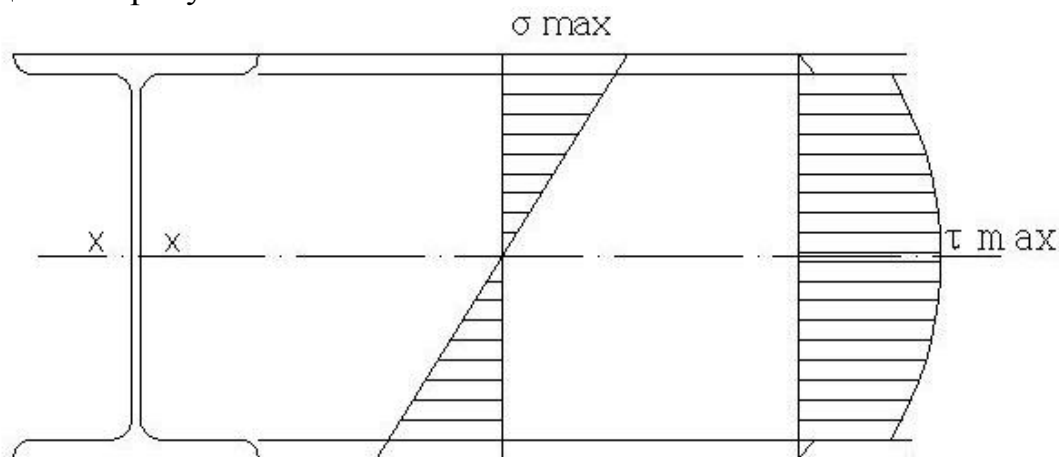


Рисунок 2.3.2 – Эпюры напряжений в балке

### 2.3.5 Проверка общей устойчивости балки

Конструктивное решение перекрытия не обеспечивает непрерывности опирания профилированного настила на балку, но прогоны можно рассматривать как связи, препятствующие горизонтальному смещению сжатого пояса балки и при выполнении условия  $\lambda_b \leq \lambda_{ub}$ , общую устойчивость балки можно считать обеспеченной.

Гибкость сжатого пояса балки  $\lambda_b$ , определяется по формуле

$$\lambda_b = (l_{ef} / b_f) \sqrt{R_{yf} / E} , \quad (2.3.12)$$

где  $l_{ef}$  – расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений: узлами продольных и поперечных связей, точками крепления жесткого настила.

$l$  – пролет балки;  
 $\lambda_{ub}$  – предельное значение  $\lambda_b$ , которое подсчитывается в зависимости от места приложения нагрузки.

Нагрузка приложена к верхнему поясу балки

$$\lambda_{ub} = 0,41 + 0,0032 \cdot b_f / t_f + (0,76 - 0,016 \cdot b_f / t_f) \cdot b_f / h_{ef1}, \quad (2.3.13)$$

где  $b_f / t_f$  – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;

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

Принимаем:  $b_f = 250$  мм;  $t_f = 16$  мм;  $h_{ef1} = 345$  мм.

Подставляем в формулу (2.3.13), получаем

$$\lambda_{ub} = 0,41 + 0,0032 \cdot 250/16 + (0,73 - 0,016 \cdot 250/16) \cdot 250/345 = 0,81.$$

Принимаем:  $l_{ef} = 1000$  мм;  $b_f = 250$  мм;  $R_y = 320$  Н/мм<sup>2</sup>.

Подставляем в формулу (2.3.12), получаем

$$\lambda_b = (1000/250) \sqrt{(320/(2,26 \cdot 10^5))} = 0,47.$$

Проверка общей устойчивости определяется исходя из условия

$$\lambda_b \leq \lambda_{ub}, \quad (2.3.14)$$

Принимаем:  $\lambda_b = 0,47$ ;  $\lambda_{ub} = 0,81$ .

Подставляем в условие (2.3.14), получаем

$$0,47 < 0,81.$$

Общая устойчивость балки перекрытия обеспечена.

### 2.3.6 Проверка местной устойчивости балки

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

### 2.3.7 Проверка жесткости балки

Расчетная величина прогиба не должна превышать предельного значения.

Прогиб балки  $f$ , см, определяется исходя из условия

$$f = \frac{M_{\max} \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot I_x} < f_u = \frac{l}{200}, \quad (2.3.15)$$

где  $M_{\max}$  – то же, что и в формуле (2.3.7);

$l$  – то же, что и в формуле (2.3.7);

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

Принимаем:  $M_{\max} = 42,98$  кНм;  $l = 6$  м;  $E = 2,26 \cdot 10^4$ ;  $I_x = 25140$  см<sup>4</sup>.

Подставляем в формулу (2.3.15), получаем

$$f = \frac{42,98 \cdot 10^2 \cdot 6,0^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,26 \cdot 10^4 \cdot 25140} = 2,72 \text{ см} < f_u = \frac{6,0 \cdot 10^2}{200} = 3 \text{ см}.$$

Условие (2.3.15) выполняется, жесткость балки обеспечена.



### 3.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Оценка инженерно-геологических условий производится на основании отчета об инженерно-геологических изысканиях на площадке строительства.

Инженерно- геологический разрез представлен на рисунке 3.1. Характеристика грунта основания приведена в таблице 3.1.

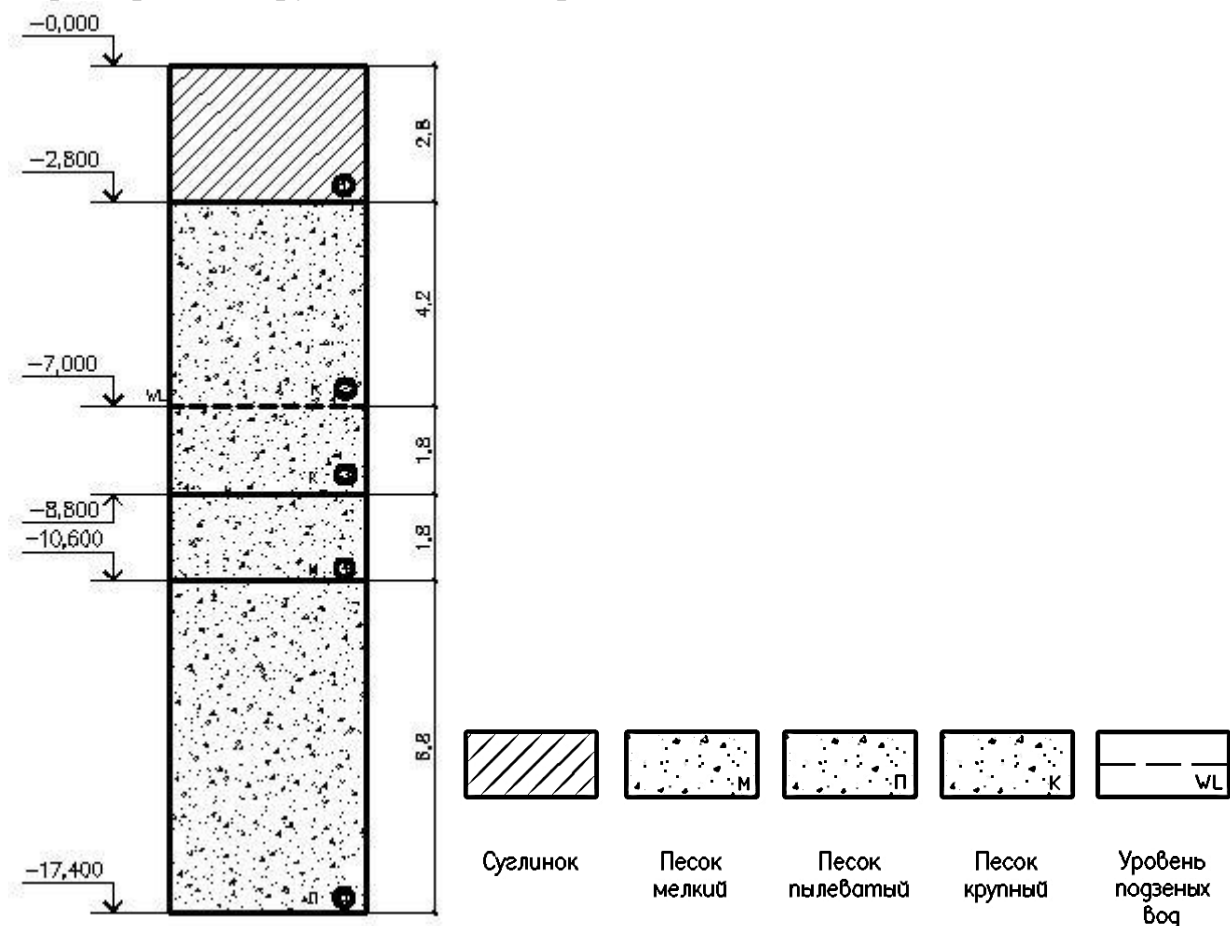


Рисунок 3.1 – Инженерно- геологический разрез

Таблица 3.1 – Характеристика грунта основания.

Полное наименование грунта	h, м	Влажность			Плотность, т/м <sup>3</sup>			e	S <sub>r</sub>	Уд.вес		I <sub>L</sub>	C, кПа	φ	E, кПа	R <sub>o</sub> , кПа
		W	W <sub>p</sub>	W <sub>l</sub>	ρ	ρ <sub>s</sub>	ρ <sub>d</sub>			γ	γ <sub>sb</sub>					
1.Суглинок твердый	2,8	0,22	0,22	0,3	1,89	2,7	1,55	0,74	0,8	18,54	-	0	26,5	23,1	17,5	243,3
2.Песок крупный влажный средней плотности	4,2	0,15	-	-	1,92	2,66	1,67	0,59	0,68	18,84	-	-	0,6	39,2	36	500
3.Песок крупный водонасыщенный средней плотности	1,8	0,22	-	-	2,04	2,66	1,67	0,59	1	-	10,4	-	0,6	39,2	36	500
4.Песок мелкий водонасыщенный плотный	1,8	0,21	-	-	2,08	2,66	1,72	0,55	1	-	10,7	-	4	36	38	300
5.Песок пылеватый водонасыщенный средней плотности	6,8	0,23	-	-	2,04	2,66	1,66	0,6	1	-	10,4	-	5	32	23	100

## 3.2 Расчет фундамента неглубокого заложения

### Исходные данные

Нагрузки на обресе фундамента для расчета по несущей способности

$$N_{\max} = 2470 \text{ кН}; M_{\max} = 186 \text{ кН*м.}$$

Сечение колонны 400x400 мм. Шаг колонн 6 м.

### 3.2.1 Определение глубины заложения фундамента

Расчетная глубина сезонного промерзания  $d_f$ , м, определяется по формуле

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (3.2.1)$$

где  $k_h$  – коэффициент, учитывающий влияние теплового режима сооружения согласно [16];

$d_{fn}$  – нормативная глубина промерзания глины и суглинков, принимается согласно [16].

Принимаем:  $k_h = 0,7$ ;  $d_{fn} = 3,1$  м.

Подставляем в формулу (3.2.1), получаем

$$d_f = 0,7 \cdot 3,1 = 2,17 \text{ м.}$$

Так как  $d_w > d_f + 2 = 7 > 2,17 + 2 = 4,17$  м, то глубина заложения фундамента не зависит от расчетной глубины промерзания для крупных песков.

Глубина заложения фундамента  $d$ , м, определяется по формуле

$$d = 0,15 + 3,56 = 3,71 \text{ м,} \quad (3.2.2)$$

где 0,15 – отметка верха фундамента от подвала;

3,56 – отметка подвала.

Минимальная глубина заложения фундамента  $d$ , м, определяется по формуле

$$d = 1,5 + 3,71 = 5,21 \text{ м,} \quad (3.2.3)$$

где 1,5 – минимальная высота фундамента;

3,71 – отметка верха фундамента с учетом подвала.

### 3.2.2 Определение предварительных размеров подошвы фундамента

Вертикальная нагрузка на обресе фундамента  $\Sigma N_{II}$ , кН, определяется по

формуле

$$\Sigma N_{II} = \frac{N_{k \max}}{1,15}, \quad (3.2.4)$$

где  $N_{k \max}$  – максимальная нагрузка на колонну;  
1,15 – коэффициент надежности по нагрузке.

Принимаем:  $N_{k \max} = 2470$  кН.

Подставляем в формулу (3.2.4), получаем

$$\Sigma N_{II} = \frac{2470}{1,15} = 2147,83 \text{ кН.}$$

Площадь подошвы фундамента  $A$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d}, \quad (3.2.5)$$

где  $\Sigma N_{II}$  – то же, что и в формуле (3.2.4);

$R_0$  – расчетное сопротивление грунта согласно таблице 1;

$\gamma_{cp}$  – усредненный удельный вес фундамента и грунта на его обрезах;

$d$  – то же, что и в формуле (3.2.3).

Принимаем:  $\Sigma N_{II} = 2147,83$  кН;  $R_0 = 500$  кН;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d = 5,21$  м.

Подставляем в формулу (3.2.5), получаем

$$A = \frac{2147,83}{500 - 20 \cdot 5,21} = 5,43 \text{ м}^2.$$

Ширина фундамента  $b$ , м, определяется по формуле

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}}, \quad (3.2.6)$$

где  $A$  – то же, что и в формуле (3.2.5);

$\eta$  – соотношение сторон прямоугольного фундамента  $l/b$ .

Принимаем:  $A = 5,43$  м<sup>2</sup>;  $\eta = 1,3$  (от 1,2 до 1,5).

Подставляем в формулу (3.2.6), получаем

$$b = \sqrt{\frac{5,43}{1,3}} = 2,04 \text{ м.}$$

Длина фундамента  $l$ , м, определяется по формуле

$$l = b \cdot \eta, \quad (3.2.7)$$

где  $b$  – то же, что и в формуле (3.2.6);  
 $\eta$  – то же, что и в формуле (3.2.6).  
 Принимаем:  $b = 2,04$  м;  $\eta = 1,3$ .  
 Подставляем в формулу (3.2.7), получаем

$$l = 2,04 \cdot 1,3 = 2,65 \text{ м.}$$

Площадь подошвы фундамента  $A$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$A = b \cdot l, \tag{3.2.8}$$

где  $b$  – то же, что и в формуле (3.2.6);  
 $l$  – то же, что и в формуле (3.2.7).  
 Принимаем:  $b = 2,04$  м;  $l = 2,65$  м.  
 Подставляем в формулу (3.2.8), получаем

$$A = 2,04 \cdot 2,65 = 5,41 \text{ м}^2.$$

Полученные данные округляются до значений, кратных модулю 300 мм:  
 $b = 2,1$  м,  $l = 2,7$  мм,  $A = 5,67 \text{ м}^2$ .

### 3.2.3 Определение расчетного сопротивления грунта основания

Расчетное сопротивление грунта  $R_1$ , кПа, определяется по формуле

$$R_0 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_\gamma b K_z \gamma_{II}' + M_g d \gamma_{II} + M_c C_{II}], \tag{3.2.9}$$

где  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы согласно [16];  
 $K$  – коэффициент, зависящий от  $C$  и  $\phi$  согласно [16];  
 $M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  – коэффициенты, зависящие от  $\phi$  согласно [16];  
 $K_z$  – коэффициент, принимаемый равным 1 при  $b \leq 10$  м;  
 $\gamma_{II}$  – удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;  
 $\gamma_{II}'$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;  
 $C_{II}$  – расчетное удельное сцепление грунта под подошвой фундамента;  
 $d$  – то же, что и в формуле (3.2.3).  
 Принимаем:  $\gamma_{c1} = 1,4$ ;  $\gamma_{c2} = 1,2$ ;  $K = 1,1$ ;  $M_\gamma = 2,32$ ,  $M_g = 10,26$ ,  $M_c = 11,35$ ;  
 $\gamma_{II} = 18,69 \text{ кН/м}^3$ ;  $\gamma_{II}' = 11,68 \text{ кН/м}^3$ ;  $C_{II} = 0,6 \text{ кПа}$ ;  $d = 5,21$  м;  $b = 2,1$  м.  
 Подставляем в формулу (3.2.9), получаем

$$R_0 = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} [2,32 \cdot 2,1 \cdot 1 \cdot 11,68 + 10,26 \cdot 5,21 \cdot 18,69 + 11,35 \cdot 0,6] = 1623,16 \text{ кПа.}$$

Поскольку  $R_1 = 1623,16 \text{ кПа} > R_0 = 500 \text{ кПа}$ , площадь подошвы фундамента  $A$ ,  $\text{м}^2$ , во втором приближении определяется по формуле

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_0 - d \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.2.10)$$

где  $\Sigma N_{II}$  – то же, что и в формуле (3.2.4);

$R_0$  – то же, что и в формуле (3.2.9).

Принимаем:  $\Sigma N_{II} = 2147,83$  кН;  $R_1 = 1623,16$  кН;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d = 5,21$  м.

Подставляем в формулу (3.2.10), получаем

$$A = \frac{2147,83}{1623,16 - 20 \cdot 5,21} = 1,41 \text{ м}^2.$$

Во втором приближении размеры подошвы фундамента принимаются:  $b = 1,2$  м и  $l = 1,5$  м;  $l/b = 1,25$ ;  $A = 1,8 \text{ м}^2$ .

Среднее расчетное сопротивление грунта основания  $R$ , кПа, определяется по формуле

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} [2,32 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 11,68 + 10,26 \cdot 5,21 \cdot 18,69 + 11,35 \cdot 0,6] = 1585,90 \text{ кПа} \quad (3.2.11)$$

Так как  $R = 1585,90$  кПа не отличается  $R_1 = 1623,16$  кПа более, чем на 15%, требуемая площадь подошвы фундамента  $A$ , м<sup>2</sup>, определяется по формуле

$$A = \frac{\Sigma N_{II}}{R_0 - d \cdot \gamma_{cp}}, \quad (3.2.12)$$

где  $\Sigma N_{II}$  – то же, что и в формуле (3.2.4);

$R$  – то же, что и в формуле (3.2.11).

Принимаем:  $\Sigma N_{II} = 2147,83$  кН;  $R_1 = 1585,90$  кН;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d = 5,21$  м.

Подставляем в формулу (3.2.12), получаем

$$A = \frac{2147,83}{1585,9 - 20 \cdot 5,21} = 1,45 \text{ м}^2.$$

Размеры подошвы фундамента принимаются:  $b = 1,2$  м и  $l = 1,5$  м;  $l/b = 1,25$ ;  $A = 1,8 \text{ м}^2$ .

### 3.2.4 Приведение нагрузок к подошве фундамента

Приведение нагрузок к подошве фундамента осуществляется по формулам

$$N'_I = \frac{N_k}{1,15} + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp}; \quad (3.2.13)$$

$$M'_I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k h_\phi}{1,15}; \quad (3.2.14)$$

$$Q'_I = \frac{Q_k}{1,15}. \quad (3.2.15)$$

Принимаем:  $N_k = 2147,83$  кН;  $h_\phi = 1,5$  м;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d = 5,21$  м;  $b = 1,2$  м;  $l = 1,5$  м;  $M_k = 186$  кН·м.

Подставляем в формулу (3.2.13), получаем

$$N = \frac{2147,83}{1,15} + 1,2 \cdot 1,5 \cdot 5,21 \cdot 20 = 2055,24 \text{ кН.}$$

Подставляем в формулу (3.2.14), получаем

$$M'_I = \frac{186}{1,15} = 161,74 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Подставляем в формулу (3.2.15), получаем

$$Q'_I = 0.$$

### 3.2.5 Определение давлений на грунт

Условия расчета основания фундамента неглубокого заложения по деформациям определяются по формулам

$$P_{cp} = \frac{N}{A} + \gamma_{cp} \cdot d \leq R; \quad (3.2.16)$$

$$P_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} + \gamma_{cp} \cdot d \leq 1,2 R; \quad (3.2.17)$$

$$P_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} + \gamma_{cp} \cdot d \geq 0; \quad (3.2.18)$$

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

$$W = bl^2/6, \quad (3.2.19)$$

Принимаем:  $b = 1,2$  м;  $l = 1,5$  м.

Подставляем в формулу (3.2.19), получаем

$$W = 1,2 \cdot 1,5^2/6 = 0,45 \text{ м}^3.$$

Принимаем:  $N_k = 2055,24$  кН;  $A = 1,45$  м<sup>2</sup>;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d = 5,21$  м;  $M_k = 161,74$  кН·м;  $W = 0,45$  м<sup>3</sup>;  $R = 1585,90$  кПа.

Подставляем в формулу (3.2.16), получаем

$$P_{cp} = \frac{2055,24}{1,8} + 20 \cdot 5,21 = 1246,17 \leq 1585,90 \text{ кПа.}$$

Подставляем в формулу (3.2.17), получаем

$$P_{max} = \frac{2055,24}{1,8} + \frac{161,74}{0,45} + 20 \cdot 5,21 = 1605,42 \leq 1903,08 \text{ кПа.}$$

Подставляем в формулу (3.2.18), получаем

$$P_{min} = \frac{2055,24}{1,8} - \frac{161,74}{0,45} + 20 \cdot 5,21 = 886,58 > 0.$$

Условия удовлетворяются, окончательно принимаем размеры подошвы фундамента:  $b = 1,2$  м;  $l = 1,5$  м;  $l/b = 1,25$ ;  $A = 1,8$  м<sup>2</sup>.

### 3.2.6 Расчет осадки грунтов основания

Расчет основания по деформациям производится исходя из условия

$$S \leq S_u, \tag{3.2.20}$$

где  $S$  – ожидаемая деформация фундамента, определяемая расчетом при проектировании фундамента;

$S_u$  – предельная совместная деформация основания и сооружения, назначаемая при проектировании здания в соответствии с требованиями норм.

Расчет выполняется методом послойного суммирования.

Напластования грунтов ниже подошвы фундамента разделяются на слои.

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

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgo} + \sum \gamma_i \cdot h_i, \tag{3.2.21}$$

где  $\gamma_i$  – удельный вес для каждого слоя;

$h_i$  – мощность для каждого слоя;

$\sigma_{zgo}$  – давление на уровне подошвы фундамента.

Дополнительное давление под подошвой фундамента  $p_0$ , кПа, определяется по формуле



$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg0}, \quad (3.2.22)$$

где  $p_{cp}$  – то же, что и в формуле (3.2.16);

$\sigma_{zg0}$  – то же, что и в формуле (3.2.21).

Принимаем:  $\sigma_{zg0} = 150,07$  кПа;  $p_{cp} = 1246,17$  кПа.

Подставляем в формулу (3.2.22), получаем

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg0} = 1246,17 - 150,07 = 1096,1 \text{ кПа.}$$

Напряжения на границах слоев  $\sigma_{zp,i}$ , кПа, определяются по формуле

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0, \quad (3.2.23)$$

где  $\alpha_i$  – коэффициент рассеивания, принимаемый согласно [16, табл. 5].

Условная граница сжимаемой толщи ВС определяется исходя из условия

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i} \quad (3.2.24)$$

Среднее напряжение для каждого слоя в пределах сжимаемой толщи  $\sigma_{zp,cp}$ , кПа, определяется по формуле

$$\sigma_{zp,cp} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1}}{2} \quad (3.2.25)$$

Осадка каждого слоя  $S_i$ , м, определяется по формуле

$$S_i = \frac{\sigma_{zp,cp,i} \cdot h_i}{E_i} \beta, \quad (3.2.26)$$

где  $E_i$  – модуль деформации  $i$  –го слоя;

$\beta$  – коэффициент, принимаемый равным 0,8.

Результаты расчетов представлены в таблице 3.2.2

Проверка условия (3.2.20)

$S = \sum S_i = 3,19 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}$  – условие (3.2.20) выполняется.

### 3.2.7 Проверка слабого подстилающего слоя

Проверка слабого подстилающего слоя в основании столбчатого фундамента выполняется исходя из условия

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (3.2.27)$$

где  $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$  – вертикальные напряжения на кровле слабого слоя, кПа,

$R_z$  – расчетное сопротивление слабого слоя.

Принимаем:  $\sigma_{zg} = 220,51$  кПа;  $\sigma_{zp} = 77,75$  кПа.

Подставляем в формулу (3.2.27), получаем

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 220,51 + 77,75 = 298,26 \text{ кПа.}$$

Расчетное сопротивление песка мелкого  $R$ , кПа, определяется по формуле

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma k_z b_z \gamma_{II} + M_q d_z \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \quad (3.2.28)$$

где  $\gamma_{c1}$ ,  $\gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы согласно [16];

$K$  – коэффициент, зависящий от  $C$  и  $\varphi$  согласно [16];

$M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  – коэффициенты, зависящие от  $\varphi$  согласно [16];

$K_z$  – коэффициент, принимаемый равным 1 при  $b \leq 10$  м;

$\gamma_{II}$  – удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;

$\gamma'_{II}$  – удельный вес грунта выше подошвы фундамента;

$C_{II}$  – расчетное удельное сцепление грунта под подошвой фундамента;

$d$  – глубина залегания кровли песка;

$b_z$  – то же, что и в формуле (3.2.29).

Принимаем:  $\gamma_{c1} = 1,3$ ;  $\gamma_{c2} = 1,1$ ;  $K = 1,1$ ;  $M_\gamma = 1,81$ ,  $M_g = 8,24$ ,  $M_c = 9,97$ ;

$\gamma_{II} = 10,46$  кН/м<sup>3</sup>;  $\gamma'_{II} = 19,32$  кН/м<sup>3</sup>;  $C_{II} = 4$  кПа;  $d = 8,8$  м;  $b = 5,11$  м.

Ширина фундамента  $b_z$ , м, определяется по формуле

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a = \sqrt{N' / \sigma_{zp} + (l - b/2)^2} - (l - b/2), \quad (3.2.29)$$

где  $N'$  – то же, что и в формуле (3.2.4);

$\sigma_{zp}$  – то же, что и в формуле (3.2.27);

$b$  – ширина фундамента;

$l$  – длина фундамента.

Принимаем:  $N' = 2147,83$  кН;  $\sigma_{zp} = 77,75$  кПа;  $l = 1,5$  м;  $b = 1,2$  м.

Подставляем в формулу (3.2.29), получаем

$$b_z = \sqrt{2147,83/77,75 + (1,5 - 1,2/2)^2} - (1,5 - 1,2/2) = 5,41 \text{ м.}$$

Подставляем в формулу (3.2.28), получаем

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} [1,81 \cdot 1,0 \cdot 5,41 \cdot 10,46 + 8,24 \cdot 8,8 \cdot 19,32 + 9,97 \cdot 4] = 2006,21 \text{ кПа.}$$

Проверяем условие (3.2.27)

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 298,26 \text{ кПа} < R_z = 2006,21 \text{ кПа.}$$

Проверка слабого подстилающего слоя выполняется.

### 3.2.8 Конструирование фундамента

$b_k, l_k$  – размеры сечения колонны:  $b_k = 400 \text{ мм}$ ,  $l_k (h_k) = 400 \text{ мм}$ ;

$b_{cf}, l_{cf}$  – размеры сечения подколонника:  $b_{cf} = 900 \text{ мм}$ ,  $l_{cf} = 900 \text{ мм}$ .

$h_{cf}$  – высота подколонника:  $h_{cf} = 1200 \text{ мм}$ .

$b, l$  – размеры сечения подошвы фундамента:  $b = 1200 \text{ мм}$ ,  $l = 1500 \text{ мм}$ .

$h$  – высота фундамента:  $h = 1500 \text{ мм}$ .

$c_{1,2} = 150, 300 \text{ мм}$ , – вылеты ступеней.

$h_{1,2} = 300 \text{ мм}$  – высоты ступени.

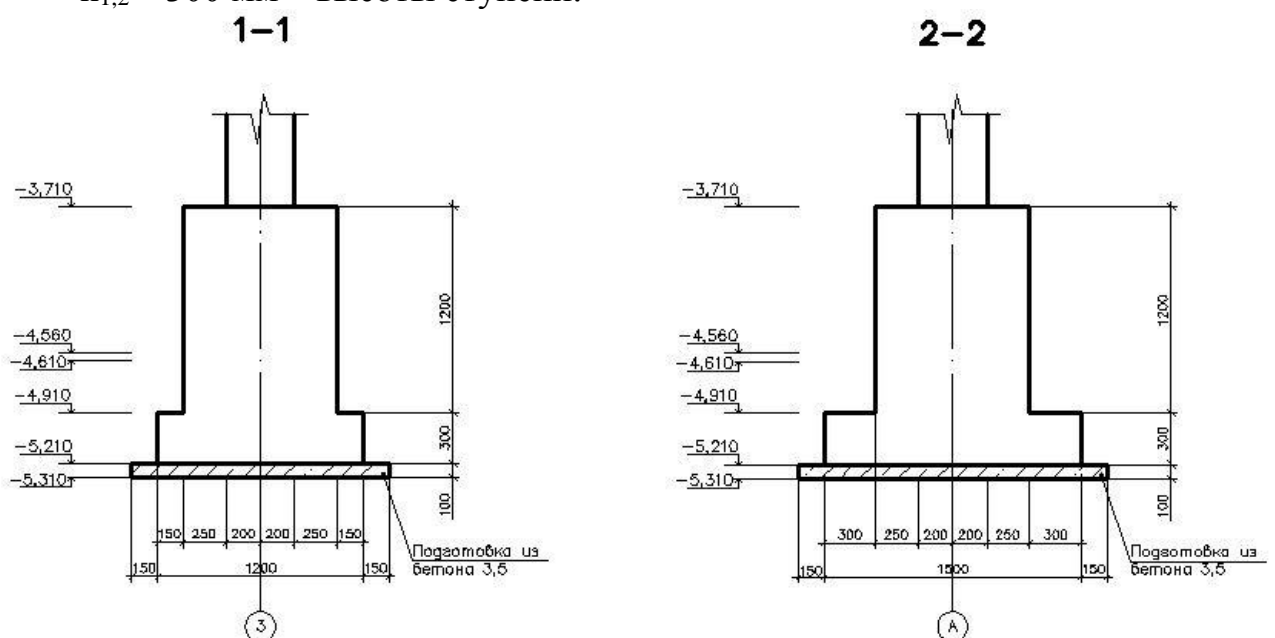


Рисунок 3.2.2 – Схема с обозначениями размеров фундаментов

### 3.2.9 Расчет плитной части фундамента на продавливание колонной

Проверка фундамента по прочности на продавливание колонной производится из условия

$$F \leq R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{o,p}, \quad (3.2.30)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона согласно [17] с учетом соответствующих коэффициентов условий для бетона класса В20;

$h_{o,p}$  – то же, что и в формуле (3.2.31);

$b_m$  – то же, что и в формуле (3.2.32);

$F$  – то же, что и в формуле (3.2.33).

Рабочая высота пирамиды продавливания  $h_{o,p}$ , м, определяется по формуле

$$h_{o,p} = h - h_{cf} - 0,05, \quad (3.2.31)$$

где  $h$  – высота фундамента;

$h_{cf}$  – высота подколонника.

Принимаем:  $h = 1,5$  м;  $h_{cf} = 1,2$  м.

Подставляем в формулу (3.2.31), получаем

$$h_{o,p} = 1,5 - 1,2 - 0,05 = 0,25 \text{ м.}$$

Рабочая ширина пирамиды продавливания  $b_m$ , м, определяется по формуле

$$b_m = b_g + h_{o,p}, \quad (3.2.32)$$

где  $h_{o,p}$  – то же, что и в формуле (3.2.31);

$b_g$  – ширина подколонника.

Принимаем:  $h_{o,p} = 0,25$  м;  $b_g = 0,9$  м.

Подставляем в формулу (3.2.32), получаем

$$b_m = 0,9 + 0,25 = 1,15 \text{ м.}$$

Сила продавливания по одной наиболее нагруженной грани фундамента  $F$ , кН, определяется по формуле

$$F = A_0 \cdot p_{\max}, \quad (3.2.33)$$

где  $p_{\max}$  – то же, что и в формуле (3.2.35);

$A$  – то же, что и в формуле (3.2.34).

Площадь плитной части фундамента  $A_0$ , м<sup>2</sup>, определяется по формуле

$$A_o = 0,5b(l - l_{cf} - 2h_{o,p}) - 0,25(b - b_{cf} - 2h_{o,p})^2, \quad (3.2.34)$$

где  $b$  – то же, что и в формуле (3.2.29);

$l$  – то же, что и в формуле (3.2.29);

$l_{cf}$  и  $b_{cf}$  – размеры сечения подколонника;

$h_{o,p}$  – то же, что и в формуле (3.2.31).

Принимаем:  $h_{o,p} = 0,25$  м;  $b_g = 0,9$  м;  $b = 1,2$  м;  $l = 1,5$  м;  $l_{cf} = 0,9$  м;  $b_{cf} = 0,9$  м.

Подставляем в формулу (3.2.34), получаем

$$A_o = 0,5 \cdot 1,2 \cdot (1,5 - 0,9 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 (1,2 - 0,9 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,53 \text{ м}^2.$$

Максимальное давление под подошвой фундамента от расчетных нагрузок в уровне верха плитной части (обреза верхней ступени),  $p_{\max}$ , кПа, определяется по формуле

$$p_{\max} = \frac{N''}{A} + \frac{M''}{W}, \quad (3.2.35)$$

где  $A$  – то же, что и в формуле (3.2.36);

$N$  – нагрузка на колонну;

$M$  – момент;

$W$  – то же, что и в формуле (3.2.37).

Площадь верха плитной части  $A$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$A = b_{пл} \cdot l_{пл}, \quad (3.2.36)$$

где  $b_{пл}$  – ширина верха плитной части фундамента;

$l_{пл}$  – длина верха плитной части фундамента.

Принимаем:  $b_{пл} = 1,2$  м;  $l_{пл} = 1,5$  м.

Подставляем в формулу (3.2.36), получаем

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

Момент сопротивления обреза верхней ступени  $W$ ,  $\text{м}^3$ , определяется по формуле

$$W = \frac{b_{пл} \cdot l_{пл}^2}{6}, \quad (3.2.37)$$

где  $b_{пл}$  – ширина верха плитной части фундамента;

$l_{пл}$  – длина верха плитной части фундамента.

Принимаем:  $b_{пл}=1,2$  м;  $l_{пл}=1,5$  м.  
Подставляем в формулу (3.2.37), получаем

$$W = \frac{1,2 \cdot 1,5^2}{6} = 0,45 \text{ м}^3.$$

Принимаем:  $N = 2470$  кН;  $M = 161,74$  кНм;  $A = 1,8 \text{ м}^2$ ;  $W = 0,45 \text{ м}^3$ .  
Подставляем в формулу (3.2.35), получаем

$$p_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{2470}{1,8} + \frac{161,74}{0,45} = 1731,64 \text{ кПа}.$$

Принимаем:  $p_{\max} = 1731,64$  кПа;  $A = 0,53 \text{ м}^2$ .  
Подставляем в формулу (3.2.33), получаем

$$F = 0,53 \cdot 1731,64 = 917,77 \text{ кПа}.$$

Проверяем условие (3.2.30)

Так как  $F = 917,77 < R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0,p} = 1,65 \cdot 1,05 \cdot 900 = 2227,5$  кН, то принятую высоту ступеней (300 мм) и материал фундамента (В20) остается неизменным.

### 3.2.10 Расчет армирования плитной части фундамента

Моменты в плоскости, параллельной длине фундамента  $M_{xi}$ , кНм, определяются по формуле

$$M_{xi} = \frac{Nc_{xi}^2}{2l} \left( 1 + \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x}c_{xi}}{l^2} \right), \quad (3.2.38)$$

Эксцентриситет нагрузки при моменте, приведенном к подошве фундамента  $e_{0x}$ , м, определяется по формуле

$$e = \frac{M_I}{N_I}. \quad (3.2.39)$$

Моменты в плоскости, параллельной ширине фундамента  $M_{yi}$ , кНм, определяются по формуле

$$M_{yi} = \frac{Nc_{yi}^2}{2b}, \quad (3.2.40)$$

Площадь рабочей арматуры  $A_{si}$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{\epsilon_i h_{oi} R_s}, \quad (3.2.41)$$

Коэффициент армирования сечения  $\alpha_m$ , определяется по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}, \quad (3.2.42)$$

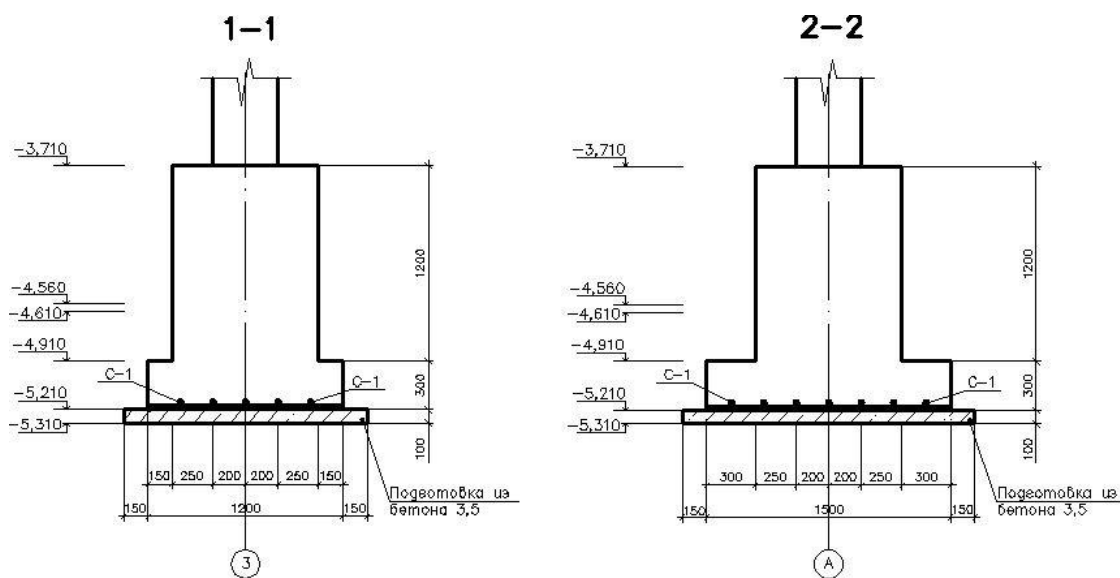


Рисунок 3.2.3 – Схема армирования плитной части фундамента

Таблица 3.2.3 – Расчет площади сечения арматуры

Сечение	Вылет $c_i$ , м	$\frac{Nc_{xi}^2}{2l}$	$\left(1 + \frac{6e_{ох}}{l} - \frac{4e_{ох}c_{xi}}{l^2}\right)$	M, кН·м	$\alpha_m$	$\xi$	$h_{oi}$ , м	$A_s$ , см <sup>2</sup>
1-1	0,3	61,66	1,27	78,31	0,073	0,962	0,25	8,92
2-2	0,55	201,34	1,24	249,66	0,009	0,997	1,45	4,73
1'-1'	0,15	19,27	1,36	26,78	0,031	0,979	0,25	3,0
2'-2'	0,4	137,02	1,11	152,09	0,007	0,999	1,45	2,89

Подошва фундамента армируется одной сеткой с рабочей арматурой класса А-III в двух направлениях. Шаг рабочей арматуры принимаем 200 мм. Исходя из этого условия определяется количество стержней в сетке по каждому направлению.

Диаметр арматуры принимается по сортаменту в направлении 1 – 7Ø10 А-III,  $A_s = 9,42 \text{ см}^2 > 8,92 \text{ см}^2$ ; в направлении b – 5Ø10А-III,  $A_s = 9,42 \text{ см}^2 > 3 \text{ см}^2$ . Длина стержней соответственно 1450 мм и 1150 мм.

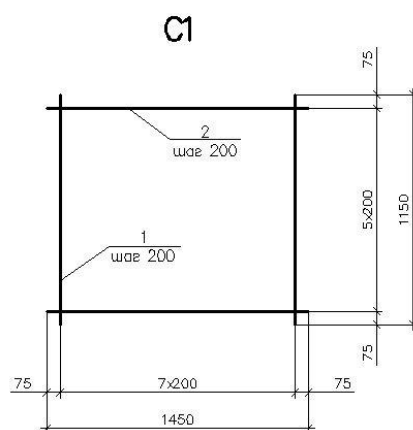


Рисунок 3.2.4 – Схема арматурных каркасов

Таблица 3.2.4 – Спецификация элементов

№	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса ед., кг
1	ГОСТ 23279-2012	С-1	1	40,68
Детали:				
1	ГОСТ 5784-82	Ø10АШ I = 1450	7	3,39
2	ГОСТ 5784-82	Ø10АШ I = 1150	5	3,39
Материалы:				
		Бетон В20		5,5

Таблица 3.2.5 – Ведомость расхода стали

Марка элемента	Расход арматуры, кг, класса		Всего, кг	Общий расход, кг
	А – III			
	Ø10			
С-1	40,68		40,68	40,68

### 3.2.11 Подсчет объемов работ и стоимости

Таблица 3.2.6 – Ведомость объемов работ и стоимости

Номер расценок	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел.ч	
				Ед.изм.	Всего	Ед.изм.	Всего
1-168	Разработка грунта 2 гр. экскаватором	1000 м <sup>3</sup>	0,651	112,0	72,91	10,2	6,64
1-935	Ручная доработка грунта 2 гр.	м <sup>3</sup>	1,1	1,01	0,11	1,64	1,80
6-2	Устройство подбетонки	м <sup>3</sup>	1,1	39,10	43,01	4,50	4,59
6-6	Устройство монолитного фундамента	м <sup>3</sup>	1,512	40,94	61,90	5,17	7,82
	Стоимость арматуры	т	0,1	240	24	-	-
1-255	Обратная засыпка 2 гр. грунта бульдозером	1000 м <sup>3</sup>	0,645	8,9	5,74	-	-
Итого					207,67		20,85



### 3.3 Проектирование свайного фундамента

#### 3.3.1 Выбор глубины заложения ростверка и длины свай

Глубина заложения ростверка  $d_p$ , м, определяется по формуле

$$d_p = -1,5 - 3,56 - 0,15 = 5,21 \text{ м}, \quad (3.2.1)$$

где  $h_p$  – минимальная высота фундамента;

0,15 – отметка земли;

3,56 – отметка низа подвала.

Отметку головы сваи принимаем на 0,3 м выше подошвы ростверка – 4,91 м, с последующей разбивкой при жестком сопряжении ростверка и сваи.

В качестве несущего слоя принимается песок крупный, водонасыщенный, средней крупности. Заглубление сваи в несущий слой не менее 0,5 м.

Принимаем сваи длиной 7 м (С 70.30). Отметка нижнего конца сваи – 11,91 м. Заглубление в песок пылеватый – 1,31 м. Сечение сваи 300×300 мм.

#### 3.3.2 Определение несущей способности свай

По характеру работы в грунте свая с данными условиями опирания является висячей.

Несущая способность висячих свай  $F_d$ , кН, определяется по формуле

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (3.3.2)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы сваи в грунте;

$R$  – расчетное сопротивление грунта под нижнем концом сваи;

$A$  – площадь поперечного сечения сваи;

$\gamma_{cR}$  – коэффициент условий работы грунта под нижним концом сваи;

$U$  – периметр поперечного сечения сваи;

$\gamma_{cf}$  – коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности сваи;

$f_i$  – расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи в пределах  $i$  – го слоя грунта;

$h_i$  – толщина  $i$  – го слоя грунта.

Принимаем:  $\gamma_c = 1$ ;  $R = 1557,3$  кПа;  $A = 0,09$  м<sup>2</sup>;  $\gamma_{cR} = 1$ ;  $U = 1$  м<sup>2</sup>;  $\gamma_{cf} = 1$ ;  $f_i = 405,44$  кН;  $h_i = 1$ .

Подставляем в формулу (3.3.2), получаем

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 1557,3 \cdot 0,09 + 1 \cdot 405,44) = 545,6 \text{ кН.}$$

Таблица 3.3.1 – Данные для расчета несущей способности

Эскиз	Толщина слоя, м	Расстояние от поверхности до середины слоя	$f_i$ , кПа	$f_i \cdot h_i$ , кН
	1,790	5,96	57,9	103,64
	1,8	6,86	60,41	108,74
	1,8	7,76	61,64	110,95
	1,310	8,42	62,68	82,11
				$f_i \cdot h_i = 405,44$ кН

Допускаемая нагрузка на сваю  $N_{св}$ , кН, определяется по формуле

$$N_{св} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.3.3)$$

где  $\gamma_k = 1,4$  – коэффициент надежности;

$F_d$  – несущая способность висячих свай.

Принимаем:  $\gamma_k = 1,4$ ;  $F_d = 545,6$  кН.

Подставляем в формулу (3.3.3), получаем

$$N_{св} \leq \frac{545,6}{1,4} = 389,71 \text{ кН.}$$

### 3.3.3 Определение количества свай в фундаменте.

Количество свай в кусте  $n$ , шт., определяется по формуле

$$n = \frac{N_{\max}^I}{F_d / \gamma_k - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{ср}}, \quad (3.3.4)$$

где  $N_{\max}^I$  – максимальная нагрузка на колонну;

$d_p$  – глубина заложения ростверка;

$\gamma_{cp}$  – усредненный удельный вес ростверка и грунта на его обрезах.

Принимаем:  $N_{max}^I = 2470$  кН;  $F_d = 389,71$  кН;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d_p = 5,21$  м.

Подставляем в формулу (3.3.4), получаем

$$n = \frac{2470}{389,71 - 0,9 \cdot 20 \cdot 5,21} = 8,34 \text{ шт.}$$

Принимаем  $n = 9$  свай.

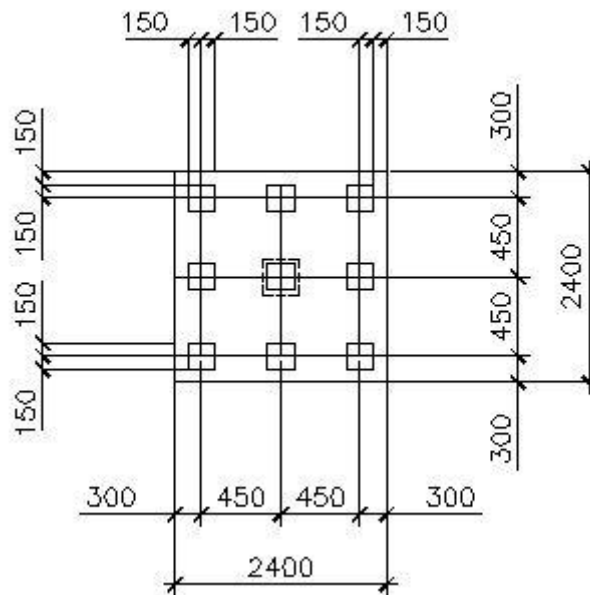


Рисунок 3.3.1 – Схема расположения свай в кусте

Размеры ростверка в плане составят, учитывая свес его за наружные грани свай 150 мм, 2400x2400 мм.

### 3.3.4 Приведение нагрузок к подошве фундамента

$$\hat{N} = N_{max} + N_p, \quad (3.3.5)$$

где  $N_{max}$  – то же, что и в формуле (3.3.4) ;

$N_p$  – то же, что и в формуле (3.3.6).

Нагрузка на ростверк  $N_p$ , кН, определяется по формуле

$$N_p = 1,1 d_p b_p l_p \gamma_{cp}, \quad (3.3.6)$$

где  $b_p$ ,  $l_p$  – размеры ростверка в плане;

$d_p$  – глубина заложения ростверка;

$\gamma_{cp}$  – то же, что и в формуле (3.3.4)

Принимаем:  $b_p = 2,4$  м;  $l_p = 2,4$  м;  $\gamma_{cp} = 20$  кН/м<sup>3</sup>;  $d_p = 5,21$  м.

Подставляем в формулу (3.3.6), получаем

$$N_p = 1,1 \cdot 5,21 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 20 = 660,21 \text{ кН.}$$

Принимаем:  $N_p = 660,21 \text{ кН}$ ;  $N_{\max} = 2470 \text{ кН}$ .

Подставляем в формулу (3.3.5), получаем

$$N^* = 2470 + 660,21 = 3130,21 \text{ кН.}$$

$$M'_I = M_{\max} \quad (3.3.7)$$

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

Принимаем:  $M_{\max} = 186 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

Подставляем в формулу (3.3.7), получаем

$$M_I = 186 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$Q^* = Q_k = 0 \text{ кН.} \quad (3.3.8)$$

### 3.3.5 Определение нагрузок на сваи и проверка несущей способности

Нагрузки на сваю среднего ряда  $N_{\text{св}}$ , кН, определяются по формуле

$$N_{\text{св}} = \frac{N}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum(y_i^2)} \quad (3.3.9)$$

где  $N$  – то же, что и в формуле (3.3.7) ;

$n$  – то же, что и в формуле (3.3.4);

$M_x$  – то же, что и в формуле (3.3.7) ;

$y$  – расстояние от оси свайного куста до оси сваи;

$y^i$  – расстояние от оси куста до оси каждой сваи.

Принимаем:  $N^* = 3130,21 \text{ кН}$ ;  $M = 186 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $n = 9 \text{ шт.}$

Подставляем в формулу (3.3.9), получаем

$$N_{\text{св}}^{1,2,3} = \frac{3130,21}{9} - \frac{186 \cdot 0,9}{6 \cdot 0,9^2} = 313,36 \text{ кН.}$$

Подставляем в формулу (3.3.9), получаем

$$N_{\text{св}}^{6,7,8} = \frac{3130,21}{9} + \frac{186 \cdot 0,9}{6 \cdot 0,9^2} = 382,24 \text{ кН.}$$

Нагрузки на сваю крайнего ряда  $N_{\text{св}}^{\text{кр}}$ , кН, определяются по формуле

$$N_{\text{св}} = \frac{N}{n}, \quad (3.3.10)$$

где  $N$  – то же, что и в формуле (3.3.5) ;

$n$  – то же, что и в формуле (3.3.4).

Принимаем:  $N = 3130,21$  кН;  $n = 9$  шт.

Подставляем в формулу (3.3.10), получаем

$$N_{\text{св}}^{4,5,6} = \frac{3130,21}{9} = 347,80 \text{ кН.}$$

Проверка несущей способности свай определяется по формулам

$$N_{\text{св}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}; \quad (3.3.11)$$

$$N_{\text{св}}^{\text{кр}} \leq 1,2 \frac{F_d}{\gamma_k}. \quad (3.3.12)$$

$$313,36 \text{ кН} < 389,71 \text{ кН};$$

$$382,24 \text{ кН} < 389,71 \text{ кН};$$

$$347,80 \text{ кН} < 1,2 \cdot 389,71 = 467,65 \text{ кН.}$$

Условия (3.3.11) и (3.3.12) удовлетворяются, следовательно, несущая способность обеспечена.

### 3.3.6 Конструирование ростверка

Глубина заложения ростверка  $d_p = -5,21$  м.

Высота ростверка  $h_p = 1,5$  м.

Размеры подколонника в плане для колонны  $400 \times 400 \text{ мм} - 900 \times 900 \text{ мм}$ .

Высота ступени –  $300 \text{ мм}$ , высота подколонника  $h_{\text{cf}} = 1,2$  м.

Размеры ростверка в плане  $2400 \times 2400 \text{ мм}$ .

Вылеты ступеней  $c_1 = c_2 = 300,450 \text{ мм}$ .

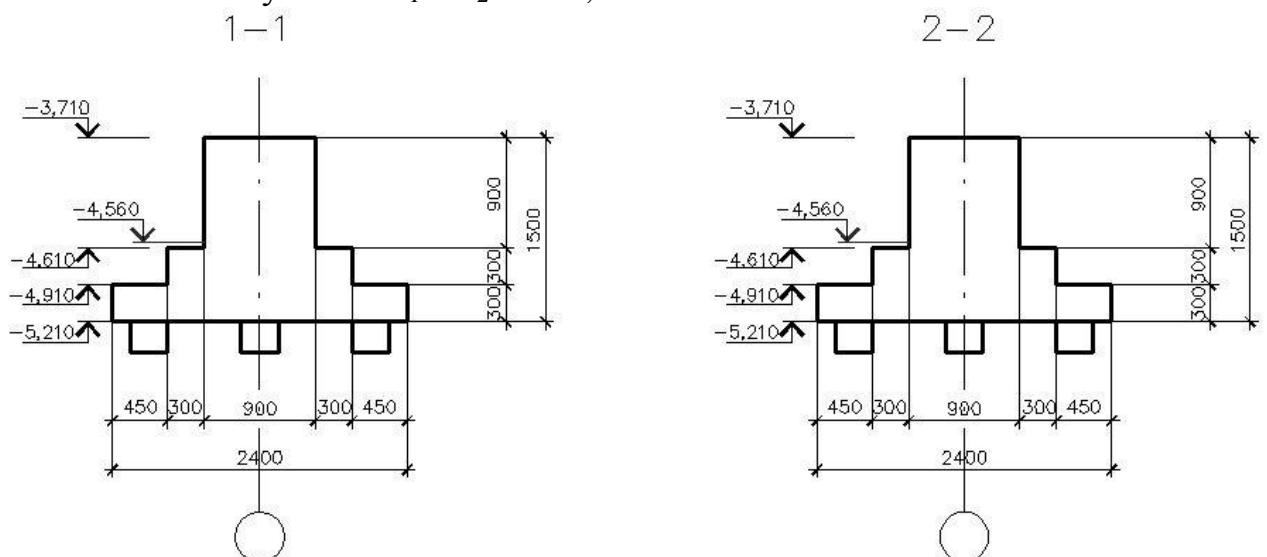


Рисунок 3.3.2 – Схема с обозначениями размеров фундамента

Проверка на продавливание осуществляется по формуле

$$F \leq \frac{2R_{bt}h_{op}}{\alpha} \left[ \frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right], \quad (3.3.13)$$

где  $F$  – то же, что и в формуле (3.3.14);

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению, кПа, для бетона класса по прочности В20;

$h_{op}$  – рабочая высота сечения ростверка;

$\alpha$  – то же, что и в формуле (3.3.15);

$b_c$  и  $l_c$  – размеры сечения колонны;

$c_1, c_2$  – расстояние от граней колонны до граней основания пирамиды продавливания, принимаются не более  $h_{op}$  и не менее  $0,4 h_{op}$ .

Продавливающая сила  $F$ , кН, определяется по формуле

$$F = 2(N_{св}^{1,2} + N_{св}^{3,4} + N_{св}^{5,6}); \quad (3.3.14)$$

где  $N_{св}^{1,2,3}, N_{св}^{4,5,6}, N_{св}^{7,8,9}$  – усилия в сваях.

Принимаем:  $N_{св}^{1,2,3} = 313,36$  кН;  $N_{св}^{4,5,6} = 382,24$  кН;  $N_{св}^{7,8,9} = 347,80$  кН.

Подставляем в формулу (3.3.14), получаем

$$F = 2(313,36 + 382,24 + 347,80) = 2086,80 \text{ кН.}$$

Коэффициент, учитывающий частичную передачу продольной силы  $N$  через стенки стакана  $\alpha$ , определяется по формуле

$$\alpha = \left( 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_I} \right), \quad (3.3.15)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению, кПа, для бетона класса прочности В20;

$A_c$  – площадь боковой поверхности колонны в пределах её заделки в стакан фундамента;

$N_I$  – то же, что и в формуле (3.3.5).

Принимаем:  $R_{bt} = 900$  кПа;  $N_I = 3130,21$  кН.

Подставляем в формулу (3.2.17), получаем

$$\alpha = \left( 1 - \frac{0,4 \cdot 900 \cdot 2(0,85 + 0,4) \cdot 0,85}{3130,21} \right) = 0,76.$$

Принимаем  $\alpha = 0,85$ .

Принимаем:  $F = 2086,80$  кН;  $R_{bt} = 900$  кПа;  $\alpha = 0,85$ ;  $h_{op} = 0,55$  м;  
 $b_c = l_c = 0,4$  м;  $c_1 = 0,65$  м;  $c_2 = 0,65$  м.

Подставляем в формулу (3.3.13), получаем

$$2086,80 \text{ кН} < \frac{2 \cdot 900 \cdot 0,65}{0,85} \left[ \frac{0,65}{0,65} (0,4 + 0,65) + \frac{0,65}{0,65} (0,4 + 0,65) \right] = 2890,59 \text{ кН.}$$

Условие (3.3.13) выполняется.

### 3.3.7 Расчет на продавливание угловой сваей

Проверка на продавливание угловой сваей производится по формуле

$$N_{св} \leq R_{bt} \cdot h_{01} [\beta(b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta(b_{01} + 0,5c_{01})], \quad (3.3.16)$$

где,  $N_{св}$  – наибольшее усилие в угловой свае, кН;

$h_{01}$  – рабочая высота ступени ростверка, м;

$b_{02}$ ,  $b_{01}$  – расстояния от внутренних граней свай до наружных граней ростверка, м;

$c_{02}$ ,  $c_{01}$  – расстояние от внутренней грани свай до подколонника, м;

$\beta_1$ ,  $\beta_2$  – коэффициенты, зависящие от ( $h_{0i}/c_{0i}$ )

Принимаем:  $b_{02} = b_{01} = 0,45$  м;  $h_{01} = 0,55$  м;  $c_{01} = 0,3$  м;  $c_{02} = 0,3$ ;  $\beta_1 = 0,89$ ;  
 $\beta_2 = 0,89$ ;  $N_{св}^{6,7,8} = 382,24$  кН.

Подставляем в формулу (3.3.16), получаем

$$382,24 \leq 900 \cdot 0,55 \cdot [0,89 (0,45 + 0,5 \cdot 0,3) + 0,89 (0,45 + 0,5 \cdot 0,3)] = 594 \text{ кН}$$

Условие (3.3.16) выполняется.

### 3.3.8 Расчет плиты ростверка на изгиб

Моменты в сечениях ростверка  $M_{xi}$ ,  $M_{yi}$ , кНм, определяются по формулам

$$M_{xi} = \sum N_{сви} x_i; M_{yi} = \sum N_{сви} y_i; \quad (3.3.17)$$

где  $N_{сви}$  – расчетная нагрузка на сваю;

$x_i$ ,  $y_i$  – расстояние от центра каждой сваи в пределах изгибаемой консоли до рассматриваемого сечения, м.

Принимаем:  $N_{св}^{1,2,3} = 313,36$  кН;  $N_{св}^{4,5,6} = 382,24$  кН;  $N_{св}^{7,8,9} = 347,80$  кН.

Подставляем в формулу (3.3.17), получаем

$$M_{1-1} = 2 \cdot 382,24 \cdot 0,4 = 305,79 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2-2} = 2 \cdot 382,24 \cdot 0,7 = 535,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1'-1'} = M_{1-1} = 305,79 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{2'-2'} = M_{2-2} = 535,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Коэффициент армирования сечения  $\alpha_m$ , определяется по формуле

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i h_{oi}^2 R_b}; \quad (3.3.18)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию;

$h_{oi}$  - рабочая высота каждого сечения;

$b_i$  - ширина сжатой зоны;

$\epsilon$  - коэффициент, определяемый в зависимости от величины  $\alpha_m$ .

Площадь рабочей арматуры  $A_{si}$ ,  $\text{см}^2$ , определяется по формуле

$$A_{si} = \frac{M_i}{\epsilon h_{oi} R_s}; \quad (3.3.19)$$

Принимаем:  $R_b = 11,5$ ;  $R_s = 365000$  кПа для АIII;  $b_{1-1} = 0,45$  м,  $b_{2-2} = 0,7$  м.

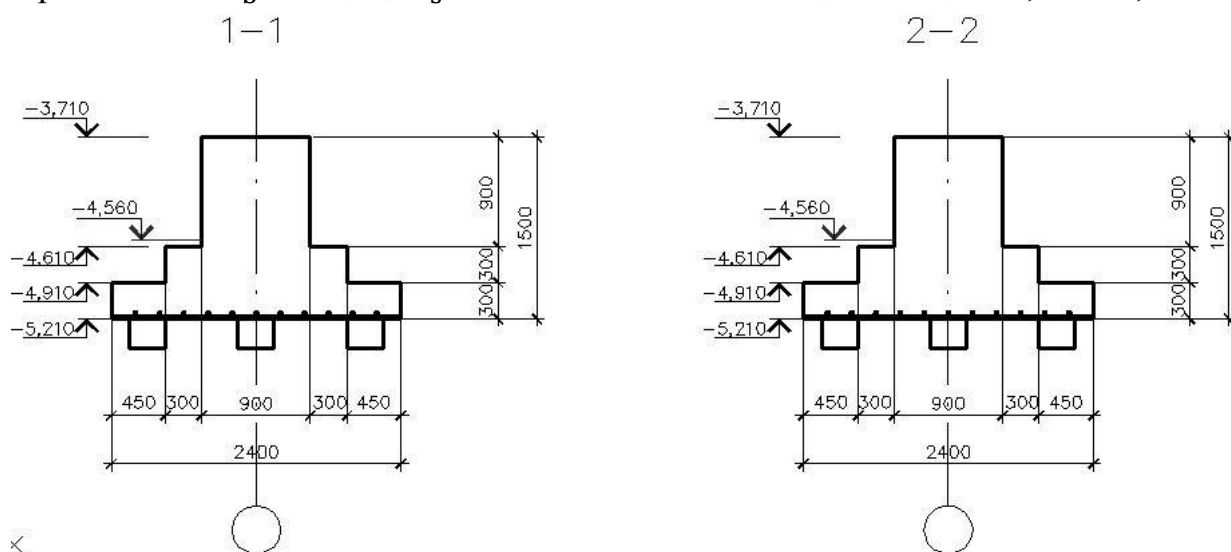


Рисунок 3.3.3 – Схема армирования плитной части фундамента

Таблица 3.3.2 – Расчет площади сечения арматуры

Сечение	М, кНм	$\alpha_m$	$\epsilon$	$h_{oi}$ , м	А, $\text{см}^2$
1-1	305,79	0,195	0,891	0,55	17,09
2-2	535,14	0,032	0,984	1,45	10,03
1'-1'	305,79	0,195	0,891	0,55	17,09
2'-2'	535,14	0,035	0,984	1,45	10,03



Армируется подошва фундамента одной сеткой с рабочей арматурой класса А-III в двух направлениях. Шаг рабочей арматуры принимаем 200 мм.

Диаметр арматуры в направлении  $l = 2350$  11Ø16А-III,  $A_s = 20,11 \text{ см}^2 > 17,09 \text{ см}^2$ ; в направлении  $b = 2350$  11Ø12 А-III,  $A_s = 15,83 \text{ см}^2 > 10,03 \text{ см}^2$ .

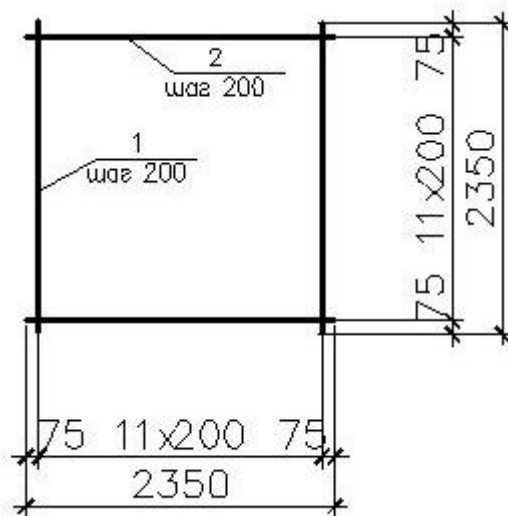


Рисунок 3.3.4 – Схема армированных каркасов

Таблица 3.3.3 – Спецификация элементов

Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса ед., кг
Сваи железобетонные				
	ГОСТ 19804-2012	С70.30	9	800
Ростверк монолитный РСм-3				
1	ГОСТ 23279-84	С-1	1	63,11
Детали				
1	ГОСТ 5784-82	Ø12 А-III l= 2350	11	1,28
2	То же	Ø16 А-III l= 2350	11	4,05
Материалы:				
		Бетон В20		5,5

Таблица 3.3.4 – Ведомость расхода стали

Марка элемента	Расход арматуры, кг, класса А-III		Всего, кг	Общий расход, кг
	Ø12	Ø16		
С-1	18,65	44,56	63,11	63,11
Итого				63,11

### 3.3.9 Выбор сваебойного оборудования и расчет отказов

Выбираем для забивки свай трубчатый дизель молот

Отказ сваи  $S_a$ , см, определяется по формуле

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.3.20)$$

где  $E_d$  – энергия удара механического молота;

$\eta$  – коэффициент, принимаемый для железобетонных свай;

$F_d$  – несущая способность свай;

$A$  – площадь поперечного сечения сваи;

$m_1$  – масса молота;

$m_2$  – масса сваи;

$m_3$  – масса наголовника;

Принимаем:  $E_d = 63 \text{ кН} \cdot 1500 \text{ кН/м}^2$ ;  $F_d = 389,71 \cdot 1,4 = 545,59 \text{ кН}$ ;  $A = 0,09 \text{ м}^2$ ;  $m_1 = 0,9 \text{ т}$ ;  $m_2 = 1,6 \text{ т}$ ;  $m_3 = 0,2 \text{ т}$ .

Подставляем в формулу (3.3.20), получаем

$$S_a = (63 \cdot 1500 \cdot 0,09 / [545,59(545,59 + 1500 \cdot 0,09)]) \cdot (0,9 + 0,2(1,6 + 0,2) / (0,9 + 1,6 + 0,2)) = 0,0055 \text{ м} = 0,55 \text{ см}.$$

Расчетный отказ сваи должен находиться в пределах  $0,5 \text{ см} \leq S_a < 1 \text{ см}$ .

$0,5 \text{ см} \leq 0,55 \text{ см} \leq 1 \text{ см}$ .

Условие (3.3.20) выполняется.

### 3.3.10 Подсчет объемов работ и стоимости

Таблица 3.3.5 – Ведомость объемов работ и стоимости

Номер расценок	Наименование работ и затрат	Ед. изм.	Объем	Стоимость, руб.		Трудоемкость, чел·ч	
				Ед.изм	Всего	Ед.изм	Всего
1-168	Разработка грунта 2 гр. экскаватором	1000 м <sup>3</sup>	0,065	112,0	7,28	10,2	0,66
1-321	Обратная засыпка грунта слоями с уплотнением	1000 м <sup>3</sup>	0,064	14,9	0,95	-	-
5-7	Погружение в грунт 2 гр. свай длиной до 8 м дизель – молотом на тракторе	м <sup>3</sup>	5,67	21,5	121,91	3,79	21,48
5-31	Срубка голов свай	шт	9	1,19	10,71	7,14	64,26
Ценник	Сваи марки С300*300 длиной до 8 м	м	5,67	7,68	43,55	-	-
6-6	Устройство ростверка объемом до 5 м <sup>3</sup>	м <sup>3</sup>	2,69	40,95	110,16	5,17	13,91
Ценник	Арматура стержневая А-I; А-III	т	0,109	7917,0	862,95	-	-
Итого:					1155,6		100,3

### **3.4 Выбор оптимального варианта фундамента**

Столбчатый фундамент более экономичный по стоимости и менее трудоемок по сравнению со свайным. Таким образом, главным критерием в данном случае будет экономичность фундамента, поэтому предпочтение отдаем фундаменту неглубокого заложения. Однако следует отметить, что при строительстве и дальнейшей эксплуатации здания следует не допускать замачивания несущих слоев грунта, что в свою очередь требует серьезного подхода к проектированию систем инженерного обеспечения здания.

## 4.1 Область применения

Технологическая карта разработана на монтаж металлического каркаса Президентского кадетского корпуса в г. Кызыл, республика Тыва.

В технологической карте предусмотрены следующие виды работ:

- разгрузка металлических конструкций;
- монтаж стальных колонн;
- монтаж вертикальных связей по колоннам;
- монтаж главных и второстепенных балок покрытия и перекрытия;
- установка профилированного стального настила;

Работы по монтажу металлического каркаса здания производятся в две смены.

## 4.2 Выбор монтажного крана для возведения каркаса здания

Выбор крана для монтажа элементов каркаса здания производится с учетом требуемой высоты подъема элементов, веса монтажного элемента, необходимого вылета стрелы монтажного крана, технических и технико – экономических показателей и их работы.

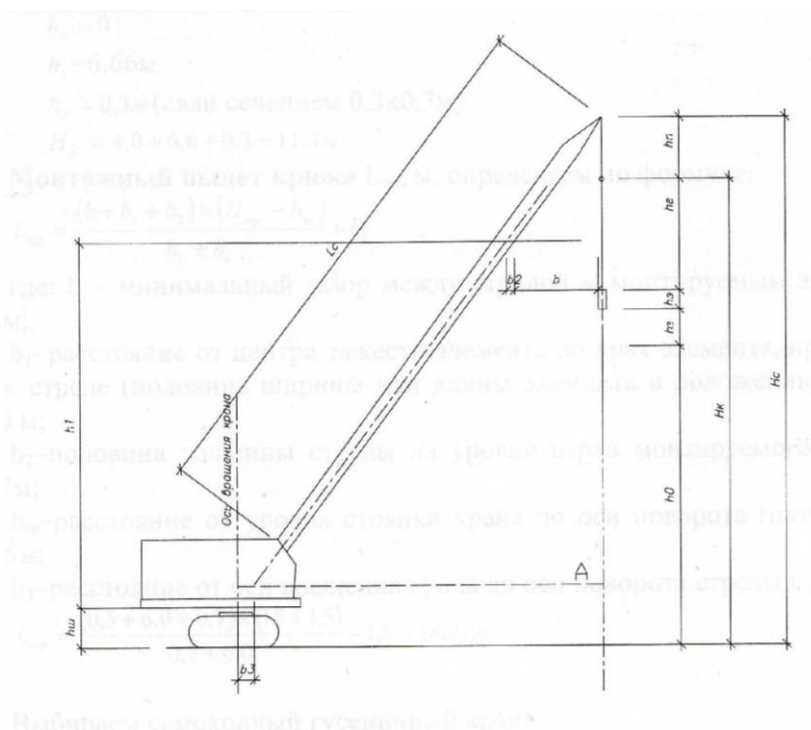


Рисунок 4.1 – Схема крана

Монтажная масса  $M_m$ , т определяется по формуле

$$M_M = M_3 + M_{\Gamma}, \quad (4.1)$$

где  $M_3$  – масса наиболее тяжелого элемента;

$M_{\Gamma}$  – масса грузозахватного устройства, строп 4СК-10-4.

Принимаем:  $M_{\Gamma} = 1,97$  т;  $M_3 = 1,8$  т.

Подставляем в формулу (4.1), получаем

$$M_M = 1,97 + 0,089 = 2,06 \text{ т.}$$

Монтажная высота подъема крюка  $H_K$ , м, определяется по формуле

$$H_K = h_0 + h_3 + h_3 + h_{\Gamma}, \quad (4.2)$$

где  $h_0$  – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента;

$h_3$  – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки его в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности;

$h_3$  – высота элемента;

$h_{\Gamma}$  – высота грузозахватного устройства.

Принимаем:  $h_0 = 26,51$  м;  $h_3 = 2,3$  м;  $h_3 = 8,5$  м;  $h_{\Gamma} = 4$  м.

Подставляем в формулу (4.2), получаем

$$H_K = 26,51 + 2,3 + 8,5 + 4 = 41,31 \text{ м.}$$

Монтажный вылет крюка для башенных кранов  $L_K^{BK}$ , м, определяется по формуле

$$L_K^{BK} = a/2 + b + b_1, \quad (4.3)$$

где  $a$  – ширина кранового пути;

$b$  – расстояние от кранового пути до ближайшей к крану выступающей части здания (эркер, балкон, пилястра);

$b_1$  – расстояние от центра тяжести наиболее удаленного от крана монтируемого элемента до выступающей части здания со стороны крана.

Принимаем:  $a = 9$  м;  $b = 1,7$  м;  $b_1 = 51,3$  м.

Подставляем в формулу (4.3), получаем

$$L_K^{BK} = 9,0 / 2 + 1,7 + 51,3 = 57,5 \text{ м.}$$

Выбираем башенный кран QTZ GHT 6015 со следующими характеристиками: грузоподъемность 10 т, вылет крюка 60 м, высота подъема крюка 44,8 м.

### 4.3 Организация и технология выполнения работ

### 4.3.1 Подготовительные работы

Основанием для начала работ по монтажу металлического каркаса зданий служит Акт технической готовности нулевого цикла к монтажу. К акту приемки прилагают исполнительные геодезические схемы с нанесением положения опорных поверхностей в плане и по высоте.

До начала монтажа колонн должны быть полностью закончены и приняты следующие виды работ:

- устройство фундаментов под монтаж колонн;
- обратная засыпка пазух котлована;
- устроены временные дороги для проезда автотранспорта;
- устроены площадки складирования конструкций и работы крана;
- организована рабочая зона строительной площадки.

До начала монтажа металлического каркаса здания необходимо выполнить следующие подготовительные работы:

- ограждение и обустройство строительной площадки;
- подвод и устройство внутривозвездных инженерных сетей.
- обеспечение площадки связью для оперативно – диспетчерского управления производством работ;
- монтаж наружного и внутреннего освещения;
- устройство внутривозвездных временных и постоянных дорог, подъездных путей;
- детальная геодезическая разбивка с выносом главных осей и осей устанавливаемых элементов на обноску, а также закрепление вертикальных отметок на временных реперах;
- подготовка конструкции и соединительных деталей, необходимых для монтажа;
- доставка в зону монтажа конструкций, оснастку и инструментарий.

Разбивку основных осей здания необходимо выполнять с выноса в натуру двух крайних точек, определяющих положение наиболее длинной продольной оси здания. На разбивочном чертеже указываются все расстояния между осями и привязку конструкций. Оси здания на обноску переносятся с помощью теодолита. На случай повреждения обноски главные оси закрепляются на местности. Для этого в их створе на расстоянии 5 – 10 м от будущего здания устанавливаются временные, выносные контрольные знаки с осевыми рисками. Для вертикальной разбивки вблизи от строящегося здания устраивается рабочий репер. Отметка репера определяется от ближайших реперов государственной нивелирной сети. Чтобы упростить вычисление отметок, отсчеты высот ведутся от условной нулевой отметки – уровня пола первого этажа. Зная абсолютную отметку рабочего репера, определяется абсолютная отметка уровня пола первого этажа.

До начала монтажа конструкций надземной части на монтажный горизонт цоколя выносят базовые оси и выполняют детальные разбивочные работы.

Металлоконструкции доставляются непосредственно к объекту работ в разобранном виде, далее сортируются и раскладываются в порядке удобном для монтажа здания.

При погрузочно – разгрузочных работах, транспортировке и хранении металлоконструкции необходимо оберегать от механических повреждений, для чего их следует укладывать в устойчивом положении на деревянные подкладки и закреплять с помощью инвентарных креплений. Деформированные конструкции следует выправить способом холодной или горячей правки. Запрещается сбрасывать конструкции с транспортных средств или волочить их по любой поверхности. Во время погрузки следует применять стропы из мягкого материала.

На центральном складе Подрядчика конструкции хранятся на открытых, спланированных площадках с покрытием из щебня или песка высотой 5 –10 см в штабелях с прокладками в том же положении, в каком они находились при перевозке.

Прокладки между конструкциями укладываются одна над другой строго по вертикали. Сечение прокладок и подкладок обычно квадратное, со сторонами не менее 25 см. Размеры подбирают с таким расчетом, чтобы вышележащие конструкции не опирались на выступающие части нижележащих конструкций.

Зоны складирования разделяют сквозными проходами шириной не менее 1,0 м через каждые два штабеля в продольном направлении и через 25,0 м в поперечном. Для прохода к торцам изделий между штабелями устраивают разрывы, равные 0,7 м. Между отдельными штабелями оставляют зазор шириной не менее 0,2 м, чтобы избежать повреждений элементов при погрузочно-разгрузочных операциях. Монтажные петли конструкций должны быть обращены вверх, а монтажные маркировки - в сторону прохода.

При подготовке колонн к монтажу на них наносят следующие риски: продольной оси колонны, на уровне низа колонны и верха фундамента. Затем обстраивают монтажными лестницами и подмостями, необходимыми для монтажа последующих конструкций.

#### **4.3.2 Работы по монтажу металлического каркаса здания**

Монтаж металлических конструкций осуществляется согласно [24], [25], [26], рабочего проекта и инструкций заводов – изготовителей. Замена предусмотренных проектом конструкций и материалов допускается только по согласованию с проектной организацией и заказчиком.

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

- монтаж стальных колонн;
- монтаж вертикальных связей по колоннам;
- монтаж главных и второстепенных балок;

- установка профилированного стального настила;
- электросварка.

При монтаже стальных колонн необходимо выполнять следующие виды операций: строповка, подъем, наводка на опоры, выверка и закрепление. Стропуют колонны за верхний конец. В некоторых случаях для понижения центра тяжести к башмаку колонны крепят дополнительный груз. Колонны захватывают стропами или полуавтоматическими захватными приспособлениями. После проверки надежности строповки колонну устанавливает звено из 4 – х рабочих. Звеньевой подает сигнал о подъеме колонны. На высоте 30 – 40 см над верхним обреза фундамента монтажники направляют колонну на анкерные болты, а машинист плавно опускает ее. При этом два монтажника придерживают колонну, а два других обеспечивают совмещение в плане осевых рисок на башмаке колонны с рисками, нанесенными на опорных плитах, что обеспечивает проектное положение колонны, и она может быть закреплена анкерными болтами. Дополнительного смещения колонны для выверки по осям и по высоте в этом случае не требуется.

Перед установкой колонны необходимо прокручивать гайки по резьбе анкерных болтов. Кроме того, резьбу болтов смазывают и предохраняют от повреждения колпачками из газовых труб.

Первыми монтируют пару колонн, между которыми расположены вертикальные связи, закрепляют их фундаментными болтами. Раскрепляют первую пару колонн связями и балками. Стропы снимают с колонны только после ее постоянного закрепления. Устанавливают после каждой очередной колонны балку, вертикальные связи или распорку, т.к. колонна должна быть быстро закреплена к смонтированным конструкциям и расстроплена, чтобы не простаивал монтажный кран. Вертикальные связи должны быть установлены и закреплены согласно проекту, временное закрепление конструкции выполняют сварными и болтовыми соединениями.

Геодезический контроль правильности установки колонн по вертикали осуществляется с помощью двух теодолитов, во взаимно – перпендикулярных плоскостях, с помощью которых проецируют верхнюю осевую риску на уровень низа колонны.

После проверки вертикальности ряда колонн нивелируют верхние плоскости их консолей и торцов, которые являются опорами для ригелей, балок и балок покрытия. По завершению монтажа колонн и их нивелирования определяют отметки этих плоскостей. На земле перед монтажом колонны с помощью рулетки от верха колонны или от консоли отмеряют целое число метров так, чтобы до пяты колонны оставалось не более 1,5 м и на этом уровне краской проводят горизонтальную черту. После установки колонн нивелирование осуществляют по этому горизонту.

Для строповки балок применяются траверсы с полуавтоматическими захватами, обеспечивающими дистанционную расстроповку. Стропуют балки



за две или четыре точки. Монтаж балок выполняет звено рабочих – монтажников из пяти человек. К работе также привлекают электросварщика. При подъеме балки ее положение в пространстве регулируют, удерживая балку от раскачивания, с помощью канатов – оттяжек двое монтажников. После подъема в зону установки балку разворачивают при помощи расчалок поперек пролета два монтажника.

На высоте около 0,6 м над местом опирания балку принимают двое других монтажников (находящиеся на монтажных площадках, прикрепленных к колоннам). Наводят ее, совмещая риски, фиксирующие геометрические оси балок с рисками осей колонн в верхнем сечении и устанавливают в проектное положение. В поперечном направлении балку при необходимости смещают ломом без ее подъема, а для смещения балки в продольном направлении ее предварительно поднимают. После монтажа очередной балки монтируют 3 – 4 прогона, необходимые для обеспечения устойчивости и ее расстропки.

### **4.3.3 Заключительные работы**

После завершения основных работ необходимо очистить строительную площадку от строительного мусора, снять ограждения и предупредительные знаки опасных зон. Убрать с территории технологическое оборудование, оснастку и инструменты, передать подрядчику исполнительную и техническую документацию на выполненные работы.

### **4.4 Требования к качеству работ**

Контроль и оценку качества работ при монтаже металлических конструкций выполняется согласно [24], [27], [28].

С целью обеспечения необходимого качества монтажа конструкций, монтажно – сборочные работы подвергнуть контролю на всех стадиях их выполнения. Производственный контроль подразделяется на входной, операционный (технологический), инспекционный и приемочный. Контроль качества выполняемых работ осуществлять специалистами или специальными службами, оснащенными техническими средствами, обеспечивающими необходимую достоверность и полноту контроля, и возлагается на руководителя производственного подразделения (прораба, мастера), выполняющего монтажные работы.

Металлические конструкции, поступающие на объект, должны отвечать требованиям соответствующих стандартов, технических условий на их изготовление и рабочих чертежей.

До проведения монтажных работ металлические конструкции, соединительные детали, арматура и средства крепления, поступившие на объект, должны быть подвергнуты входному контролю. Количество изделий и материалов, подлежащих входному контролю, должно соответствовать нормам, приведенным в технических условиях и стандартах.

Входной контроль проводится с целью выявления отклонений от этих требований. Входной контроль поступающих металлических конструкций осуществляется внешним осмотром и путем проверки их основных геометрических размеров и наличие рисок. Каждое изделие должно иметь маркировку, выполненную несмываемой краской. Если отклонения превышают допуски, заводам-изготовителям направляют рекламации, а конструкции бракуют. Все конструкции, соединительные детали, а также средства крепления, поступившие на объект, должны иметь сопроводительный документ (паспорт), в котором указываются наименование конструкции, ее марка, масса, дата изготовления. Паспорт является документом, подтверждающим соответствие конструкций рабочим чертежам, действующим ГОСТам или ТУ.

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 мастера, прораба, в соответствии со Схемой операционного контроля качества монтажа конструкций.

При операционном (технологическом) контроле надлежит проверять соответствие выполнения основных производственных операций по монтажу требованиям, установленным строительными нормами и правилами, рабочим проектом и нормативными документами.

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:

- детализованные 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;
- сертификаты на металл.

При инспекционном контроле проверять качество монтажных работ выборочно по усмотрению заказчика или генерального подрядчика с целью проверки эффективности ранее проведенного производственного контроля. Этот вид контроля может быть проведен на любой стадии монтажных работ.

Результаты контроля качества, осуществляемого техническим надзором заказчика, авторским надзором, инспекционным контролем и замечания лиц, контролирующих производство и качество работ, должны быть занесены в

Журнал работ по монтажу строительных конструкций и фиксируются также в Общем журнале работ. Вся приемо – сдаточная документация должна соответствовать требованиям [29].

Качество производства работ обеспечивать выполнением требований к соблюдению необходимой технологической последовательности при выполнении взаимосвязанных работ и техническим контролем за ходом работ, изложенным в Проекте организации строительства и Проекте производства работ, а также в Схеме операционного контроля качества работ. Контроль качества монтажа ведут с момента поступления конструкций на строительную площадку и заканчивают при сдаче объекта в эксплуатацию.

Операционный контроль качества монтажных работ представлен в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Операционный контроль качества монтажных работ

Наименование операций, подлежащих контролю	Предмет, состав и объем проводимого контроля, предельное отклонение	Способы контроля
Монтаж колонн	Смещение осей колонн относительно разбивочных осей $\pm 5$ . Отклонение осей колонн от вертикали в верхнем сечении - 10 мм. Кривизна колонны - 0,0013 расстояния между точками закрепления.	теодолит, рулетка, нивелир
Отметки опорных узлов	Отклонение верха опорного узла от проектного - $\leq 20$ мм.	уровень, нивелир
Монтаж балок	Смещение осей балок относительно разбивочных осей колонн - $\leq 5$ мм. Отклонение от совмещения оси балки с рисками на колонне - $\leq 8$ мм.	теодолит, рулетка, нивелир

На объекте строительства вести Общий журнал работ, Журнал авторского надзора проектной организации, Журнал работ по монтажу строительных конструкций, Журнал геодезических работ, Журнал сварочных работ, Журнал антикоррозийной защиты сварных соединений.

#### 4.5 Потребность в материально - технических ресурсах

Колонны – 178 шт.

Связи вертикальные – 240 шт.

Балки перекрытия – 1434 шт.

Балки покрытия – 332 шт.

Профилированный настил – 1528 м<sup>2</sup>.

Горизонтальные связи – 11 шт.

## 4.6 Техника безопасности и охрана труда

Производство монтажных работ следует выполнять согласно [30], [31], [32], [33], [34], [35], [36].

Ответственность за выполнение мероприятий по технике безопасности, охране труда, пожарной и экологической безопасности возлагается на руководителей работ, назначенных приказом. Ответственное лицо осуществляет организационное руководство монтажными работами непосредственно или через бригадира. Распоряжения и указания ответственного лица являются обязательными для всех работающих на объекте.

Охрана труда рабочих должна обеспечиваться выдачей администрацией необходимых средств индивидуальной защиты (специальной одежды, обуви и др.), выполнением мероприятий по коллективной защите рабочих (ограждения, освещение, вентиляция, защитные и предохранительные устройства и приспособления и т.д.), санитарно-бытовыми помещениями и устройствами в соответствии с действующими нормами и характером выполняемых работ. Рабочим должны быть созданы необходимые условия труда, питания и отдыха. Работы выполняются в спецобуви и спецодежде. Все лица, находящиеся на строительной площадке, обязаны носить защитные каски.

Решения по технике безопасности должны учитываться и находить отражение в организационно-технологических картах и схемах на производство работ.

Монтажные работы следует вести только при наличии проекта производства работ, технологических карт или монтажных схем. При отсутствии указанных документов монтажные работы вести запрещается.

В проектах производства работ следует предусматривать рациональные режимы труда и отдыха в соответствии с различными климатическими зонами страны и условиями труда.

Порядок выполнения монтажа конструкций, определенный проектом производства работ, должен быть таким, чтобы предыдущая операция полностью исключала возможность опасности при выполнении последующих.

Монтаж конструкций должны проводить монтажники, прошедшие специальное обучение и ознакомленные со спецификой монтажа металлических конструкций.

Работы по монтажу металлических конструкций разрешается производить только исправным инструментом, при соблюдении условий его эксплуатации. Монтажникам выполняющим работы на высоте выполнять работы при страховке монтажными поясами, прикрепленным к местам, указанным производителем работ. Монтажный пояс должен быть испытан, и иметь бирку.

Перед допуском к работе по монтажу металлоконструкций руководители организаций обязаны обеспечить обучение и проведение инструктажа по

технике безопасности на рабочем месте. Ответственность за правильную организацию безопасного ведения работ на объекте возлагается на производителя работ и мастера.

Рабочие, выполняющие монтажные работы, обязаны знать:

- опасные и вредные для организма производственные факторы выполняемых работ;
- правила личной гигиены;
- инструкции по технологии производства монтажных работ, содержанию рабочего места, по технике безопасности, производственной санитарии, противопожарной безопасности;
- правила оказания первой медицинской помощи.

В целях безопасности ведения работ на объекте бригадир обязан перед началом смены лично проверить состояние техники безопасности во всех рабочих местах руководимой им бригады и немедленно устранить обнаруженные нарушения. Если нарушения не могут быть устранены силами бригады или угрожают здоровью или жизни работающих, бригадир должен доложить об этом мастеру или производителю работ и не приступать к работе. Постоянно в процессе работы обучать членов бригады безопасным приемам труда, контролировать правильность их выполнения, обеспечивать трудовую дисциплину среди членов бригады и соблюдение ими правил внутреннего распорядка и немедленно устранять нарушения техники безопасности членами бригады. Организовать работы в соответствии с проектом производства работ. Не допускать до работы членов бригады без средств индивидуальной защиты, спецодежды и спецобуви. Следить за чистотой рабочих мест, ограждением опасных мест и соблюдением необходимых габаритов. Не допускать нахождения в опасных зонах членов бригады или посторонних лиц. Не допускать до работы лиц с признаками заболевания или в нетрезвом состоянии, удалять их с территории строительной площадки.

Лицо, ответственное за безопасное производство работ, обязано ознакомить рабочих с Рабочей технологической картой под роспись; следить за исправным состоянием инструментов, механизмов и приспособлений; разъяснить работникам их обязанности и последовательность выполнения операций.

Применять электрические машины (электрифицированный инструмент) следует согласно [37], [38]. Применять ручные электрические машины допускается только в соответствии с назначением, указанным в паспорте; перед началом работы следует проверить исправность машины: исправность кабеля (шнура), четкость работы выключателя, работу на холостом ходу.

К работе с ручными электрическими машинами (электрифицированным инструментом) допускаются лица, прошедшие производственное обучение и имеющие квалификационную группу по технике безопасности.

Перед началом работ машинист грузоподъемного крана должен проверить:

- механизм крана, его тормоза и крепление, а также ходовую часть и тяговое устройство;

- исправность приборов и устройств безопасности на кране (конечных выключателей, указателя грузоподъемности в зависимости от вылета стрелы, сигнального прибора, аварийного рубильника, ограничителя грузоподъемности и др.);

- стрелу и ее подвеску;

- состояние канатов и грузозахватных приспособлений (траверс, крюков).

- на холостом ходу все механизмы крана, электрооборудование, звуковой сигнал, концевые выключатели, приборы безопасности и блокирующие устройства, тормоза и противоугонные средства. При обнаружении неисправностей и невозможности их устранения своими силами крановщик обязан доложить механику или мастеру. Работать на неисправном кране запрещается.

При производстве работ по монтажу конструкций необходимо соблюдать следующие правила:

- при работе со стальными канатами следует пользоваться брезентовыми рукавицами;

- запрещается во время подъема грузов ударять по стропам и крюку крана;

- запрещается стоять, проходить или работать под поднятым грузом;

- запрещается оставлять грузы, лежащими в неустойчивом положении;

- машинист крана не должен опускать груз одновременно с поворотом стрелы;

- не бросать резко опускаемый груз.

Из – за значительной площади монтируемых панелей и сильного ветра могут возникнуть трудности с проведением работ. При работе на высоте более 20 м следует обеспечить измерение ветра в наивысшем месте проведения монтажных работ. Когда скорость ветра превысит 8 м/с, следует остановить работы с подвешенными конструкциями и работы, связанные с личной безопасностью. Если ветер сильнее, чем 10,7 м/с необходимо остановить все работы на высоте. Перед окончанием рабочей смены необходимо, с учётом преобладающего ветра, прикрепить смонтированные панели всеми винтами, а не смонтированные панели на кровле допускается оставлять только связанными в пакеты и закреплёнными к несущим конструкциям.

#### **4.7 Мероприятия по охране труда**

Мероприятия по охране труда производятся согласно [27].

На территории строящихся объектов не допускается непредусмотренного проектной документацией сведения древесно-

кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых стволов растущих деревьев и кустарников;

Выпуск воды со строительных площадок непосредственно на склоны без надлежащей защиты от размыва не допускается;

При выполнении планировочных работ почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в специально отведенных местах.

Исключается неорганизованное и беспорядочное движение строительной техники и автотранспорта, бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных емкостях, устраиваются площадки для механизированной заправки строительных машин и автотранспорта горюче-смазочными материалами, организуются места, на которых устанавливаются емкости для мусора.

По окончании строительства объекта должны быть приняты мероприятия по охране окружающей среды: благоустройство территории, удаление строительных отходов с благоустроенной территории для утилизации; предотвращение засорения природных водоемов строительными отходами.

## 5.1 Проектирование объектного строительного генерального плана на период возведения надземной части здания

Объектный строительный генеральный план разработан на период возведения надземной части гостиницы Президентского кадетского корпуса в г. Кызыле, республике Тыва.

При разработке строительного генерального плана определяется система рационального размещения механизированных установок и монтажного крана, обеспечение бесперебойности поставки на строительную площадку материалов и полуфабрикатов; обеспечение четкой, ритмичной работы монтажного крана; обеспечение безопасных условий труда машинистов строительных машин и обслуживаемых ими рабочих.

## 5.2 Определение продолжительности строительства

Расчет продолжительности строительства выполнен согласно [39]. Гостиница с площадью 10731,75 м<sup>2</sup> в городе Кызыл, согласно, в разделе 2 «Коммунальное хозяйство», для пятиэтажного каркасно – панельного здания продолжительность строительства составляет 12 месяцев.

Расчетная продолжительность строительства определяется по формуле

$$12 \cdot 1,1 = 13,2 \text{ месяца}, \quad (5.1)$$

где 12 – нормативная продолжительность строительства;

1,1 – коэффициент, для строительства объектов, возводимых в районах сейсмичностью 7 баллов и выше.

## 5.3 Подбор крана

Монтажная масса  $M_m$ , т определяется по формуле

$$M_m = M_э + M_г, \quad (5.2)$$

где  $M_э$  – масса наиболее тяжелого элемента;

$M_г$  – масса грузозахватного устройства, строп 4СК-10-4.

Принимаем:  $M_г = 1,97$  т;  $M_э = 1,8$  т.

Подставляем в формулу (5.2), получаем

$$M_m = 1,97 + 0,089 = 2,06 \text{ т.}$$

Монтажная высота подъема крюка  $H_k$ , м, определяется по формуле

$$H_k = h_0 + h_3 + h_э + h_г, \quad (5.3)$$



где  $h_0$  – расстояние от уровня стоянки крана до опоры монтируемого элемента;  
 $h_3$  – запас по высоте, необходимый для перемещения монтируемого элемента над ранее смонтированными конструкциями и установки его в проектное положение, принимается по правилам техники безопасности;

$h_3$  – толщина элемента;

$h_r$  – высота грузозахватного устройства.

Принимаем:  $h_0 = 26,51$  м;  $h_3 = 2,3$  м;  $h_3 = 8,5$  м;  $h_r = 4$  м.

Подставляем в формулу (5.3), получаем

$$H_k = 26,51 + 2,3 + 8,5 + 4 = 41,31 \text{ м.}$$

Монтажный вылет крюка для башенных кранов  $L_k^{BK}$ , м, определяется по формуле

$$L_k^{BK} = a/2 + b + b_1, \quad (5.4)$$

где  $a$  – ширина кранового пути;

$b$  – расстояние от кранового пути до ближайшей к крану выступающей части здания (эркер, балкон, пилястра);

$b_1$  – расстояние от центра тяжести наиболее удаленного от крана монтируемого элемента до выступающей части здания со стороны крана.

Принимаем:  $a = 9$  м;  $b = 1,7$  м;  $b_1 = 51,3$  м.

Подставляем в формулу (5.4), получаем

$$L_k^{BK} = 9,0 / 2 + 1,7 + 51,3 = 57,5 \text{ м.}$$

Выбираем башенный кран QTZ GHT 6015 со следующими характеристиками: грузоподъемность 10 т, вылет крюка 60 м, высота подъема крюка 44,8 м.

#### 5.4 Определение привязок башенного крана

Поперечная привязка – минимальное расстояние от оси рельсовых путей до выступающей части здания  $B$ , м, определяется по формуле

$$B = R_{пов} + l_{без}, \quad (5.5)$$

где  $R_{пов}$  – радиус поворотной части крана;

$l_{без}$  – безопасное расстояние от выступающей части здания.

Принимаем:  $R_{пов} = 3,5$  м;  $l_{без} = 0,4$  м.

Подставляем в формулу (5.5), получаем

$$B = 3,5 + 0,4 = 3,9 \text{ м.}$$

## 5.5 Определение зон действия крана

Монтажная зона  $R_m$ , м, определяется по формуле

$$R_m = L_r + x, \quad (5.6)$$

где  $L_r$  – наибольший габарит элемента;

$x$  – минимальное расстояние отлета при падении груза со здания.

Принимаем:  $L_r = 8,5$  м;  $x = 4,5$  м.

Подставляем в формулу (5.6), получаем

$$R_m = 8,5 + 4,5 = 13 \text{ м.}$$

Рабочая зона крана  $R_p$ , м, определяется по формуле

$$R_p = R_{\max}, \quad (5.7)$$

где  $R_{\max}$  – максимальный рабочий вылет стрелы крана

Принимаем:  $R_{\max} = 60$  м.

Подставляем в формулу (5.7), получаем

$$R_p = 60 \text{ м.}$$

Опасная зона работы крана  $R_{\text{оп}}$ , м, определяется по формуле

$$R_{\text{оп}} = R_p + 0,5 \cdot B_r + l_r + x, \quad (5.8)$$

где  $B_r$  – наименьший габарит перемещаемого груза;

$l_r$  – наибольший габарит перемещаемого груза;

$x$  – минимальное расстояние отлета груза при его падении с крюка;

$R_{\text{оп}}$  – то же, что и в формуле (5.7).

Принимаем:  $B_r = 0,4$  м;  $l_r = 8,5$  м;  $x = 5$  м;  $R_{\text{оп}} = 60$  м.

Подставляем в формулу (5,8), получаем

$$R_{\text{оп}} = 60 + 0,5 \cdot 0,4 + 8,5 + 5 = 73,7 \text{ м.}$$

## 5.6 Проектирование складского хозяйства

Приобъектный склад каждого строящегося здания проектируется из расчёта хранения на нём нормативного запаса материалов.

Нормативный запас  $P_{\text{скл}}$ , определяется по формуле

$$P_{\text{скл}} = (P_0 / T) T_{\text{п}} \cdot K_1 \cdot K_2, \quad (5.9)$$

где  $P_0$  – количество материалов, конструкций и изделий, необходимых для выполнения работ в расчётный период ( $\text{м}^2$ ,  $\text{м}^3$ , шт. и т.д.), принимаемое согласно ведомости потребности в основных материалах, конструкциях, изделиях;

$T$  – продолжительность расчётного периода;

$T_{\text{п}}$  – норма запаса материала;

$K_1$  – коэффициент учёта неравномерности поставки материалов на склад, зависящий от вида транспорта;

$K_2$  – коэффициент учёта неравномерности потребления материалов.

Полезная площадь склада  $F$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$F = P/V, \quad (5.10)$$

где  $V$  – количество материала, укладываемого на  $1 \text{ м}^2$  площади склада.

Общая площадь склада  $S$ ,  $\text{м}^2$ , определяется по формуле

$$S = F/\beta, \quad (5.11)$$

где  $\beta$  – коэффициент использования склада, характеризующий отношение полезной площади к общей (для закрытых складов –  $0,6 - 0,7$ ; при штабельном хранении –  $0,4 - 0,6$ ; для навесов –  $0,5 - 0,6$ ; для металла –  $0,5 - 0,6$ ).

$F$  – то же, что и в формуле (5.10).

Таблица 5.1 – Расчет площади складов

Наим-ие	Тип склада	Ед. изм.	Общее кол-во мат-в, $P_{\text{общ}}$	Продолжительность периода $T$ , дн	$T_{\text{п}}$ , дн	Коэфф.		$P$	$V$	$F$	$\beta$	$S$ , $\text{м}^2$
						$K_1$	$K_2$					
Проф. настил	о	$\text{м}^2$	17329	104	12	1,1	1,3	1999,5	30	66,5	0,5	133,3
Сэндвич панели	о	$\text{м}^2$	3916,8	27	10	1,1	1,3	2074,45	28,6	72,53	0,5	145,1
Оконные и дверные блоки	з	$\text{м}^2$	237	8	5	1,1	1,3	221	25	8,48	0,7	12,1
Стекло оконное	з	$\text{м}^2$	149	8	5	1,1	1,3	26,6	200	0,133	0,7	0,19
Утеплитель	з	$\text{м}^2$	17329	104	12	1,1	1,3	1999,5	30	66,5	0,5	133,3

Итого: площадь открытых складов  $S = 525 \text{ м}^2$ .

Закрытых складов –  $14,5 \text{ м}^2$ .

Навесов –  $13,3 \text{ м}^2$ .

## 5.7 Проектирование временных проездов и автодорог

Для внутрипостроечных перевозок пользуются в основном автомобильных транспортом.

Постоянные подъезды не обеспечивают строительство из-за несоответствия трассировки и габаритов, в связи с этим устроили временные дороги. Временные дороги – самая дорогая часть временных сооружений, стоимость временных дорог составляет 1-2 % от полной сметной стоимости строительства.

Схема движения транспорта и расположения дорог в плане обеспечивает подъезд в зону действия монтажных и погрузочно-разгрузочных механизмов, к площадкам укрупнительной сборки, складам, бытовым помещениям. При разработке схемы движения автотранспорта максимально используем существующие и проектируемые дороги. Построечные дороги предусмотрели кольцевые и тупиковые, на тупиковых устроили разъезды и разворотные площадки. При трассировке дорог соблюдаются максимальные расстояния: между дорогой и складской площадкой – 1 м, между дорогой и ограждением строительной площадки – 1,5 м.

Ширина проезжей части однополосных дорог – 3,5 м, двустороннее – 6м. На участках дорог, где организовано одностороннее движение, в зоне выгрузки и складирования материалов ширина дороги увеличивается до 6м, длина участка уширения 12 –18 м. Радиусы закругления дорог приняли 12 м, но при этом ширина проездов в пределах кривых увеличивается с 3,5 до 5 м.

Количество единиц автотранспорта  $N_i$ , шт, определяется по формуле

$$N_i = \frac{Q_i \cdot t_i}{T_i \cdot q_{тр} \cdot T_{см} \cdot K_{см}}, \quad (5.12)$$

где  $Q_i$  – общее количество данного груза, перевозимое за расчетный период;

$t_{ц}$  – продолжительность цикла работы транспортной единицы;

$T_i$  – продолжительность потребления данного вида груза;

$q_{тр}$  – полезная грузоподъемность транспорта;

$T_{см}$  – сменная продолжительность работы транспорта;

$K_{см}$  – коэффициент сменной работы транспорта.

Продолжительность цикла транспортировки груза  $t_{ц}$ , ч, определяется по формуле

$$t_{ц} = t_{пр} + 2 \cdot \frac{l}{v} + t_{м}, \quad (5.13)$$

где  $t_{пр}$  – продолжительность погрузки и выгрузки;

$l$  – расстояние перевозки в один конец;

$v$  – средняя скорость движения автотранспорта;

$t_{м}$  – период маневрирования транспорта во время погрузки и выгрузки.

Принимаем:  $t_{пр} = 0,87$  ч;  $l = 27$  км;  $v = 40$  км/ч;  $t_m = 0,03$  ч.

Подставляем в формулу (5.13), получаем

$$t_{ц} = 0,74 + 2 \cdot \frac{27}{30} + 0,03 = 3,11 \text{ ч.}$$

Принимаем:  $Q_i = 505,1$  т;  $t_{ц} = 3,11$  ч ;  $T_i = 12$  дн;  $g_{тр} = 10$  т;  $T_{см} = 7,5$  ч;  $K_{см} = 2$ .

Подставляем в формулу (5.12), получаем

$$N_i = \frac{505,1 \cdot 3,11}{12 \cdot 10 \cdot 7,5 \cdot 2} = 0,71 \text{ шт.}$$

Принимаем одну единицу автотранспорта в сутки.

## 5.8 Проектирование бытовых городков

Для ориентировочных расчетов принимаем количество работающих на строительной площадке согласно таблице 5.2. Расчет площади временных сооружений представлен в таблице 5.3.

Таблица 5.2 – Количество работающих на строительной площадке

	I смена	II смена
Рабочие (в т.ч. машинисты)	12	12
ИТР и служащие	3	3
ПСО	1	1
Итого:	16	16

Таблица 5.3 – Необходимая площадь временных зданий

Наименование помещений	Численность работающих, чел.	Норма площади на одного рабочего, м <sup>2</sup>	Расчетная площадь, м <sup>2</sup>	Полезная площадь, м <sup>2</sup>	Габариты, м	Принятый тип помещений	Шифр проекта
1	2	3	4	5	6	7	8
Гардеробная	32	0,7	22,4	30	10x3	инвентарный	ПК-3
Сушильная	24	0,2	4,8	15	5x3		31315
Столовая	32	0,6	19,2	21	7x3		31315
Душевая	12	0,54	6,48	9	3x3		Э420-01
Туалет	24	0,7	2,55	1	1x1, 3 шт.		ГОССД-6
Умывальная	12	0,2	2,4	3	1x3		ГОСС-Т-6
Прорабская	3	24 на 5 чел	14,4	18	6x3		СК-16

Площадь инвентарных зданий санитарно – бытового назначения  $S_{тр}$ ,  $m^2$ , определяется по формуле

$$S_{тр} = N \cdot S_{н}, \quad (5.14)$$

где  $S_{тр}$  – требуемая площадь;

$N$  – общая численность работающих (рабочих) или численность работающих (рабочих) в наиболее многочисленную смену;

$S_{н}$  – нормативный показатель площади.

Гардеробная

$$S_{тр} = N \cdot 0,7 = 32 \cdot 0,7 = 22,4 \text{ м}^2 .$$

Душевая

$$S_{тр} = N \cdot 0,54 = 12 \cdot 0,54 = 6,48 \text{ м}^2 .$$

Умывальная

$$S_{тр} = N \cdot 0,2 = 12 \cdot 0,2 = 2,4 \text{ м}^2 .$$

Сушильная

$$S_{тр} = N \cdot 0,2 = 24 \cdot 0,2 = 4,8 \text{ м}^2 .$$

Туалет

$$S_{тр} = (0,7 \cdot N \cdot 0,1) \cdot 0,7 + (1,4 \cdot N \cdot 0,1) \cdot 0,3 = (0,7 \cdot 24 \cdot 0,1) \cdot 0,7 + (1,4 \cdot 24 \cdot 0,1) \cdot 0,3 = 2,55 \text{ м}^2 .$$

где 0,7 и 1,4 – нормативные показатели площади для мужчин и женщин соответственно;

0,7 и 0,3 – коэффициенты, учитывающие соотношение, для мужчин и женщин соответственно.

Столовая

$$S_{тр} = N \cdot 0,6 = 32 \cdot 0,6 = 19,2 \text{ м}^2 .$$

Общая площадь бытовых помещений составляет 99  $m^2$ .

## 5.9 Водоснабжение строительной площадки

Суммарный расход воды  $Q_{\text{общ}}$ , л/с, определяется по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз-быт}} + Q_{\text{пож}}. \quad (5.15)$$

Расход воды на производственные нужды  $Q_{\text{пр}}$ , л/с, определяется по формуле

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot \sum V \cdot q_1 \cdot K_{\text{ч}} / t \cdot 3600 \quad (5.16)$$

где 1,2 – коэффициент, учитывающий потери воды;

$V$  – объем СМР;

$q_1$  – норма удельного расхода воды;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды в течение смены;

$t$  – количество часов потребления в смену.

Принимаем:  $V = 682,64$  л;  $q_1 = 300$  л;  $K_{\text{ч}} = 1,6$ .  $T = 8$  ч.

Подставляем в формулу (5.16), получаем

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot 682,64 \cdot 300 \cdot 1,6 / 8 \cdot 3600 = 13,65 \text{ л/с.}$$

Расход воды на хозяйственно – бытовые нужды  $Q_{\text{хоз-быт}}$ , л/с, определяется по формуле

$$Q_{\text{хоз-быт}} = Q_{\text{хоз-пит}} + Q_{\text{душ}}, \quad (5.17)$$

Расход воды на хозяйственно – питьевые нужды  $Q_{\text{хоз-быт}}$ , л/с, определяется по формуле

$$Q_{\text{хоз-пит}} = \frac{N_{\text{макс}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot K_{\text{ч}}}{8 \cdot 3600}, \quad (5.18)$$

где  $N_{\text{макс}}^{\text{см}}$  – максимальное количество людей, работающих в смену;

$q_3$  – норма потребления воды на 1 человека в смену;

$K_{\text{ч}}$  – коэффициент часовой неравномерности.

Принимаем:  $N_{\text{макс}}^{\text{см}} = 12$  чел.;  $q_3 = 25$  л;  $K_{\text{ч}} = 2,7$ .

Подставляем в формулу (5.18), получаем

$$Q_{\text{хоз-пит}} = \frac{12 \cdot 25 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,028 \text{ л/с.}$$

Расход воды на душевые нужды  $Q_{\text{душ}}$ , л/с, определяется по формуле

$$Q_{\text{душ}} = \frac{N_{\text{макс}}^{\text{см}} \cdot q_4 \cdot K_{\text{п}}}{t_{\text{душ}} \cdot 3600}, \quad (5.19)$$

где  $q_4$  – норма удельного расхода воды на одного пользующегося душем;

$K_n$  – коэффициент, учитывающий число пользующихся душем;

$t_{\text{душ}}$  – продолжительность пользования душем;

$N_{\text{max}}^{\text{см}}$  – то же, что и в формуле (5.18).

Принимаем:  $q_4 = 30$  л.;  $K_n = 0,3$ ;  $t_{\text{душ}} = 0,6$  ч;  $N_{\text{max}}^{\text{см}} = 12$  чел.

Подставляем в формулу (5.19), получаем

$$Q_{\text{душ}} = \frac{12 \cdot 30 \cdot 0,3}{0,6 \cdot 3600} = 0,05 \text{ л/с.}$$

Принимаем:  $Q_{\text{душ}} = 0,05$  л/с;  $Q_{\text{хоз-пит}} = 0,028$  л/с.

Подставляем в формулу (5.17), получаем

$$Q_{\text{хоз-быт}} = 0,028 + 0,05 = 0,033 \text{ л/с.}$$

Расход воды на противопожарные цели для склада с площадью территории до 10 га составляет  $Q_{\text{пож}} = 20$  л/с.

Принимаем:  $Q_{\text{хоз-быт}} = 0,033$  л/с;  $Q_{\text{пр}} = 13,65$  л/с;  $Q_{\text{пож}} = 20$  л/с.

Подставляем в формулу (5.15), получаем

$$Q_{\text{общ}} = 13,65 + 0,033 + 20 = 33,68 \text{ л/с.}$$

Ввиду того, что во время пожара резко сокращается или полностью останавливается использование воды на производственные и хозяйственные нужды, её расчетный расход  $Q_{\text{расч}}$ , л/с, определяется по формуле

$$Q_{\text{расч}} = Q_{\text{пож}} + 0,5 \cdot (Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз-быт}}), \quad (5.20)$$

Принимаем:  $Q_{\text{хоз-быт}} = 0,033$  л/с;  $Q_{\text{пр}} = 13,65$  л/с;  $Q_{\text{пож}} = 20$  л/с.

Подставляем в формулу (5.20), получаем

$$Q_{\text{расч}} = 20 + 0,5 \cdot (13,65 + 0,033) = 26,84 \text{ л/с.}$$

Диаметр магистрального временного водопровода  $D$ , мин, определяется по формуле

$$D = 63,14 \cdot \sqrt{\frac{Q_{\text{расч}}}{\pi \cdot v}}, \quad (5.21)$$

где  $Q_{\text{расч}}$  – то же, что и в формуле (5.20);

$v$  – скорость движения воды по трубам.

Принимаем:  $Q_{\text{расч}} = 26,84$  л/с;  $v = 2$  м/с.

Подставляем в формулу (5.21), получаем



$$D = 63,14 \cdot \sqrt{\frac{26,84}{3,14 \cdot 2}} = 128,5 \text{ мин.}$$

Принимаем диаметр противопожарного водопровода  $D = 133$  мм согласно ГОСТ 30732-2001.

### 5.10 Расчет электроснабжения строительной площадки

Расчет мощности, необходимой для обеспечения строительной площадки электроэнергией,  $P$ , кВт, определяется по формуле

$$P = \alpha \left( \sum \frac{K_1 \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{K_2 \cdot P_T}{\cos \varphi} + \sum K_3 \cdot P_{\text{осв}} + \sum K_4 \cdot P_H \right), \quad (5.22)$$

где  $P$  – расчетная нагрузка потребителей, кВт;

$\alpha$  – коэффициент, учитывающий потери мощности в сети и зависящий от ее протяженности, сечения (1,05 – 1,1);

$K_1, K_2, K_3, K_4$  – коэффициенты спроса, определяемые числом потребителей и несовпадением по времени их работы;

$P_c$  – мощности силовых потребителей, кВт;

$P_T$  – мощности, требуемые для технологических нужд;

$P_{\text{осв}}$  – мощности, требуемые для наружного освещения;

$\cos \varphi$  – коэффициент мощности в сети, зависящий от характера загрузки и числа потребителей.

Таблица 5.4 – Мощность потребителей электроэнергии

Наименование машин и механизмов	Ед.изм.	Кол-во	Удельная мощность на ед. изм., кВт	Кэф-ты спроса $K_c$	Требуемая мощность, кВт
1.Компрессор СО-243 $\cos \varphi = 0,8$	шт	2	4,5	0,7	7,88
2.Вибратор ИВ-116А $\cos \varphi = 0,6$	шт	2	0,8	0,15	0,4
3.Ручной электроинструмент $\cos \varphi = 0,6$	шт	4	0,5	0,15	0,5
4. Сварочный аппарат $\cos \varphi = 0,4$	шт	2	1	0,35	2,5
				<b>Итого</b>	<b>11,78</b>
Кран башенный $\cos \varphi = 0,5$	шт	1	30	0,2	12
1.Трёхфазный воздушный трансформатор ТБ-35 для электропрогрева	шт	2	14	0,5	16,4

Cosφ = 0,85					
1.Контора прораба	м <sup>2</sup>	27	0,015	0,8	0,32
2.Гардеробная	м <sup>2</sup>	36	0,014	0,8	0,40
				<b>Итого</b>	<b>0,72</b>

Общая нагрузка по установленной мощности определяется Р, кВт, определяется по формуле

$$P = 1,05 \cdot (11,78+16,4+0,72+3,06+12) = 46,158 \text{ кВт.}$$

Принимается трансформаторная подстанция СКТП-100 (мощность 100кВт).

Количество прожекторов n, шт, определяется по формуле

$$n = P \cdot E \cdot \frac{s}{P_{\text{л}}}, \quad (5.23)$$

где Р – удельная мощность прожектора ПЗС –35;

Е – освещенность;

s – размер площадки, подлежащей освещению, м<sup>2</sup>;

Р<sub>л</sub> – мощность лампы прожектора ПЗС – 35 .

Принимаем: Р = 0,3 Вт/м<sup>2</sup>; Е = 3,5лк; s = 28817,43 м<sup>2</sup>. Р<sub>л</sub>=1000 Вт.

Подставляем в формулу (5.23), получаем

$$n = 0,3 \cdot 3,5 \cdot 28817,43 / 1000 = 30,26 \text{ шт.}$$

Принимаем 31 прожекторов с расстановкой по периметру ограждения.

### **5.11 Мероприятия на строительной площадке по технике безопасности, противопожарной безопасности, производственной санитарии, охране окружающей среды**

Правильная организация строительной площадки и создание безопасных условий труда являются первоочередным этапом осуществления строительства любого объекта и одной из предпосылок по снижению производственного травматизма и профессиональных заболеваний работающих.

До начала строительных работ на площадке выполняют комплекс работ, направленных на профилактику травматизма. Например, площадку ограждают забором, засыпают углубления и выбоины, предусматривают отвод поверхностных вод, устройство подъездных путей и внутриплощадочных дорог и проездов. Временные автомобильные дороги размещают с таким расчётом, чтобы проезд автомобилей был возможен в

любое время года и в любую погоду. Ширину временных дорог и проездов при движении автомобилей в одном направлении принимают 3,5 м, при движении в двух направлениях – 6 м. Радиус закругления временных дорог принимают не менее 10 м.

Безопасность на строительной площадке в значительной степени зависит от доходчивости, быстроты и точности зрительной информации. Учитывая, что цветовая сигнализация является важным фактором обеспечения техники безопасности разработаны нормы на цвета безопасности. Эффективным средством в борьбе с травматизмом является применение знаков безопасности и надписей на строительной площадке. Для правильной организации движения транспорта на территории строительства вывешивают схему движения и устанавливают указатели проездов и дорожные знаки («Въезд», «Выезд» и др.) с обозначением допустимой скорости, мест стоянок, разворотов и разгрузки материалов. Все дорожные указатели и знаки безопасности устанавливаются на всех участках строительной площадки так, чтобы их хорошо было видно в дневное и ночное время.

Особых мер безопасности требует инженерная подготовка территории строительства, для чего в местах движения рабочих через траншеи и канавы устраивают мостики шириной не менее 0,6 м с установкой двухсторонних перил высотой 1 м. В темное время суток строительную площадку освещают и, кроме ограждения в опасных местах, выставляют световые сигналы и устраивают аварийное освещение.

Проходы, расположенные на уступах, откосах и косогорах с уклоном более 20°, обеспечивают трапами или мостиками. Временные коммуникации водопровода, канализации, теплосети и электросети в местах пересечения с дорогами и проездами заглубляют в землю или устраивают на высоте, обеспечивающей безопасное прохождение людей и транспортных средств.

Несчастные случаи часто возникают из-за несвоевременного устройства ограждений колодцев, шурфов, проемов и траншей. Поэтому такие опасные места закрывают прочными и плотными щитами или ограждают их, а в темное время суток ограждения обозначают сигнальными лампами напряжением не выше 42 В.

Опасные условия работы часто возникают при оползнях грунта в котлованах и траншеях, осадке грунта или основания под строительными лесами, обрыве проводов электролиний, обрушении штабелей конструкций и сыпучих материалов и т.д.

До начала основных строительных работ участок строительства рекомендуется обеспечивать постоянным водопроводом и устанавливать на сети пожарные гидранты. Пожарные гидранты устанавливают в закрытых колодцах, располагаемых вдоль дорог и не более 5 м от стен зданий. Места установки гидрантов обозначают специальными указателями. В зимнее время колодцы гидрантов утепляют, чтобы исключить замерзание воды в стояках.

Строящиеся и подсобные здания и сооружения обеспечивают первичными средствами пожаротушения [40, прил. 5].

На отдельных участках строительства, кроме того, оборудуют пожарные пункты (щиты), которые имеют следующее пожарное оборудование: топоры, ломы, лопаты, багры металлические, ведра, окрашенные в красный цвет, и огнетушители.

Пожарное оборудование содержат в исправном состоянии, а подступы к нему оставляют свободными.

В процессе труда на человека кратковременно или длительно воздействуют разнообразные неблагоприятные факторы (например, пыль, шум, пары, газы, вредные красители и пр.), которые могут привести к заболеванию и потере трудоспособности.

Средства индивидуальной защиты от пыли – это применение непроницаемой противопылевой спецодежды, противогазов, пневмошлемов, пневмомасок, респираторов, защитных очков и т.п., а также соблюдение личной гигиены.

Мероприятия по обеспечению безопасности труда при контакте с вредными веществами предусматривают замену вредных веществ наименее вредными, сухих способов переработки пылящих материалов – мокрыми, выпуск продукции в непылящих формах, замену пламенного нагрева электрическим, твердого и жидкого топлива – газообразным, ограничение содержания примесей вредных веществ в исходных и конечных продуктах; применение прогрессивной технологии, исключающие контакт человека с вредными веществами; выбор оборудования и коммуникаций, не допускающих выделения вредных веществ в воздух рабочей зоны в количествах, превышающих предельно допустимые концентрации при нормальном ведении технологического процесса. Существенное значение имеет личная гигиена рабочих, применение средств индивидуальной защиты, предварительный и периодический медицинский осмотр.

Следует отметить, что борьба с шумом и вибрацией представляет комплексную проблему, которая затрагивает интересы многих специалистов, строителей, конструкторов, врачей и акустиков.

К средствам индивидуальной защиты от вредных влияний шума относятся противошумы, шлемы, наушники, вкладыши, а от воздействия вибрации – применение виброгосящей обуви, специальных перчаток и рукавиц.

При неправильной эксплуатации или конструктивных недостатках строительных машин они могут оказать отрицательное воздействие на окружающую среду, что может проявиться в следующем: повышенном содержании окиси углерода в отработавших газах ДВС из-за неполного сгорания топлива; расплескивании или выливании рабочей жидкости и смазочных материалов при заправке машин или смене масел на зимние или летние сорта.

Большой вред окружающей среде приносят горюче – смазочные материалы в том случае, если они попадают на землю. Не редко отработанное масло, загрязнённое горючее выливается у машины непосредственно на землю, что категорически запрещается. Остатки топлива и масел, обтирочных материалов, оставленные после работы машины, могут являться причиной пожаров в результате самовозгорания или воспламенения от огня.

Мыть и чистить машины следует в стационарных условиях или специально отведенных местах. Мыть машины у водоемов, рек категорически запрещается, так как попадание в воду ядовитых масляных жидкостей наносит окружающей флоре и фауне непоправимый ущерб. Для защиты окружающей среды важно организовать утилизацию отходов от работы машин.

Предусматривается установка границ строительной площадки, которая обеспечивает максимальную сохранность за территорией строительства деревьев, кустарников, травяного покрова.

Исключается беспорядочное и неорганизованное движение строительной техники и автотранспорта. Временные автомобильные дороги и другие подъездные пути устраиваются с учетом требований по предотвращению повреждений древесно – кустарной растительности.

Бетонная смесь и строительные растворы хранятся в специальных ёмкостях. Организуются места, на которых устанавливаются ёмкости для мусора.

На территории строительной площадки максимально сохраняются деревья, кустарники и травяной покров. При планировке почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в отведённых местах.

Временные административно – хозяйственные и бытовые здания и сооружения размещены вне опасной зоны от работы монтажного крана.

Туалеты размещены таким образом, что расстояние от наиболее удаленного места вне здания не превышает 200 м.

Питьевые установки размещены на расстоянии, не превышающем 75 м от рабочих мест.

Между временными зданиями и сооружениями предусмотрены противопожарные разрывы согласно [31].

На строительной площадке должны создаваться безопасные условия труда, исключая возможность поражения людей электрическим током согласно [30].

## **5.12 Организация службы геодезического и лабораторного контроля**

Согласно [27, п.7.1.2], лицо, осуществляющее строительство, выполняет приемку предоставленной ему застройщиком (заказчиком) геодезической

разбивочной основы, проверяет ее соответствие установленным требованиям к точности, надежности закрепления знаков на местности; с этой целью можно привлечь независимых экспертов, имеющих выданное саморегулируемой организацией свидетельство о допуске к работам по созданию опорных геодезических сетей. Приемку геодезической разбивочной основы у застройщика (заказчика) следует оформлять соответствующим актом.

Согласно [27,п.7.1.4], в случае выполнения контроля и испытаний привлеченными лабораториями следует проверить соответствие применяемых ими методов контроля и испытаний установленным национальным стандартам.

### **5.13 Требования, которые должны быть учтены в рабочей документации в связи с принятыми методами возведения строительных конструкций и монтажа оборудования**

При входном контроле проектной документации следует проанализировать всю предоставленную документацию, включая ПОС и рабочую документацию, проверив при этом: ее комплектность; соответствие проектных осевых размеров и геодезической основы; наличие согласований и утверждений; наличие ссылок на нормативные документы, материалы и изделия; соответствие границ стройплощадки на стройгенплане установленным сервитутам; наличие требований к фактической точности контролируемых параметров; наличие указаний о методах контроля и измерений, в том числе в виде ссылок на соответствующие нормативные документы.

Требуемое качество и надежность зданий и сооружений должны обеспечиваться строит. организациями, путем осуществления комплекса технических, экономических и организационных мер эффективного контроля на всех стадиях создания строительной продукции.

Контроль качества строительно-монтажных работ должен осуществляться специалистами или спец. службами, входящими в состав строит. организации или привлекаемых со стороны и оснащенных тех. средствами, обеспечивающими необходимую достоверность и полноту контроля.

Производственный контроль качества строительно-монтажных работ должен включать входной контроль рабочей документации, конструкций, изделий, материалов и оборудования, операционный контроль отдельных строительных процессов или производственных операций и приемочный контроль строительно-монтажных работ.

Операционный контроль должен осуществляться в ходе выполнения строительных процессов или производственных операций и обеспечивать своевременное выявление дефектов и принятие мер по их устранению и предупреждению.

## **6.1 Социально – экономическое обоснование реализации проекта строительства**

Стратегия гостиничного строительства сегодня включает в себя поиск конкретных мер, позволяющих обеспечить реализацию перспективных направлений деятельности отрасли, формирование градостроительной политики, выработку индивидуального российского стиля архитектуры, отражающего социальное, культурное и технико-экономическое развитие общества в наступившем столетии. Особенно актуальной эта проблема становится в связи с формированием гостиничного рынка, который мог бы максимально удовлетворить потребности и запросы всех слоев населения.

Сегодняшние кадеты – это завтрашние защитники нашего Отечества. Поэтому вопросы воспитания будущих мужчин необходимо рассматривать как на государственном уровне, так и на уровне регионов. Только при объединении всех сил государства и общественности будущим мужчинам можно дать такое воспитание и образование, которое позволит им поддерживать и усиливать мощь великой Державы.

В настоящее время большим спросом пользуются кадетские училища среди молодых парней, поэтому возникает резкая необходимость увеличивать и расширять кадетские корпуса.

Инициатором создания элитного училища в городе Кызыле выступил Глава республики Шолбан Кара-оол, которого поддержал министр обороны России Сергей Шойгу.

Следует отметить, что число желающих учиться в Президентском кадетском корпусе намного превышает его возможности. Столь высокая востребованность элитной школы и необходимость в ней позволила Главе Тувы добиться расширения базы училища.

На рисунке 6.1 представлен график изменения численности населения в городе Кызыле по годам согласно [41].

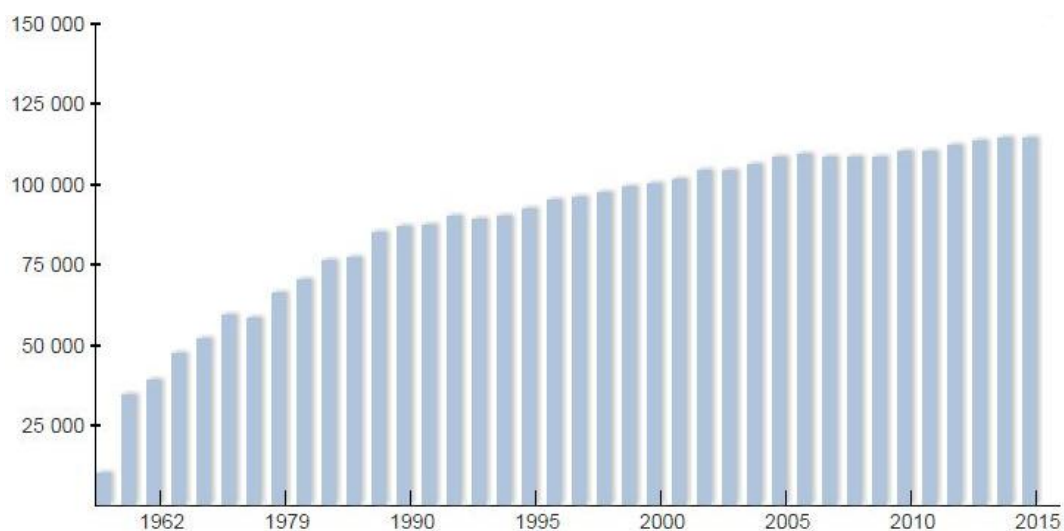


Рисунок 6.1 – График изменения численности населения г., тыс. чел.

Согласно графику, представленном на рисунке 6.1, можно сделать вывод о том, что население города Кызыл возрастает с показателем 0,5% от предыдущего года.

Вследствие такой популярности военного дела, а также большого притока людей в город, возникла острая необходимость размещения кадетов и всех государственных военнослужащих.

Ситуационный план представлен на рисунке 6.2.

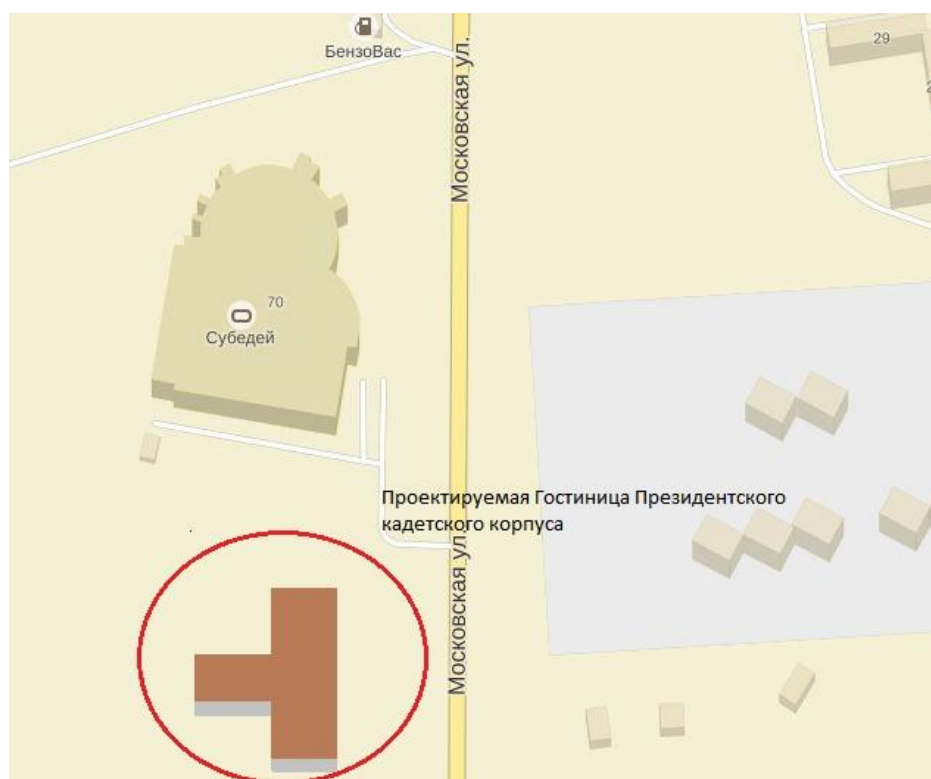


Рисунок 6.2 – Ситуационных план



Участок, на котором планируется размещение объекта строительства расположен на ул. Московская. Вблизи здания располагается непосредственно сам кадетский корпус. Данное расположение объекта выгодно за счет большой территории застройки, близком расположении к лесу, что обеспечивает чистоту и свежесть воздуха и в отдалении от деловых и промышленных центров; кроме того, месторасположение здания в шаговой доступности к транспортным остановкам и торговому центру.

Таким образом, считаю реализацию проекта строительства гостиницы Президентского кадетского корпуса в г. Кызыле, республика Тыва актуальной.

## **6.2 Расчет стоимости возведения объекта строительства по НЦС**

### **6.2.1 Пояснительная записка к расчету стоимости возведения объекта строительства**

Сметные расчеты, выполняемые с применением укрупненных нормативов цены строительства (НЦС), используемые при планировании инвестиций (капитальных вложений), оценки эффективности использования средств, направляемых на капитальные вложения, подготовки технико-экономических показателей в задании на проектирование, составлены с учетом [42].

Показатели НЦС включают в себя:

– затраты на строительство объектов капитального строительства, отвечающих градостроительным и объемно-планировочным требованиям, предъявляемым к современным объектам повторно применяемого проектирования, а также затраты на строительство индивидуальных зданий и сооружений, запроектированных с применением типовых конструктивных решений;

– затраты, предусмотренные действующими нормативными документами в сфере ценообразования для выполнения работ в строительстве объекта в нормальных условиях, не осложненных внешними факторами;

– затраты на приобретение строительных материалов и оборудования, затраты на оплату труда рабочих и эксплуатацию строительных машин, накладные расходы и сметную прибыль, затраты на строительство временных зданий и сооружений, дополнительные затраты на производство работ в зимнее время, затраты, связанные с получением заказчиком и проектной организацией исходных данных, технических условий на проектирование, проведение необходимых согласований по проектным решениям, расходы на страхование; затраты на проектно – изыскательские работы и экспертизу проекта, содержание службы заказчика строительства и строительный контроль, резерв средств на непредвиденные работы и затраты.

Учет работ и затрат, связанных с отводом земель для строительства, командировочные расходы рабочих, перевозку рабочих, затраты на

строительство и содержание вахтовых поселков, плату за землю и земельный налог в период строительства, плату за подключение к внешним инженерным сетям следует приводить согласно [43].

Выбор НЦС осуществляется по соответствующему сборнику с учетом функционального назначения планируемого к строительству объекта и его мощностных характеристик.

Определение прогнозной стоимости планируемого к строительству объекта  $C_{пр}$ , тыс.руб. определяется по формуле

$$C_{пр} = [(\sum \text{НЦС} \cdot M \cdot K_c \cdot K_{тр} \cdot K_{рег} \cdot K_{зон}) + Z_p] \cdot I_{пр} + \text{НДС}, \quad (6.1)$$

где  $\text{НЦС}_i$  – используемый показатель государственного сметного норматива – укрупненного норматива цены строительства по конкретному объекту для базового района в уровне цен на начало текущего года;

$N$  – общее количество используемых показателей государственного сметного норматива – укрупненного норматива цены строительства по конкретному объекту для базового района в уровне цен на начало текущего года;

$M$  – мощность планируемого к строительству объекта;

$I_{пр}$  – прогнозный индекс, определяемый согласно [42] на основании индексов цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемых для прогноза социально –экономического развития РФ;

$K_{тр}$  – коэффициент перехода от цен базового района к уровню цен субъектов РФ, применяемый при расчете планируемой стоимости строительства объектов, финансируемых с привлечением средств федерального бюджета, определяемой на основании государственных сметных нормативов – нормативов цены строительства. Величина указанных коэффициентов перехода ежегодно устанавливается приказами Минрегиона России;

$K_{рег}$  – коэффициент, учитывающий регионально – климатические условия осуществления строительства в регионах РФ по отношению к базовому району согласно [42, прил. 1];

$K_c$  – коэффициент, характеризующий удорожание стоимости строительства в сейсмических районах Российской Федерации согласно [42, прил. 3];

$K_{зон}$  – коэффициент зонирования, учитывающий разницу в стоимости ресурсов в пределах региона согласно [42, прил. 2];

$Z_p$  – дополнительные затраты, учитываемые по отдельному расчету, в порядке согласно [43], утвержденной Постановлением Государственного комитета Российской Федерации по строительству и жилищно – коммунальному комплексу от 5 марта 2004 г. N 15/1 (по заключению

Министерства юстиции Российской Федерации в государственной регистрации не нуждается, Письмо от 10 марта 2004 г. N 07/2699-ЮД);  
НДС – налог на добавленную стоимость.

Значение прогнозного индекса – дефлятора  $I_{пр}$ , определяется по формуле

$$I_{пр} = [I_{н.стр.}/100 \cdot (100 + (I_{пл.п.} - 100) / 2)]/100, \quad (6.2)$$

где  $I_{н.стр.}$  – индекс цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемый для прогноза социально – экономического развития РФ, от даты уровня цен, принятого в НЦС, до планируемой даты начала строительства, в процентах;

$I_{пл.п.}$  – индекс цен производителей по видам экономической деятельности по строке «Капитальные вложения (инвестиции)», используемый для прогноза социально – экономического развития РФ, на планируемую продолжительность строительства объекта, рассчитываемого по НЦС, в процентах.

Планируемая продолжительность строительства принимается на основании показателя продолжительности строительства, приведенного в соответствующей таблице Отдела 2 «Объекты – представители» соответствующего сборника НЦС.

При определении продолжительности строительства объектов в сложных природно – климатических районах Российской Федерации дополнительно применяются повышающие коэффициенты согласно [42, прил. 4].

Продолжительность строительства объектов, показатель мощности которых отличается от приведенных в сборниках НЦС показателей и находится в интервале между ними, определяется интерполяцией.

Стоимостные показатели по объекту, полученные с применением соответствующих НЦС, суммируются. После чего к полученной сумме прибавляется величина налога на добавленную стоимость.

Прогнозная стоимость строительства гостиницы Президентского кадетского корпуса представлена в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Прогнозная стоимость строительства гостиницы Президентского кадетского корпуса г. Кызыл общей площадью 10731,75 м<sup>2</sup>.

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед.изм.	Кол.	Стоимость ед. изм. по сост. на 01.01.2012, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогнозно м) уровне, тыс. руб.
1.	Гостиница президентского Кадетского корпуса					
	Стоимость строительства	НЦС 81-02-02-2014, табл. 02-04-001, расценка 02-04-001-02	1 кв.м.	10731,25	46,31	496987,343
	Коэффициент на сейсмичность	Прил. 3 Метод. рекомендаций			1,04	
	Стоимость строительства с учетом сейсмичности					516866,84
2.	Наружные инженерные сети					
2.1.	Водоснабжение. Водопровод из стальных труб d = 150 мм на глубине 3 м в мокрых грунтах	НЦС 81-02-14-2012, табл. 14-04-002, расценка 14-05-002-08	км	0,46	4786,92	2201,98
2.2.	Водоотведение. Канализация из чугунных труб d = 150 мм на глубине 3 м в мокрых грунтах	НЦС 81-02-14-2012, табл. 14-04-002, расценка 14-04-002-02	км	0,46	4153,34	1910,54
2.3.	Энергоснабжение. Прокладка кабеля медного в траншее	НЦС 81-02-12-2012, табл. 12-01-006-06, расценка 12-01-006-06	км	0,9	1968,86	1771,97
2.4.	Наружные сети связи. Подземная прокладка телефонного кабеля	НЦС 81-02-11-2012, табл. 11-01-002, расценка 11-01-002-09	км	0,62	1261,67	782,24
2.5.	Теплотрасса. Бесканальная прокладка трубопроводов в изоляции ППУ d = 125 мм	НЦС 81-02-13-2012, табл. 13-05-003, расценка 13-05-003-03	км	1,1	14424,48	15866,93
3.	Элементы озеленения и благоустройства					
3.1.	Малые архитектурные формы для жилых домов	НЦС 81-02-16-2012, табл. 16-01-003, расценка 16-01-003-01	100 кв.м. территории	10	204,42	2044,2

Продолжение таблицы 6.1

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед.изм.	Кол.	Стоимость ед. изм. по сост. на 01.01.2012, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогнозно м) уровне, тыс. руб.
3.2.	Площадки, дорожки и тротуары из плиток тротуарных по песчаному основанию	НЦС 81-02-16-2012, табл. 16-01-003, расценка 16-01-003-01	100 кв.м. покрыт ия	5	237,59	1187,95
3.3.	Озеленение	НЦС 81-02-17-2012, табл. 17-01-006, расценка 17-01-006-03	100 кв.м. озелене ния	7,2	94,39	679,61
	Итого стоимость инженерных сетей и благоустройства					26445,42
	Коэффициент на сейсмичность	Прил. 3 Метод. рекомендаций			1,04	
	Итого стоимость инженерных сетей и благоустройства с учетом сейсмичности					27503,24
	Всего стоимость жилого дома с учетом сейсмичности					544370,08
4.	Поправочные коэффициенты					
	Поправочный коэффициент перехода от базового района Московская область к ТЕР республике Тыва (1 зона)	Прил. 2 Метод. рекомендаций			0,96	
	Регионально-климатический коэффициент	Прил. 1 Метод. рекомендаций			1,09	
	Стоимость строительства с учетом сейсмичности, территориальных и регионально-климатических условий					569628,85
5.	Плата за землю	расчет				1650
6.	Затраты на подключение к инженерным сетям	расчет				1792,44
	Всего по состоянию на 01.01.2012					573071,29
	Продолжительность строительства		мес.	13		
	Начало строительства	01.06.2015				
	Конец строительства	01.07.2016				

Продолжение таблицы 6.1

№ п/п	Наименование объекта строительства	Обоснование	Ед.изм.	Кол.	Стоимость ед. изм. по сост. на 01.01.2012, тыс. руб.	Стоимость в текущем (прогнозно м) уровне, тыс. руб.
	Расчет индекса-дефлятора на основании показателей Минэкономразвития России: Ин.стр. с 01.01.2012 по 01.01.2014 = 115,3%; Ипл.п. с 01.01.2014 по 31.12.2014 = 107%	Информация Министерства экономического развития Российской Федерации			7,39	
	Всего стоимость строительства с учетом срока строительства					2233132,37
	НДС	Налоговый кодекс РФ	%	18		401 963,83
	Всего с НДС					2635096,2

**6.2.2 Анализ стоимости возведения объекта по НДС**

На рисунке 6.3 представлена прогнозная стоимость строительства Президентского кадетского корпуса в городе Кызыле, республике Тыва.

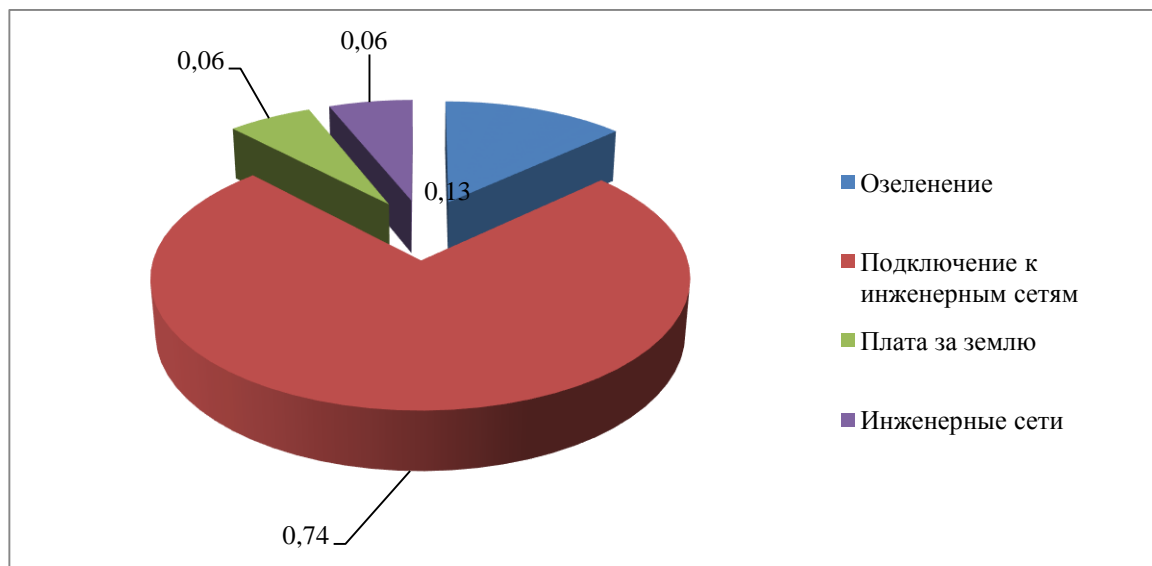


Рисунок 6.3 – Прогнозная стоимость строительства

Таким образом, стоимость возведения объекта строительства по НДС составила 2635096,2 тыс.руб., в том числе НДС 401 963,83тыс. руб.

## **6.3 Определение стоимости работ на монтаж металлического каркаса здания**

### **6.3.1 Пояснительная записка к локальному сметному расчету на монтаж металлического каркаса здания**

Порядок разработки сметной документации установлен [44] и изменен в соответствии с [45].

Сметная документация составляется согласно [44], что обеспечивает обоснованность стоимости строительства.

Сметная стоимость определяется в базисных ценах и переводится в текущий уровень цен путем использования текущих индексов. Пересчет сметной стоимости работ в текущий уровень цен 1 квартала 2016 г. из базисного уровня цен производится путем применения индекса к СМР для 1 зоны (г. Кызыл, республика Тыва), прочие объекты строительства. СМР = 7,39 согласно данным [46].

Вся сметная документация разработана в программном комплексе «ГРАНД Смета».

Сметная стоимость определена по Федеральным единичным расценкам (ФЕР).

Локальные сметы составлены в базисных ценах 2014 г. с начислением накладных расходов и сметной прибыли по видам работ согласно [47], [48] от фонда оплаты труда без применения понижающих коэффициентов 0,85 к НР и 0,8 к СП.

При определении сметной стоимости в сводном сметном расчете дополнительно учитываются лимитированные затраты на временные здания и сооружения согласно [49, прил.1] – 1,8%, на производство работ в зимнее время [49, табл.4]– 3,38%, непредвиденные затраты – 2% и НДС – 18%.

Локальный сметный расчет представлен в приложении 1.

### **6.3.2 Анализ локального сметного расчета на монтаж металлического каркаса здания**

Величина и удельный вес затрат в локальном сметном расчете на монтаж металлического каркаса по составным элементам представлен в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Величина и удельный вес затрат в локальном сметном расчете на монтаж металлического каркаса по составным элементам

Наименование затрат	Сметная стоимость общестроительных работ, руб.	Удельный вес, %
Материалы	40 619 334,53	67,36
Машины и механизмы	2 946 725,55	4,88
ОЗП	1 468 459,51	2,45
Накладные расходы	1 321 612,82	2,19
Сметная прибыль	1 248 193,17	2,07
Лимитированные затраты	3 496 851,45	5,8
НДС	9 198 211,86	15,25
<b>Всего</b>	<b>60 299 388,86</b>	<b>100</b>

На рисунке 6.4 представлена величина и удельный вес затрат в локальном сметном расчете на монтаж металлокаркаса по составным элементам.

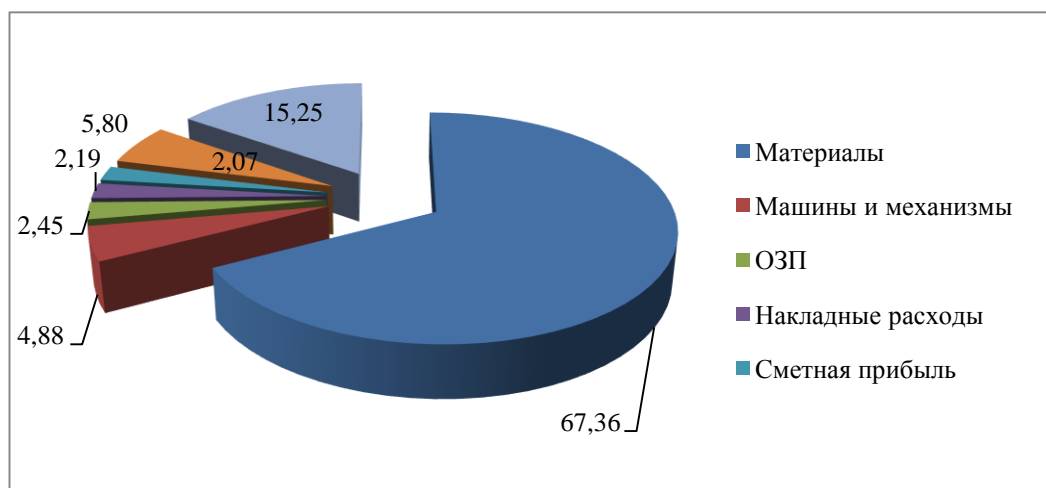


Рисунок 6.4 – Величина и удельный вес затрат в локальном сметном расчете на монтаж металлического каркаса по составным элементам.

Таким образом, сметная стоимость устройства металлического каркаса составила 60299389 тыс.руб. в том числе НДС 9198211,9 тыс.руб., в ценах на 1 кв. 2016 года.

Наибольший удельный вес от общей стоимости локального сметного расчета на устройство металлического каркаса приходится на материалы 5496527 тыс.руб. или 67,36 % и НДС 9198211,9 тыс. руб. или 15,25 %, наименьший – на заработную плату 1 468 459,51 тыс. руб. или 2,45 %.

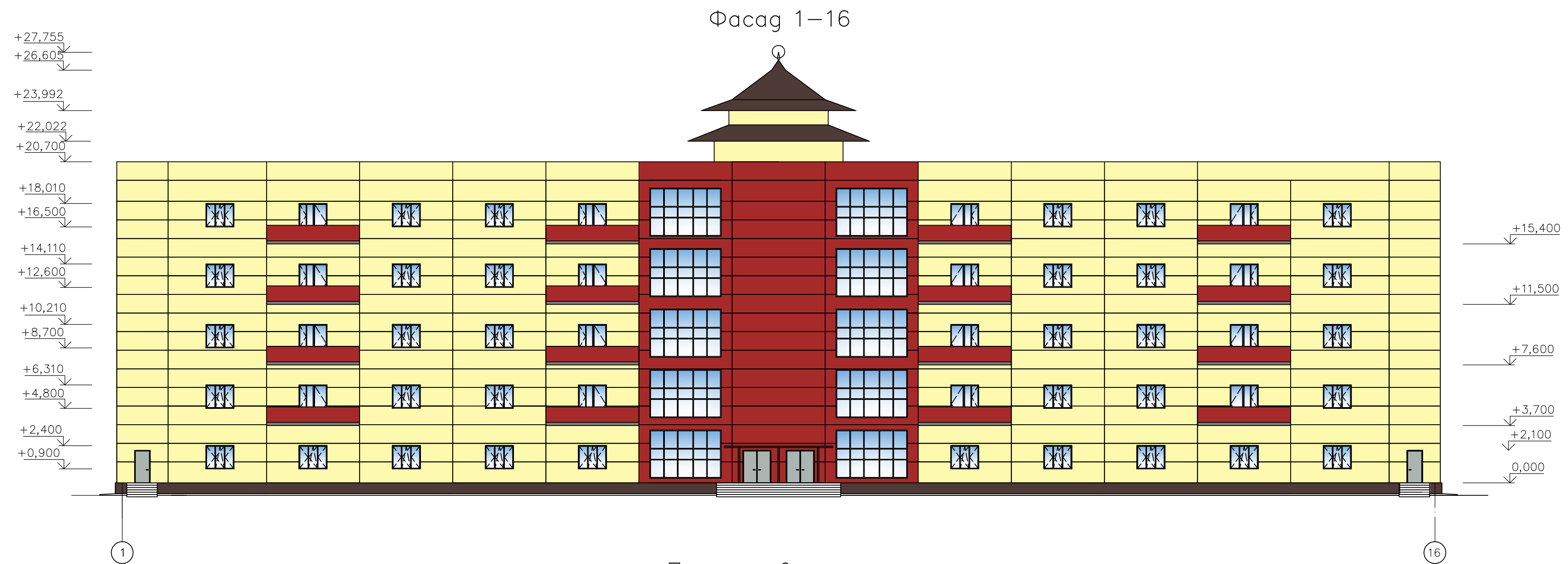


### 3 Проектирование фундаментов

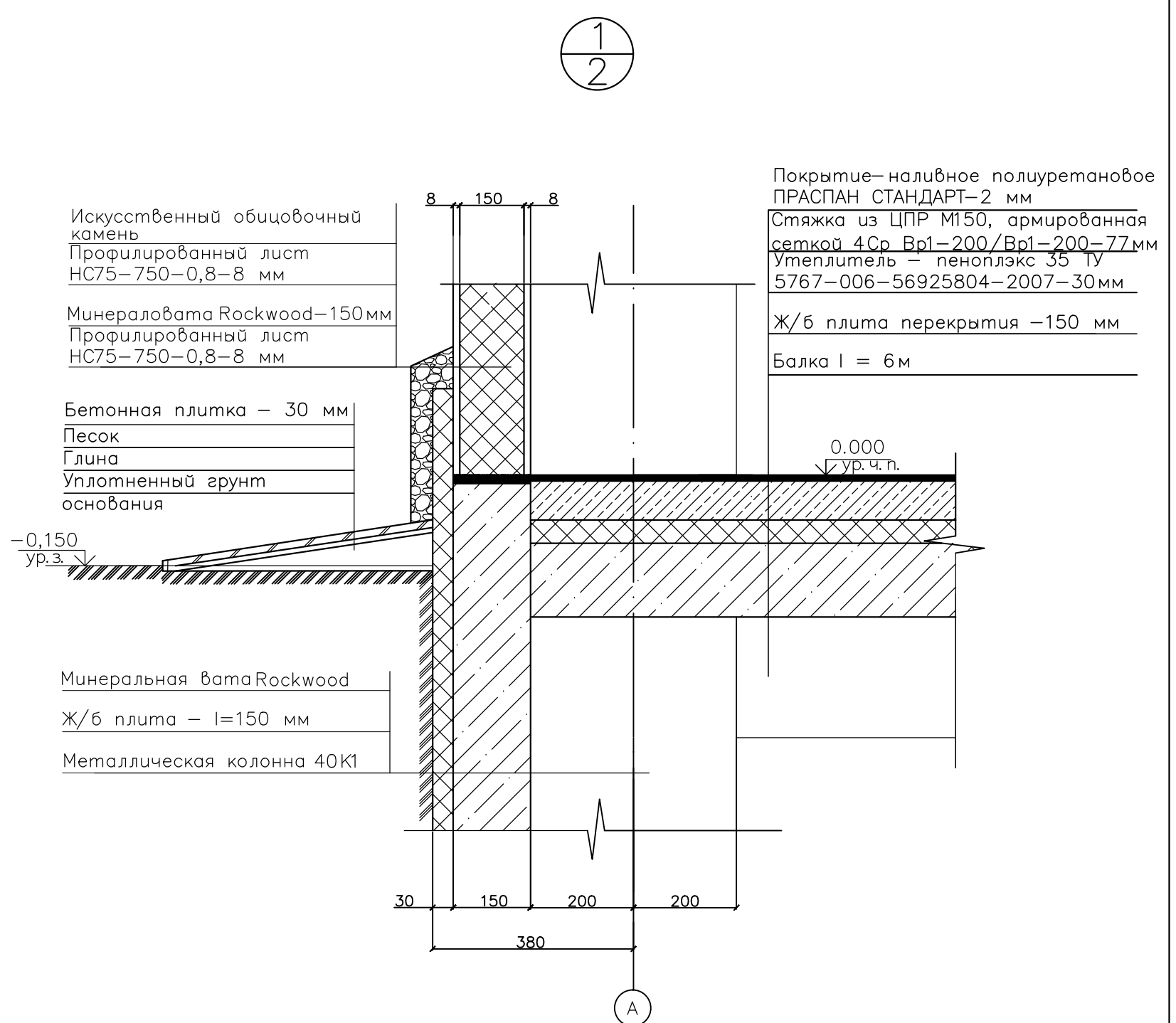
						БР – 08.03.01.00.01 ПЗ			
Изм.	Кол.уч.	Лист.	№док	Подпись	Дата	Гостиница Президентского кадетского корпуса в. г. Кызыл, республика Тыва	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Кокорина Н.А.					Р		
Консультант		Чайкин Е.А.					СКиУС		
Руководитель		Петухова И.Я.							
Н.контроль		Петухова И.Я.							
Зав. кафедрой		Деордиев С.В.							

## 2 Расчетно – конструктивный раздел

						БР – 08.03.01.00.01 ПЗ		
Изм.	Кол.уч.	Лист.	№док	Подпись	Дата			
Разработал		Кокорина Н.А.				Стадия	Лист	Листов
Консультант		Петухова И.Я.				Р		
Руководитель		Петухова И.Я.				СКиУС		
Н.контроль		Петухова И.Я.						
Зав. кафедрой		Деордиев С.В.						
Гостиница Президентского кадетского корпуса в. г. Кызыл, республика Тыва								



План первого этажа



Спецификация заполнения оконных проемов

Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. кг	Примечание
		Окна			
OK1	ГОСТ 30674-99	ОП В1 1810x1500 (4М-8Аг-4М-8Аг-К4)	133		
OK2	ГОСТ 30674-99	ОП В1 1400x900 (4М-8Аг-4М-8Аг-К4)	38		
OK3	ГОСТ 30674-99	ОП В1 1100x1500 (4М-8Аг-4М-8Аг-К4)	20		
		Балконные двери			
Б-1	ГОСТ 30674-99	БП В1 800x2100 (4М-8Аг-4М-8Аг-К4)	90		
		Витражи			
ВН1	Индивидуальный заказ	ОП В1 4600x3100 (4М-8Аг-4М-8Аг-К4)	90		

Спецификация заполнения дверных проемов

Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Масса, ед. кг	Примечания
1	ГОСТ 23747-2014	ДАНО21-18	2		
2	ГОСТ 23747-2014	ДАВО21-18	2		
3	ГОСТ 31173-2003	ДСН21-10	2		
4	ГОСТ 31173-2003	ДСН21-12	2		
5	ГОСТ 31173-2003	ДСВ21-12	2		
6	ГОСТ 6629-88	ДГ21-9	191		
7	ГОСТ 6629-88	ДГ21-7	24		
8	ГОСТ 6629-88	ДГ21-8	194		
9	ГОСТ 6629-88	ДГ21-16	3		
10	ГОСТ 351072-2005	ДТВ21-9	3		
11	ГОСТ 6629-88	ДГ21-10	120		

- За относительную отметку 0,000 м принята отметка уровня чистого пола первого этажа проектируемого объекта.
- Вокруг проектируемого здания предусмотрена асфальтобетонная отмостка шириной 1500 мм с уклоном от здания не менее 3%.
- Лист 1 читать совместно с листом 2.

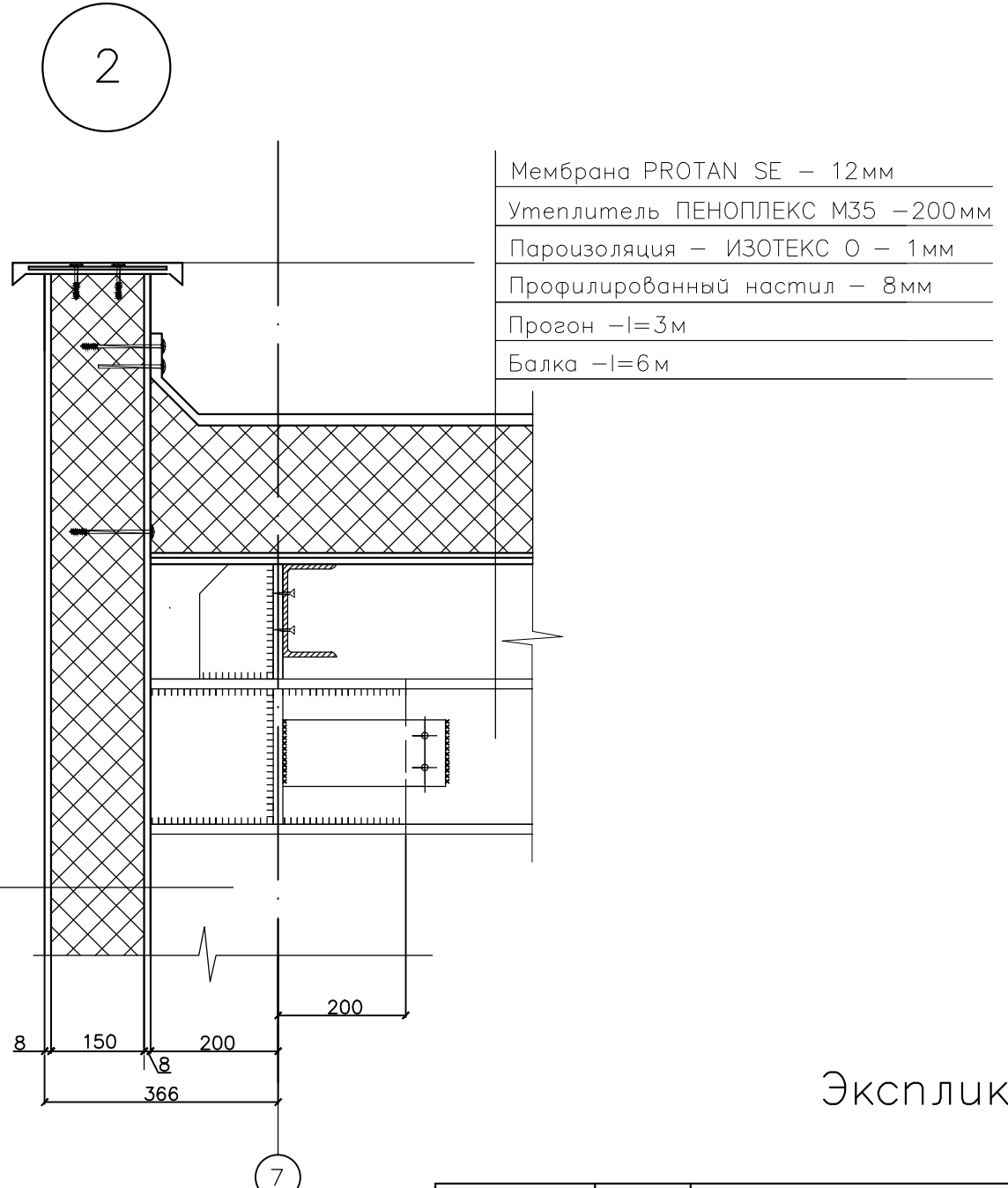
БР-08.03.01.00.01 АР					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Код.уч.	Лист	№ док.	Погр.	Дата
Разработал	Икоarina H.A.				
Консультант	Сергунчева Е.М.				
Руководитель	Петухова И.Я.				
			Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Казань, Республика Татарстан		
			Стация	Лист	Листов
			Р	1	
Н.контроль			Петухова И.Я.		
			План первого этажа, фасад 1-16, узел 1, спецификация заполнения оконных проемов, спецификация заполнения дверных проемов		
			СКУС		

СОЗДАНО УЧЕБНОЙ ВЕРСИЕЙ ПРОДУКТА AUTODESK

СОЗДАНО УЧЕБНОЙ ВЕРСИЕЙ ПРОДУКТА AUTODESK

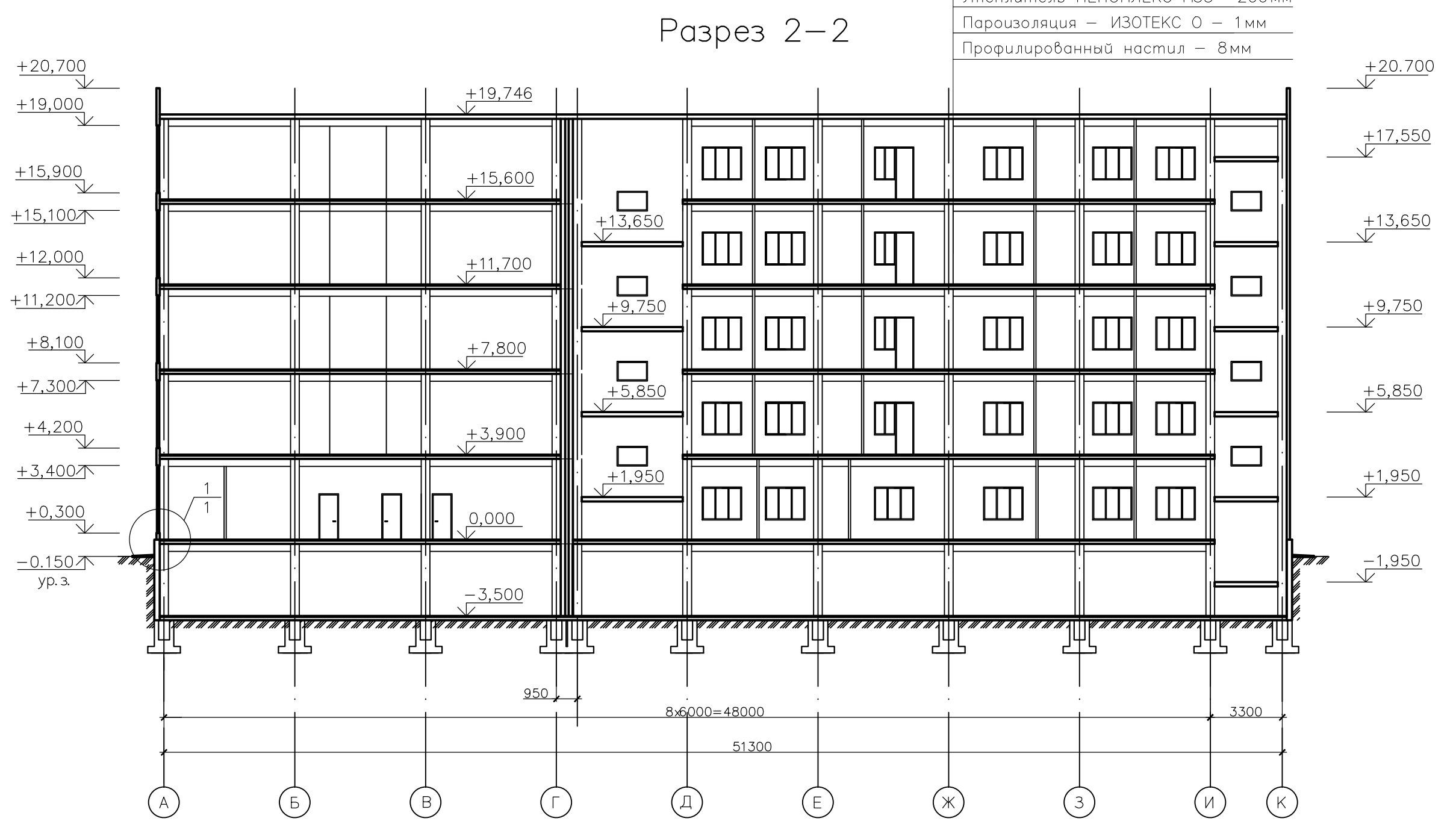
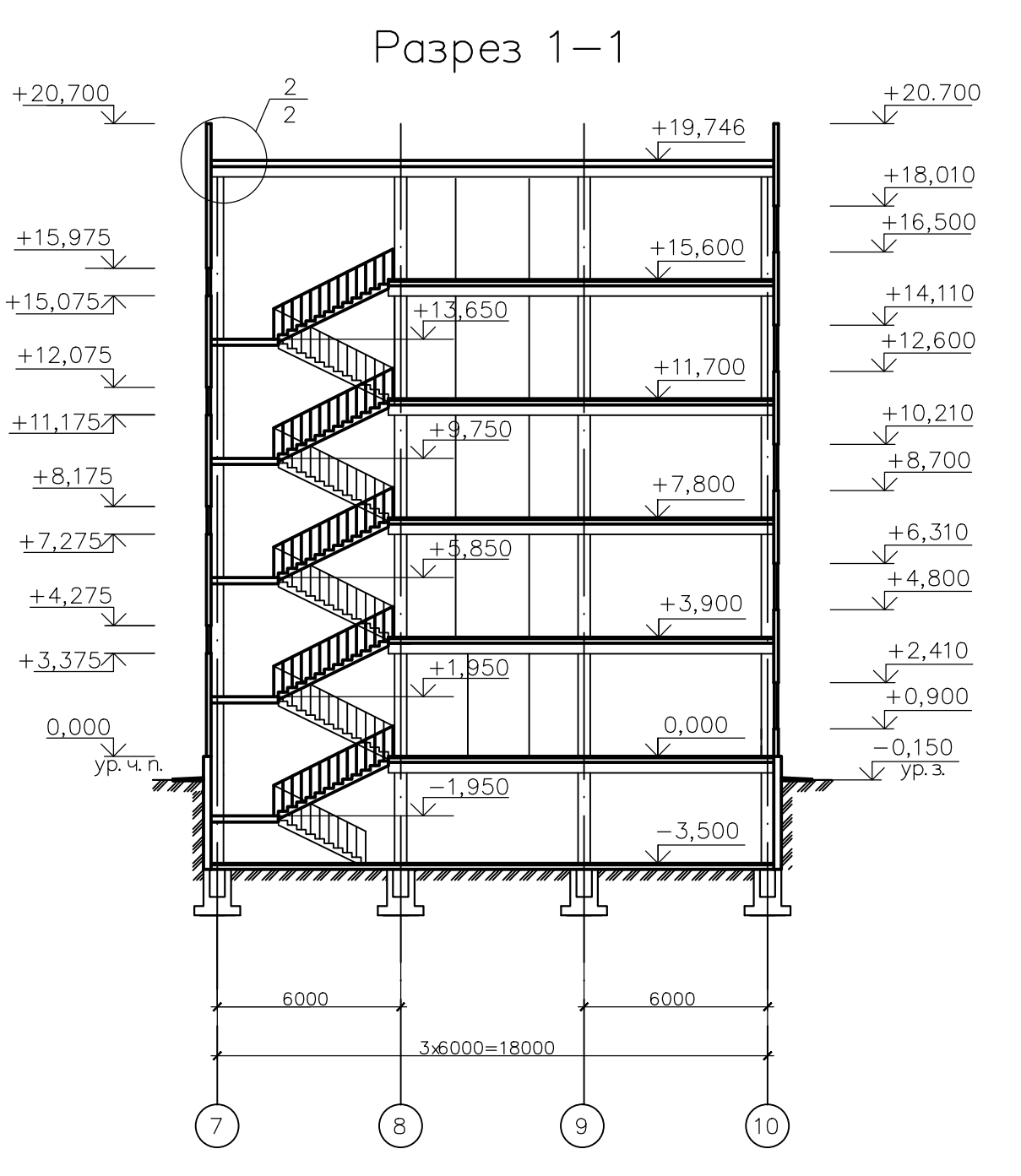


План типового этажа



Экспликация полов

Номер помещения	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов пола	Площадь, м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
<b>Лестничная клетка</b>				
Коридор, лестничная площадка	1		- Покрытие - наливное полурепарируемое ПРАСПАН СТАНДАРТ-2 мм - Стяжка из ЦПР М150, армированная сеткой 4Ср Вр1-200/Вр1-200-77мм - Ж/б плита основания-150 мм	2360,13
<b>1 этаж</b>				
Санузлы, душевые, кухня, моечная	2		- Покрытие - керамическая плитка ГОСТ 6787-90 на клею - 10 мм - Гидроизоляция обмазочная типа "АКВАСТОП" А40 - Стяжка из цементно-песчаного р-ра М100, армированная сеткой - 50 мм - Полиэтиленовая пленка 20МК (ГОСТ 10354-82*) - Утеплитель - пеноплекс 35 ТУ 5767-006-56925804-2007-30 мм - Выравнивающая стяжка - 10 мм - Железобетонная плита - 150 мм	128,78
Помещения для персонала, кабинеты, склады	3		- Покрытие - линолеум - 5 мм - Стяжка из цементно-песчаного р-ра М100, армированная базальтопластиковой сеткой - 40 мм - Утеплитель - пеноплекс 35 ТУ 5767-006-56925804-2007-30 мм - Железобетонная плита - 150 мм	536,28
Тренажерный зал	4		- Синтетическое покрытие - 15 мм - Мелкозернистый бетон - 45 мм - Гидроизоляция ПЭ - 0,3 мм (2 слоя по 0,15 мм)	129,36
Холл, ресторан, бар	5		- Покрытие - плитка керамическая морозостойчивая с рифленой поверхностью на клею - 15 мм - Стяжка из цементно-песчаного раствора М150 - 20 мм - Железобетонная плита - 150 мм	1710,1
<b>2-5 этаж</b>				
Санузлы	6		- Покрытие - керамическая плитка ГОСТ 6787-90 на клею - 10 мм - Гидроизоляция обмазочная типа "АКВАСТОП" А40 - Стяжка из цементно-песчаного р-ра М100, армированная сеткой - 40 мм - 1 слой звукоизоляции Полифом-Вибро-8 мм - Железобетонная плита 150 мм	680
Внутренние коридоры, жилые номера	7		- Покрытие - линолеум на теплозвукоизоляционной основе - 5 мм - Стяжка из цементно-песчаного р-ра М100, армированная сеткой - 40 мм - 1 слой звукоизоляции Полифом-Вибро-8 мм - Железобетонная плита - 150 мм	4551,9



1. За относительную отметку 0,000 м принята отметка уровня чистого пола первого этажа проектируемого объекта.  
2. Лист 2 читать совместно с листом 1.

Изм.				Код				Лист				№ док.				Погр.				Дата			
БР-08.03.01.00.01 АР																							
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет"																							
Инженерно-строительный институт																							
Разработал: Икоarina H.A. Консультант: Серуничева Е.М. Руководитель: Петухова И.Я.												Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Казань, Республика Татарстан											
Исполнитель: Петухова И.Я.												Этажи				Лист				Листов			
Контроль: Петухова И.Я.												Р				2				СКУС			

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Положение о государственной итоговой аттестации выпускников по программам бакалавриата, специалитета и магистратуры (ПВД ПГИАВ – 2016). Принято на заседании Ученого совета СФУ 25.01.2015 (протокол №1). – Красноярск, 2016.
- 2 СТО 4.2 – 07 – 2014 Система менеджмента качества. Общие требования к построению, изложению и оформлению документов учебной деятельности. – Взамен СТО 4.2-07-2012; введ. 30.12.2013. – Красноярск: ИПК СФУ, 2014.
- 3 СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99\* (с Изменением N 2).
- 4 СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23 – 02 – 2003.
- 5 ГОСТ Р 54257 – 2010. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.
- 6 СП 4.13130.2013 Системы противопожарной защиты. Ограничение распространения пожара на объектах защиты. Требования к объемно – планировочным и конструктивным решениям.
- 7 СП 31 – 114 – 2004 Правила проектирования жилых и общественных зданий для строительства в сейсмических районах. – Введ. 01.05.2005. – М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 42с.
- 8 СП 17.13330.2011 Кровли. Актуализированная редакция СНиП II-26-76. – Взамен СП 17.13330.2010; введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2010.
- 9 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.
- 10 СП 51.13330.2011 Защита от шума. Актуализированная редакция СНиП 23 – 03 – 2013.
- 11 СП 29.13330.2011 Полы. Актуализированная редакция СНиП 2.03.13 – 88.
- 12 СП 118.13330.2012 Общественные здания и сооружения.
- 13 СП 16.13330.2011 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II – 23 – 81\*. – Введ. 20.05.2011. – М.: ОАО ЦПП, 2011.
- 14 ГОСТ 27772 – 88\* Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия (с Изменением N 1).
- 15 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.
- 16 СП 22.1330.2011 Основания зданий и сооружений.
- 17 СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции.
- 18 СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М., 2011. 86 с.

- 19 Проектирование свайных фундаментов из забивных свай: Методические указания к курсовому и дипломному проектированию / сост. Козаков Ю.Н., Шишканов Г.Ф. – Красноярск: КрасГАСА, 2003. 54 с.
- 20 Проектирование фундаментов в особых условиях: Методические указания к дипломному проектированию / сост. Козаков Ю.Н. – Красноярск, 2004. 72 с.
- 21 Пособие по проектированию анкерных болтов для крепления строительных конструкций и оборудования к СНиП 2.09.03.
- 22 СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий сооружений / Госстрой России. - М: ГУП ЦПП, 2005. - 130 с.
- 23 Козаков, Ю.Н. Проектирование фундаментов неглубокого заложения: метод. указания к курсовому и дипломному проектированию / Ю.Н.Козаков, Г.Ф.Шишканов. — Красноярск: КрасГАСА, 2003. - 60с.
- 24 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.
- 25 ГОСТ 23118 – 99 Конструкции стальные строительные
- 26 СП 53 – 101 – 98 Изготовление и контроль качества стальных строительных конструкций.
- 27 СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004.
- 28 ГОСТ 26433.2 – 94 Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве.
- 30 СНиП 12 – 03 – 2001. Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования.
- 31 СНиП 12 – 04 – 2002. Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство.
- 32 ГОСТ 12.3.002 – 75 Процессы производственные.
- 33 ГОСТ 12.2.012 – 75 Приспособления по обеспечению безопасного производства работ.
- 34 ГОСТ 12.1.004 – 85 Пожарная безопасность.
- 35 ГОСТ 12.1.013 – 78 Строительство. Электробезопасность
- 36 ГОСТ 23407 – 78 Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного – монтажных работ.
- 37 ГОСТ 12.2.013.0 – 91 ССБТ. Машины ручные электрические. Общие требования безопасности и методы испытания.
- 38 ОСТ 36 – 108 – 83 ССБТ. Монтаж систем промышленной вентиляции и кондиционирования воздуха. Требования безопасности.
- 39 СП .13330.2012 Нормы продолжительности строительства и задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений.
- 40 ППБ 05 – 86. Правила пожарной безопасности при производстве строительного – монтажных работ.

- 41 [http://www.gks.ru] Федеральная служба государственной статистики
- 42 МДС 81–02–12–2011 Методические рекомендации по применению государственных сметных нормативов – укрупненных нормативов цены строительства различных видов объектов капитального строительства непроизводственного назначения и инженерной инфраструктуры
- 43 МДС 81 –35.2004 Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации.
- 44 СНиП 11–01–95 Инструкцией о порядке разработки, согласования, утверждения и составе проектной документации на строительство
- 45 Постановлением Правительства РФ №87 от 16 февраля 2008 года «О составе разделов проектной документации и требованиях к их содержанию»
- 46 [http://www.osenchik.ru] Индексы изменения сметной стоимости строительно – монтажных работ по видам строительства, определяемых с применением Федеральных и Территориальных единичных расценок на I квартал 2016 года [без НДС].
- 47 МДС 81–33.2004 Методические указания по определению накладных расходов в строительстве.
- 48 МДС 81–25.2001 Методические указания по определению сметной прибыли в строительстве.
- 49 ГСН–81–05–01–2001 Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений.

## ВВЕДЕНИЕ

Строительство является одной из наиболее важных отраслей материального производства в Российской Федерации. Большое значение строительное производство имеет и в социальной сфере.

Город Кызыл постепенно увеличивает демографический, экономический, инвестиционный и научный потенциал. В городе активнее развивается строительная индустрия и образование, на что и направлена политика города.

История России непомерно связана с историей российских кадетских корпусов. На протяжении трехсотлетней истории, воспитанники кадетских корпусов являлись гордостью и честью русского народа, из них выходили выдающиеся полководцы, государственные деятели и деятели культуры.

14 августа 2014 года был издан Приказ министра обороны Российской Федерации генерала армии С. Шойгу № 580 «О мерах по выполнению в Министерстве обороны Российской Федерации распоряжения Правительства Российской Федерации 9 августа 2014 г. № 1487–р» об учреждении федерального государственного общеобразовательного учреждения «Кызылское Президентское кадетское училище». Кызылское ПКУ открылось 6 сентября 2014 года.

Главными задачами Президентского кадетского корпуса являются обеспечение культурного, нравственного и физического развития, приобщение к искусству, получение навыков военного дела и воспитание патриотизма молодых кадетов.

Данное учреждение представляет историческую ценность для русского народа и готовит на случаи военных действий подготовленных и верных своему делу кадетов.

Основным контингентом поступающих являются дети – сироты и дети из малообеспеченных семей. На сегодняшний день число желающих обучаться в учреждении намного превышает возможности кадетского корпуса. Настолько высокая востребованность позволила добиться расширения базы училища.

Исходя из всего вышесказанного, была выбрана тема выпускной квалификационной работы «Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Кызыл, республика Тыва».

Выпускная квалификационная работа выполнена в соответствии с действующими нормами и правилами градостроительства. Технические решения, принятые в данном проекте, соответствуют требованиям экологических, санитарно-гигиенических, противопожарных норм и обеспечивают безопасную для жизни и здоровья людей эксплуатацию объекта.

Работа содержит 6 основных разделов (архитектурно–строительный, расчетно – конструктивный, в том числе проектирование фундаментов, технология и организация строительного производства, экономика строительства).



## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выпускная квалификационная работа на тему «Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Кызыл, республика Тыва» разработана в соответствии с заданием на дипломное проектирование. В процессе её выполнения было проработано и обосновано объемно – планировочное решение здания. Исходя из условий энергосбережения подсчитано требуемое сопротивление наружных ограждающих конструкций.

В расчетно – конструктивной части были рассчитаны балка покрытия и прогон покрытия. Было выполнено сравнение столбчатого и свайного фундамента.

Разработаны объектный строительный генеральный план и технологическая карта на монтаж металлического каркаса здания

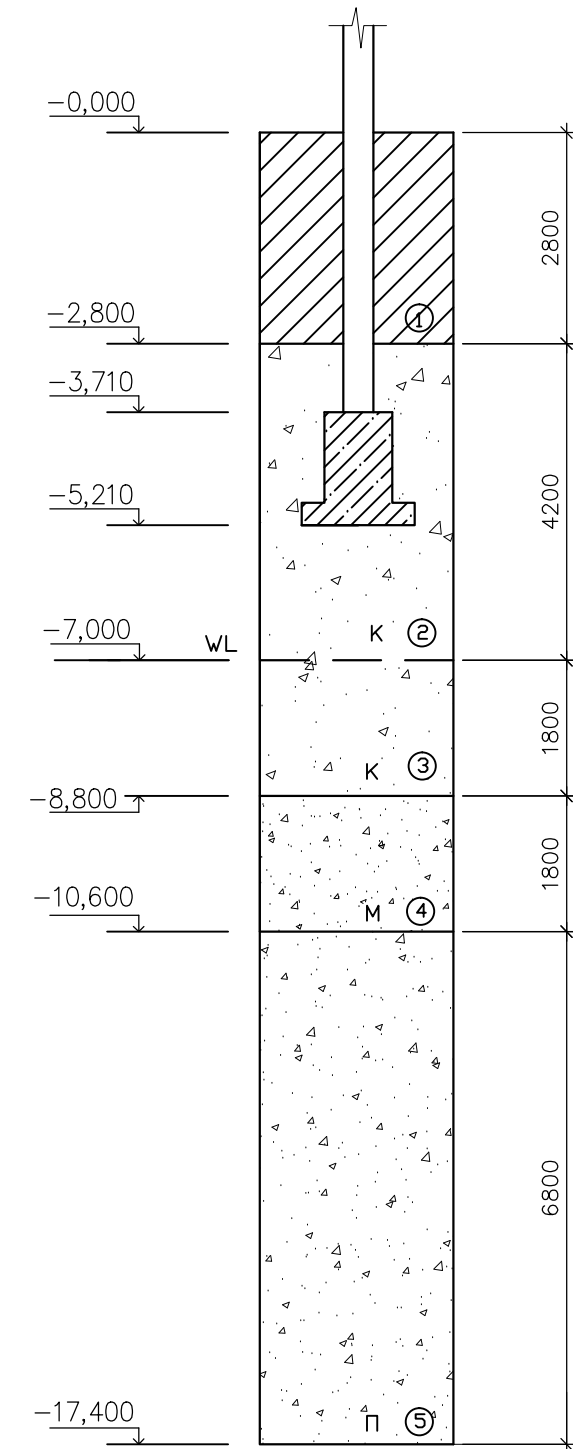
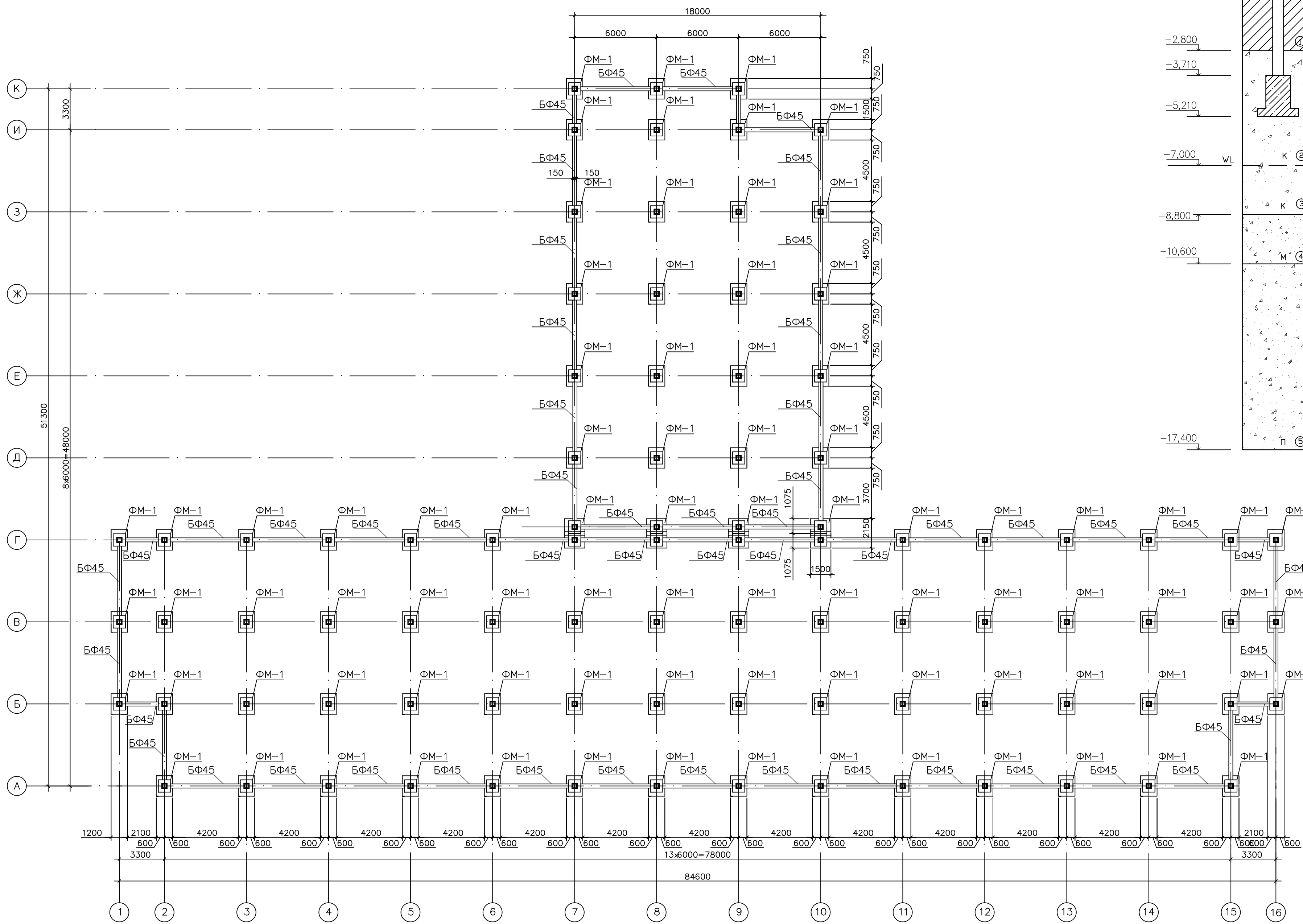
В квалификационной работе разработаны мероприятия по обеспечению соблюдения всех требований охраны труда и техники безопасности в соответствии с нормативными документами.

В экономической части работы был составлен локальный сметный расчет на монтаж металлического каркаса здания и определена стоимость возведения объекта строительства по НЦС.

Выпускная квалификационная работа разработана на основании действующих нормативных документов, справочной и учебной литературы.

План фундаментов

Инженерно- геологический разрез



Суелинок твёрдый  
 С = 26,5 кПа  
 E = 17,5 кПа  
 R<sub>0</sub> = 243,3 кПа  
 φ = 23,1 град

Песок крупный, влажный, средней плотности  
 С = 0,6 кПа  
 E = 36 кПа  
 R<sub>0</sub> = 500 кПа  
 φ = 39,2 град

Песок крупный, водонасыщенный, средней плотности  
 С = 0,6 кПа, E = 36 кПа  
 R<sub>0</sub> = 500 кПа, φ = 39,2 град

Песок мелкий, водонасыщенный, плотный  
 С = 4 кПа, E = 38 кПа  
 R<sub>0</sub> = 300 кПа, φ = 36 град

Песок пылеватый, водонасыщенный, средней плотности  
 С = 5 кПа, E = 23 кПа  
 R<sub>0</sub> = 100 кПа, φ = 32 град

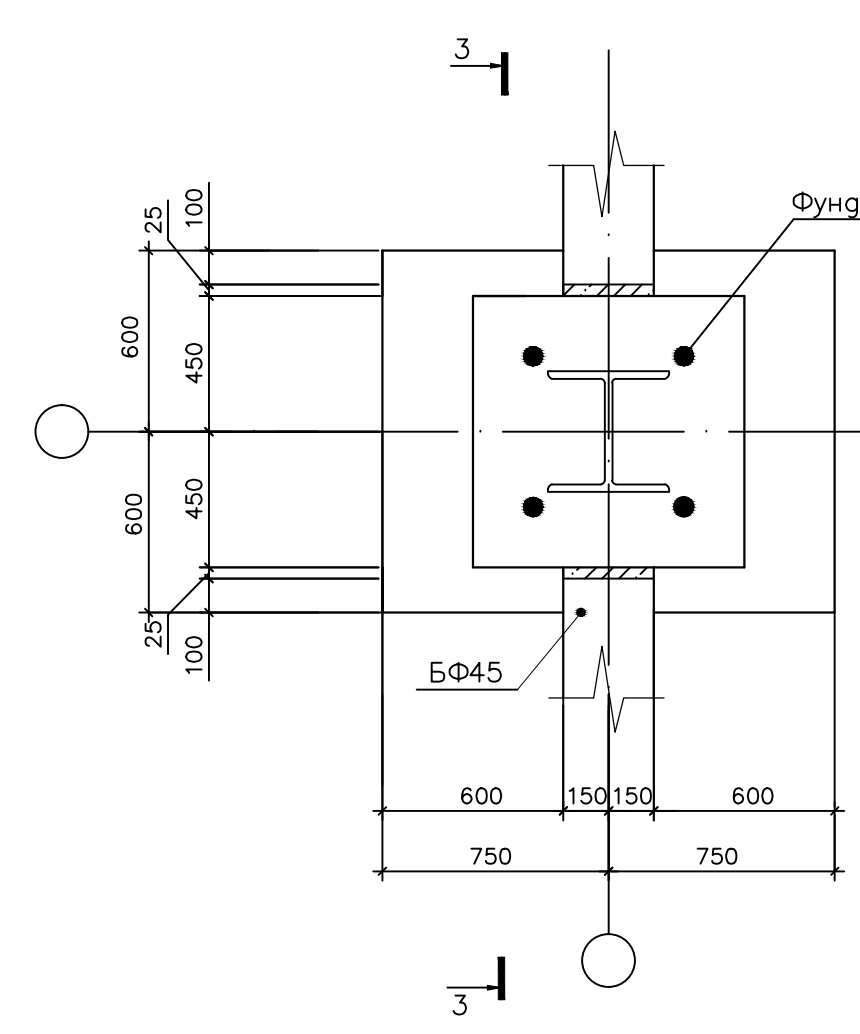
Спецификация элементов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг.	Примечание
		Фундамент монолитный ФМ-1	89		
		Материал бетон В20	м <sup>3</sup>	5,50	
	Серия 1.415.1-2	Фундаментные балки ФБ45	53		
		Подготовка из бетона В3,5	м <sup>3</sup>	0,72	
		Сетки арматурные			
	ГОСТ 23279-84	С1	1	40,68	
	ГОСТ 24379.1-2012	Болт М30	4	0,97	
Детали					
1	ГОСТ 5784-82	ø10 AIII L=1150	5	3,39	
2	ГОСТ 5784-82	ø10 AIII L=1450	7	3,39	

Ведомость расхода стали

Марка элемента	Изделия арматурные					Общий расход, кг	Итого, кг	
	Арматура класса							
	AII		AIII					
	ø6	ø8	Итого	ø10	ø12	Итого		
C1	-	-	-	40,68	-	40,68	40,68	3620,52
Итого						40,68	3620,52	

План опирания фундаментных балок



3-3

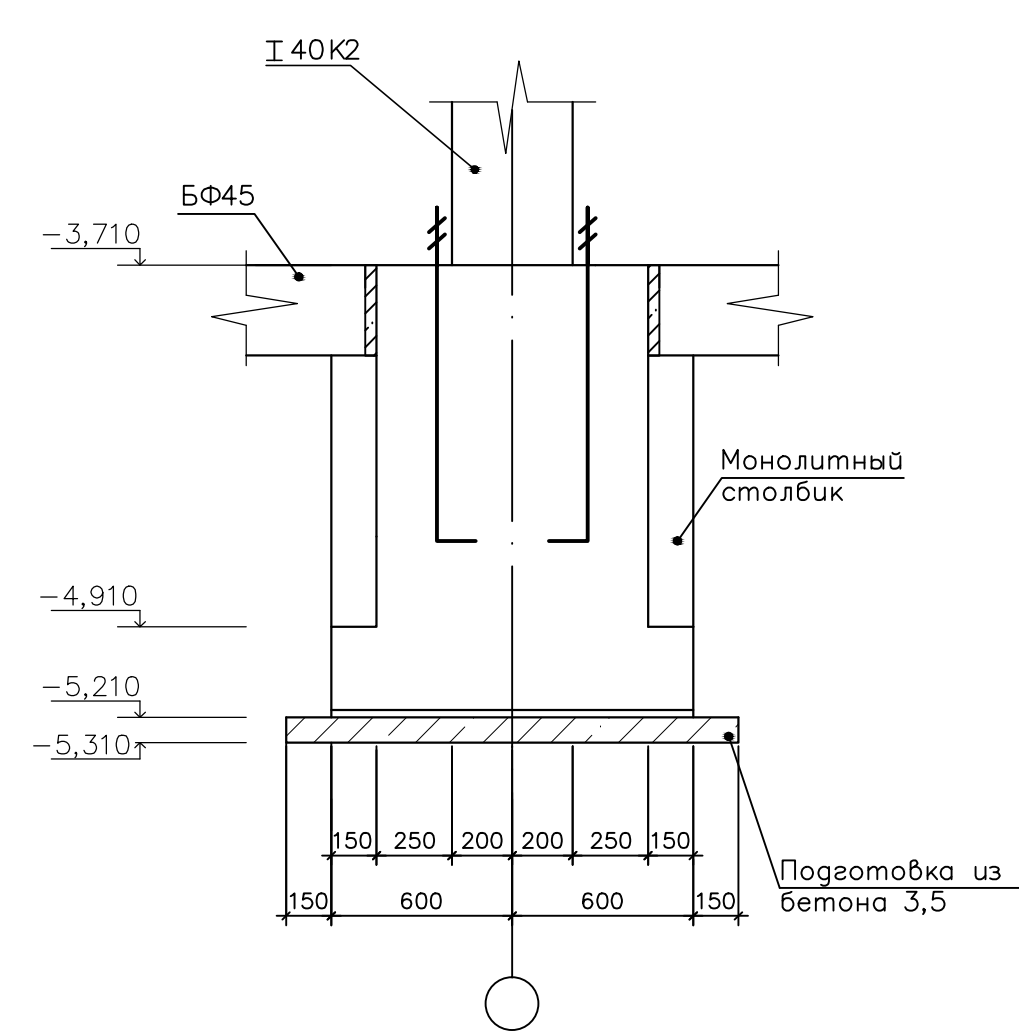
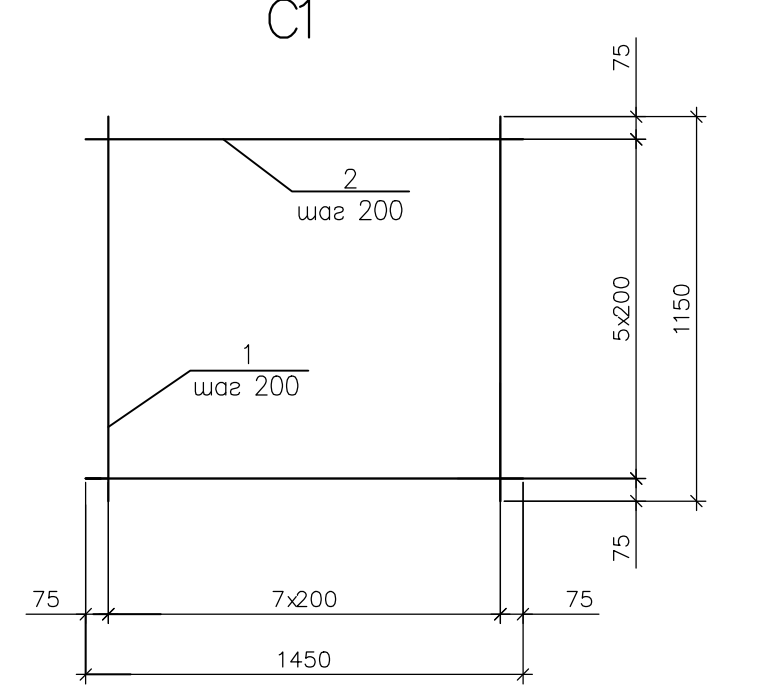
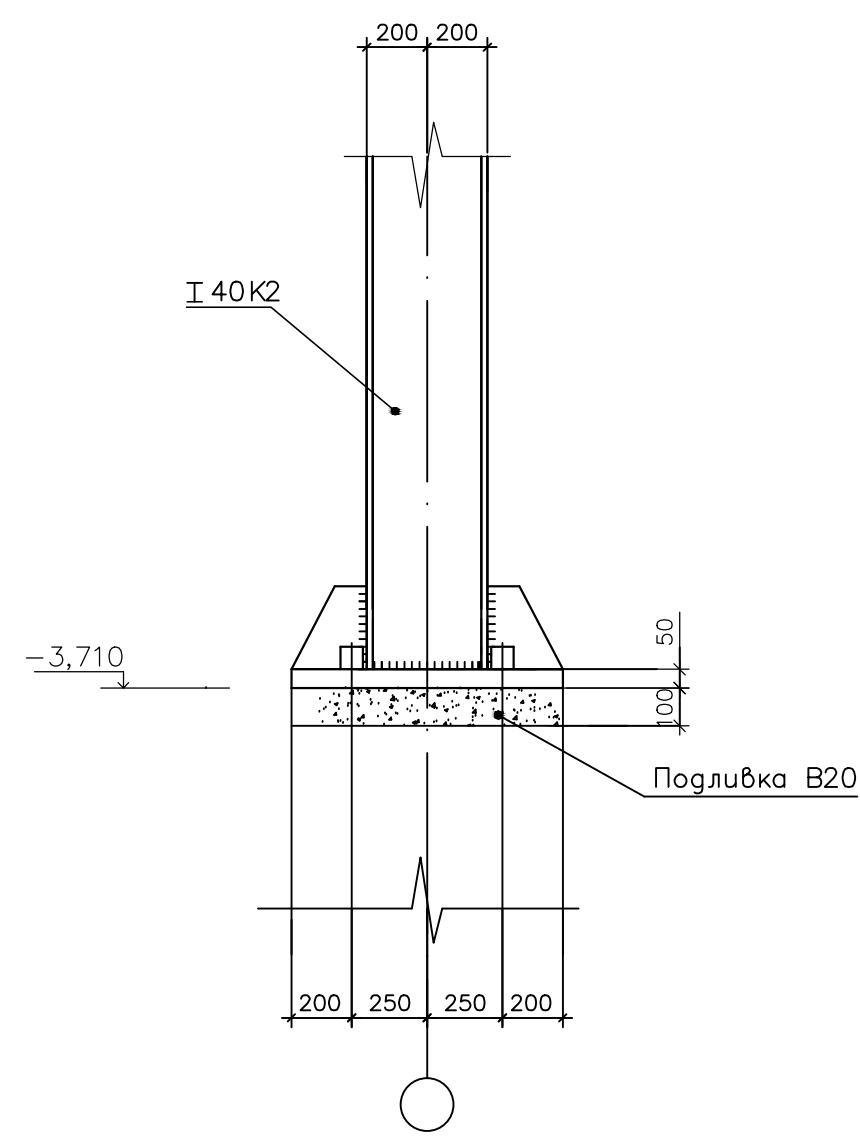
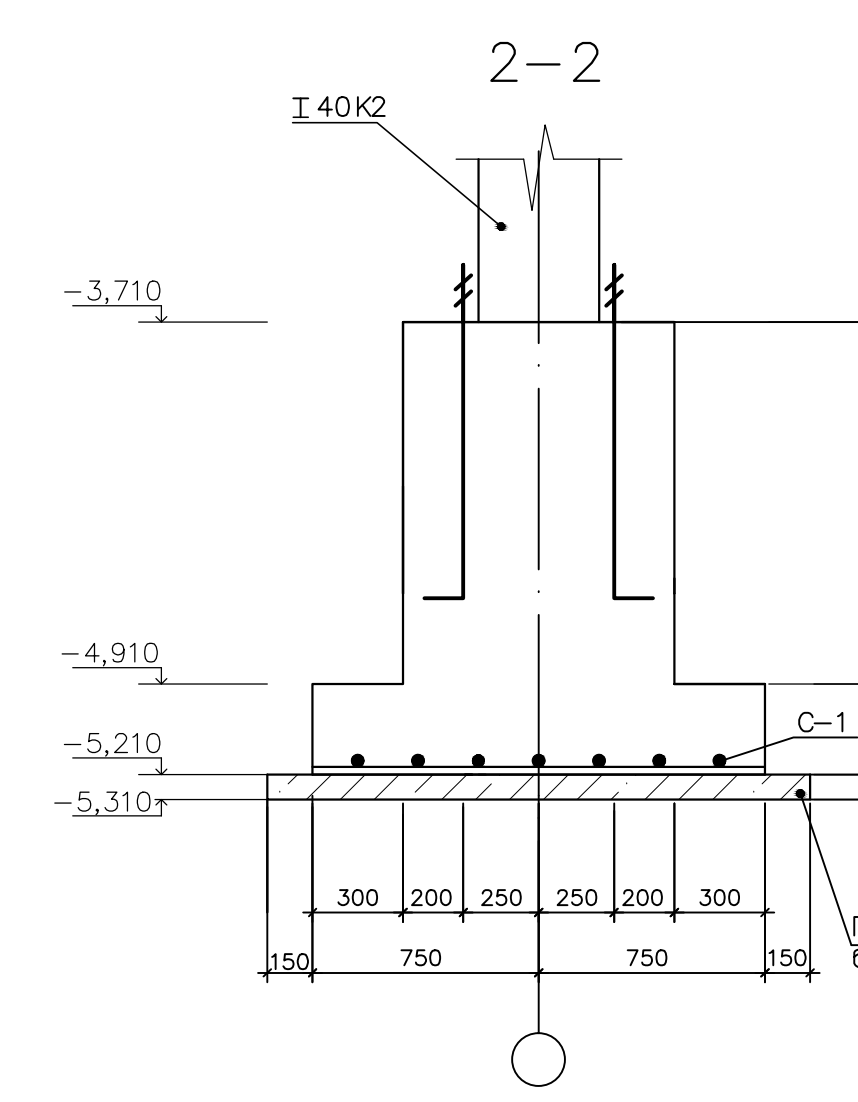
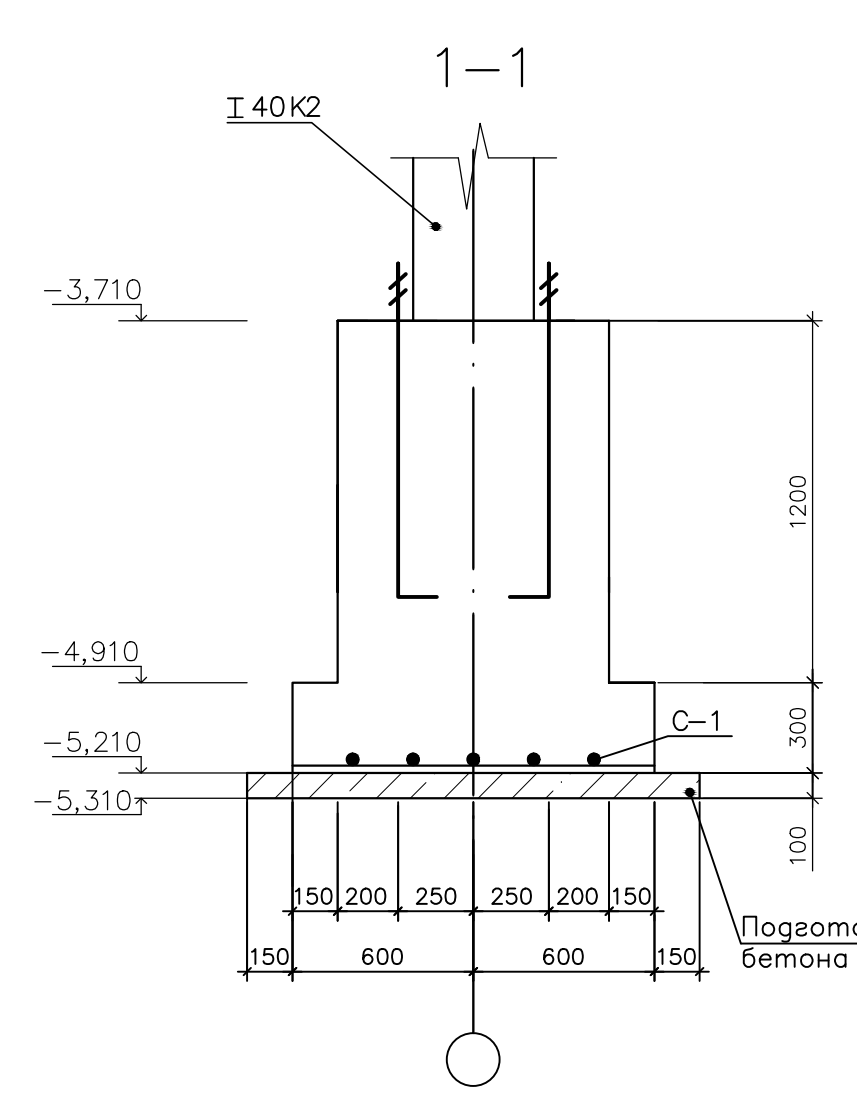
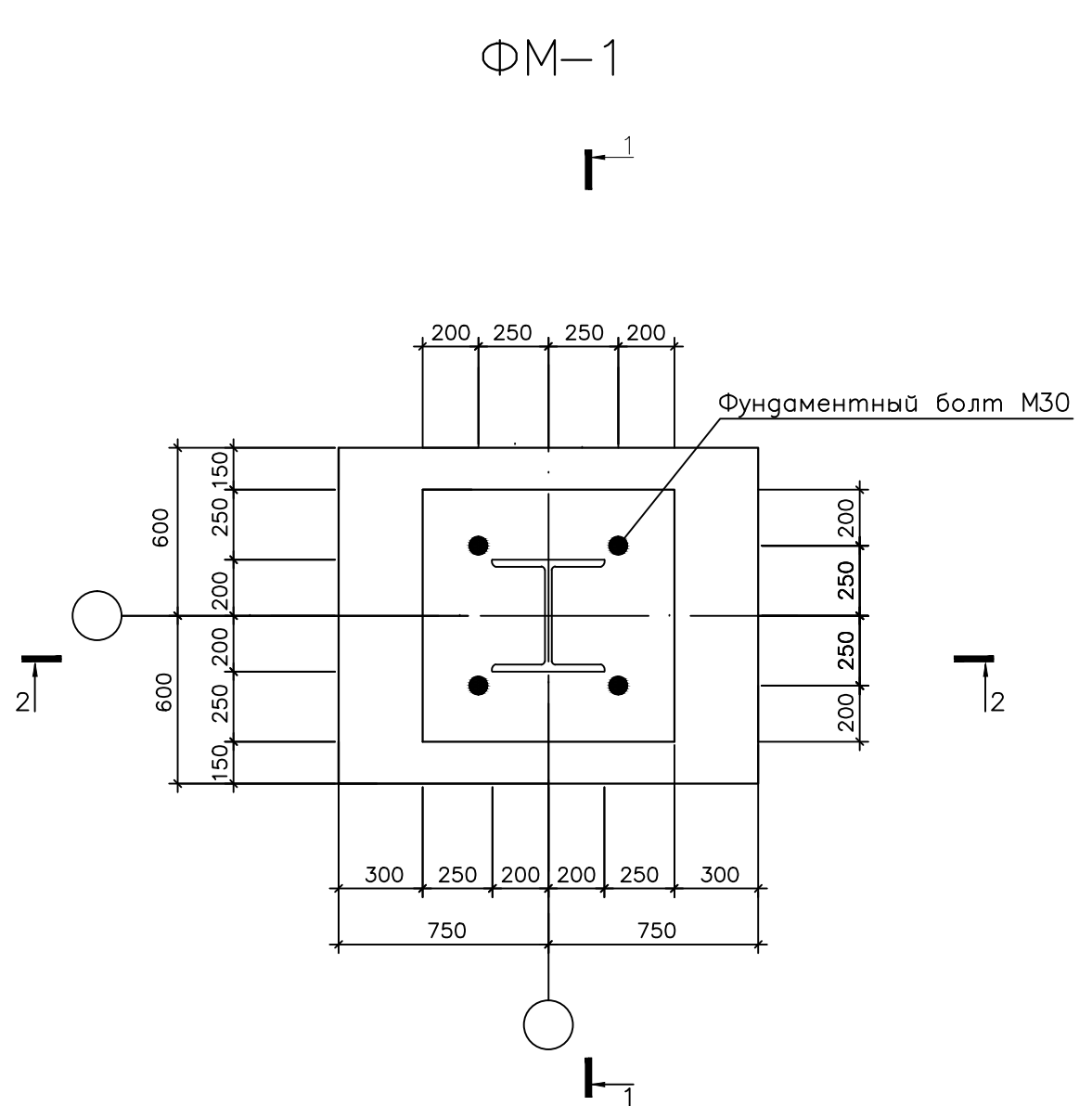


Схема опирания колонны на фундамент



- Основанием фундамента служит песок крупный, влажный, средней плотности с расчетными характеристиками С = 0,6 кПа, E = 36 кПа, φ = 39,2 град, R = 500 кПа.
- Грунты неупругие, нормативная глубина промерзания в г. Кызыл - 3,1 м.
- Под фундаментом выполнить подготовку толщиной 100мм из бетона В 3,5.
- Обратную засыпку выполнять слоями не более 0,3 м с уплотнением.
- Применены фундаментные балки ФБ45 ГОСТ28737-90 (серия 1.415.1-2).
- Применены бетонные столбики сечением 375х300х1550мм.

БР-08.03.01.00.01 КЖ					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно- строительный институт					
Изм.	Колуч	Лист № док	Погр.	Дата	
Разработал	Какорина Н.А.				Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Кызыл, республика Тыва
Консультант	Чадын Е.А.				
Руководитель	Петухова И.Я.				
Н. контроль	Петухова И.Я.				СкуУС
Заб.кафедры	Дворниев С.В.				

Схема расположения металлоконструкций на отм. 0.000

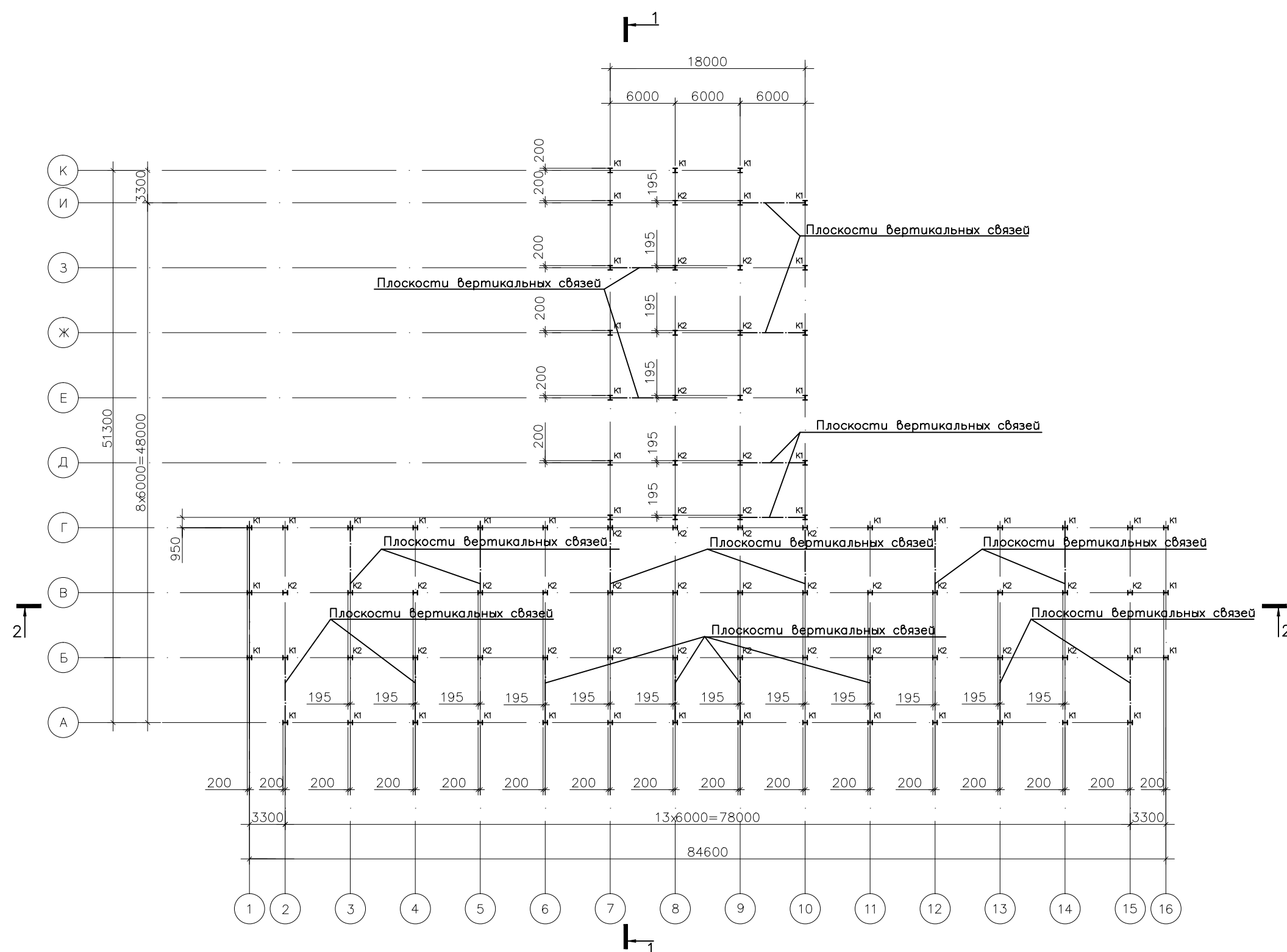


Схема расположения металлоконструкций покрытия на отм. +19.300

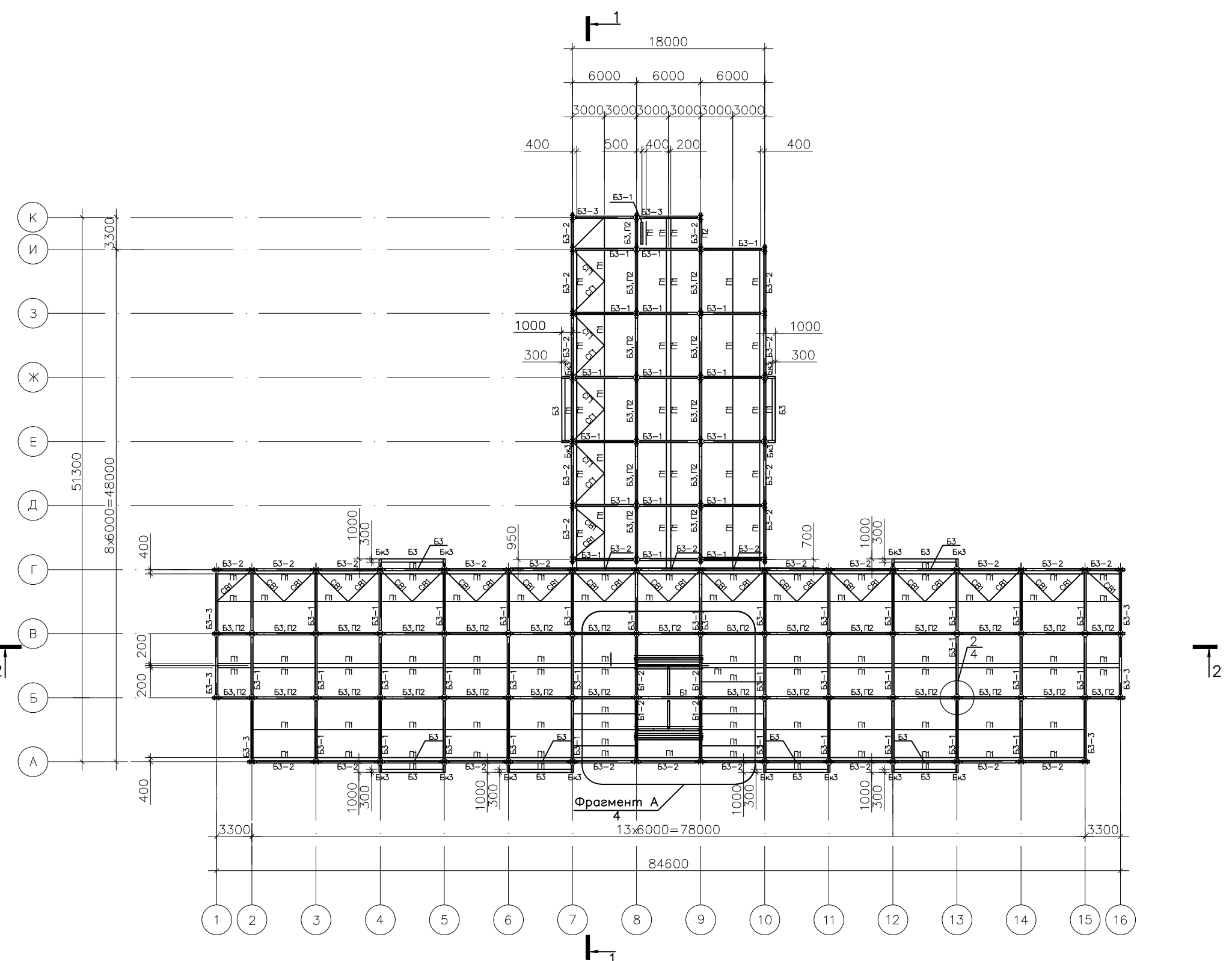
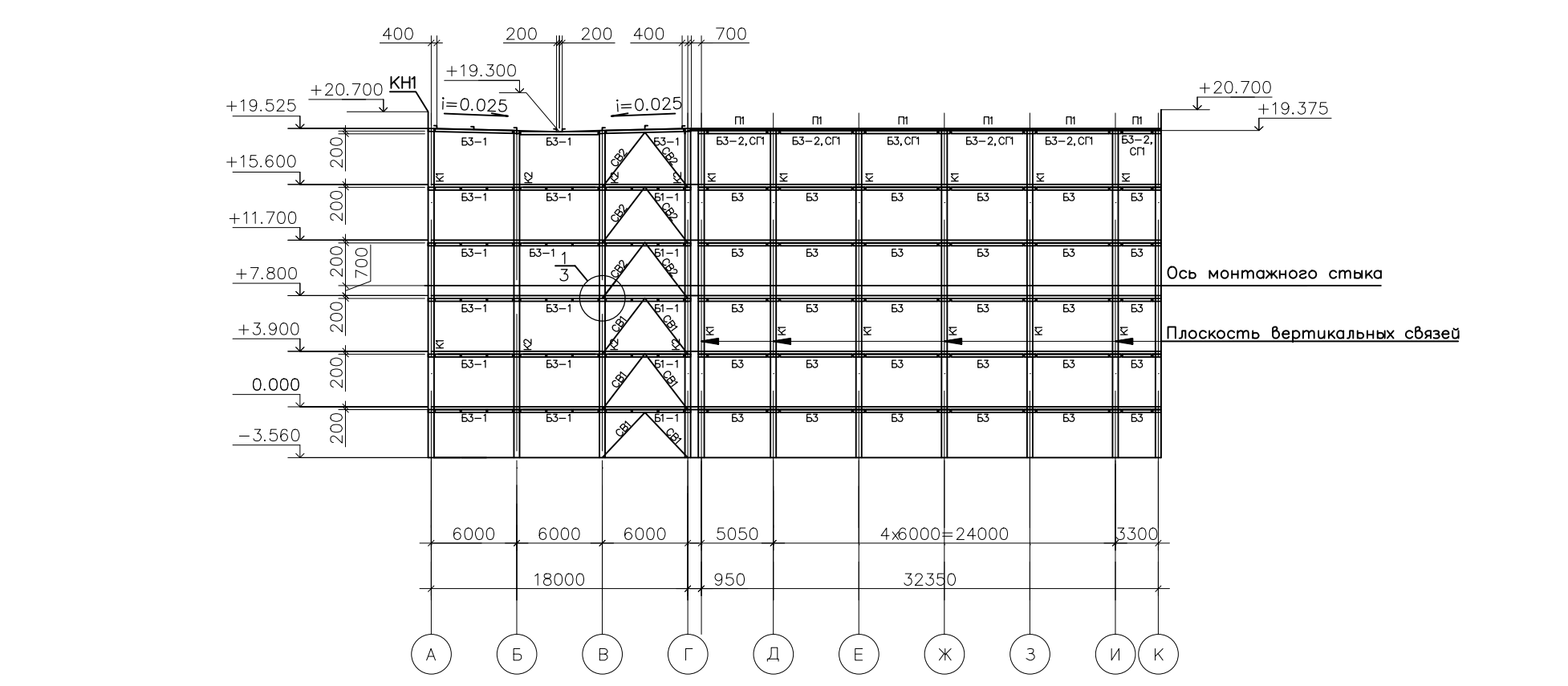
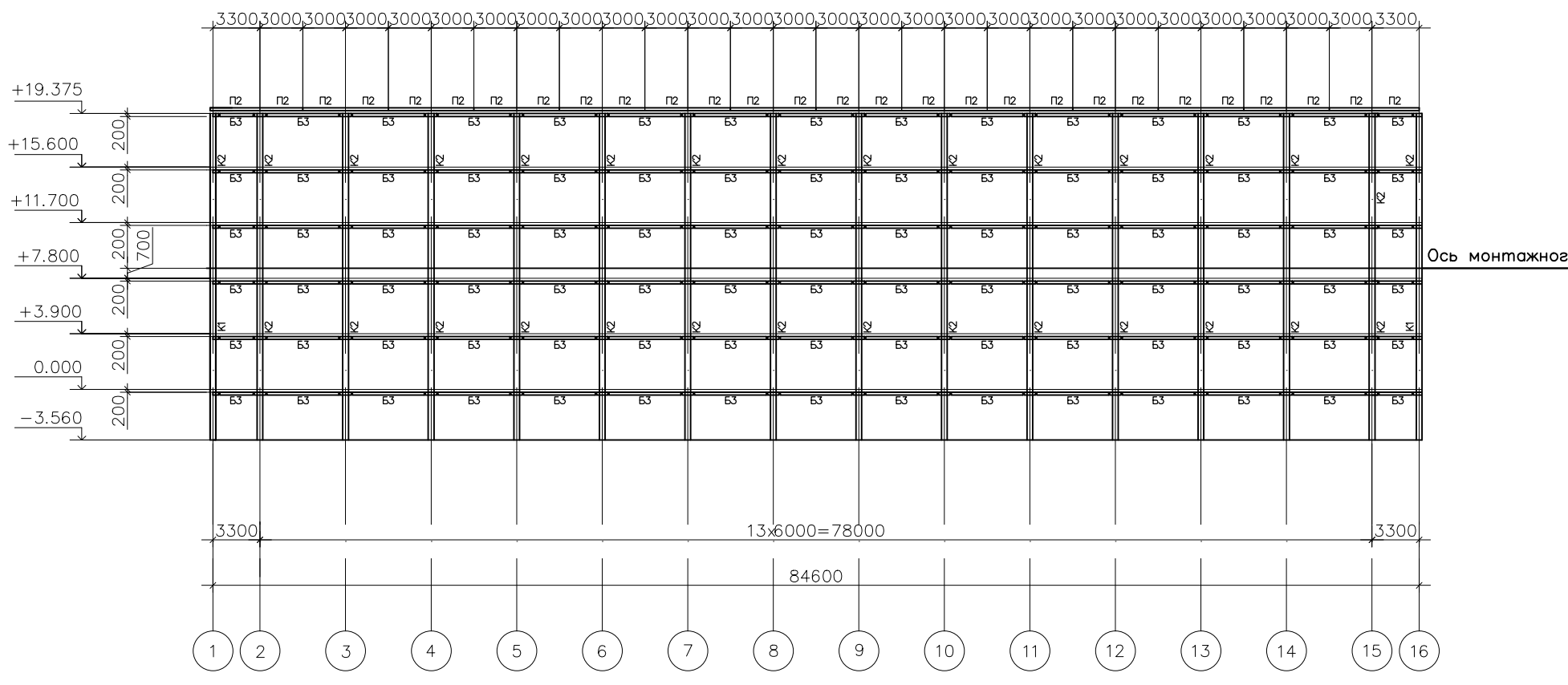
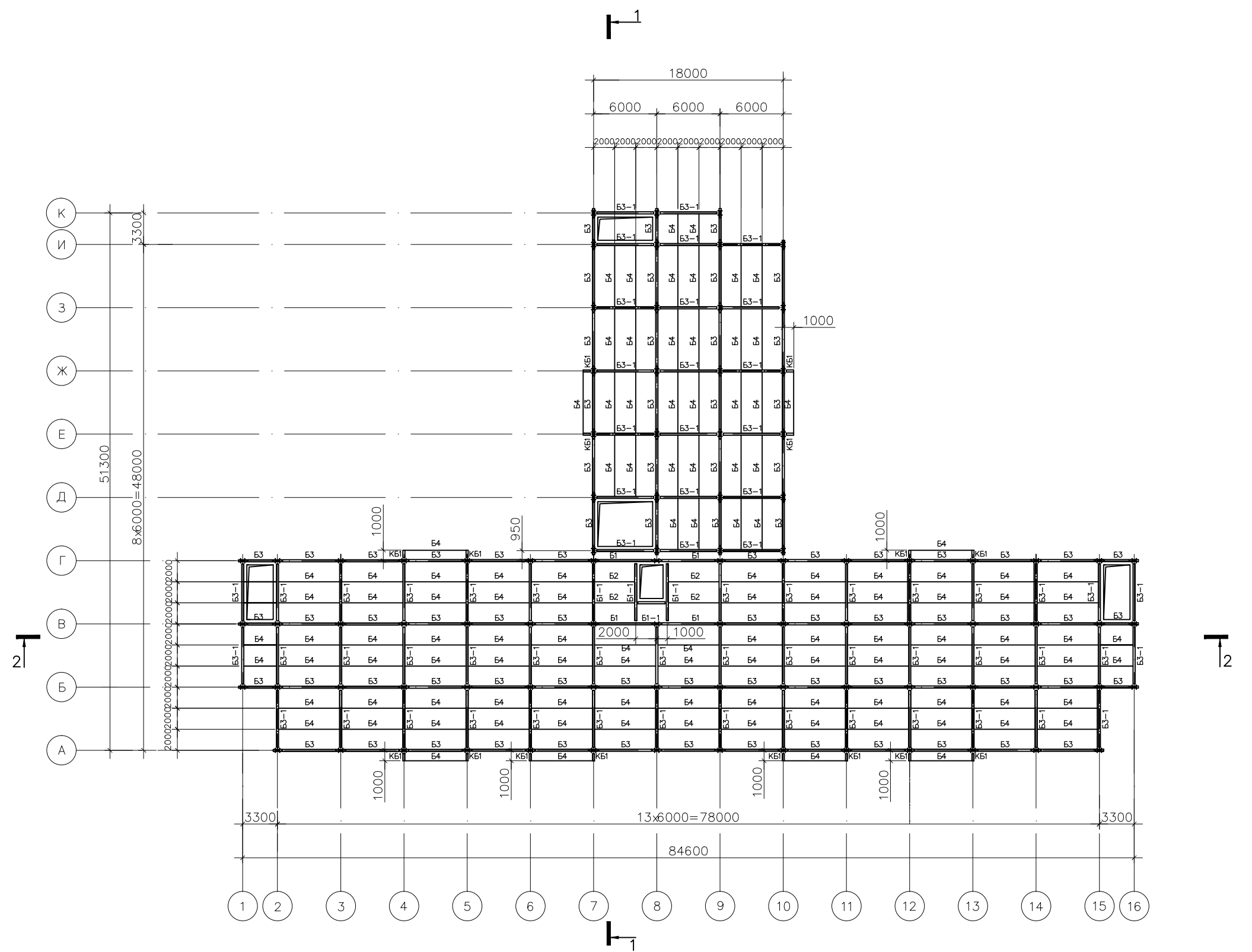
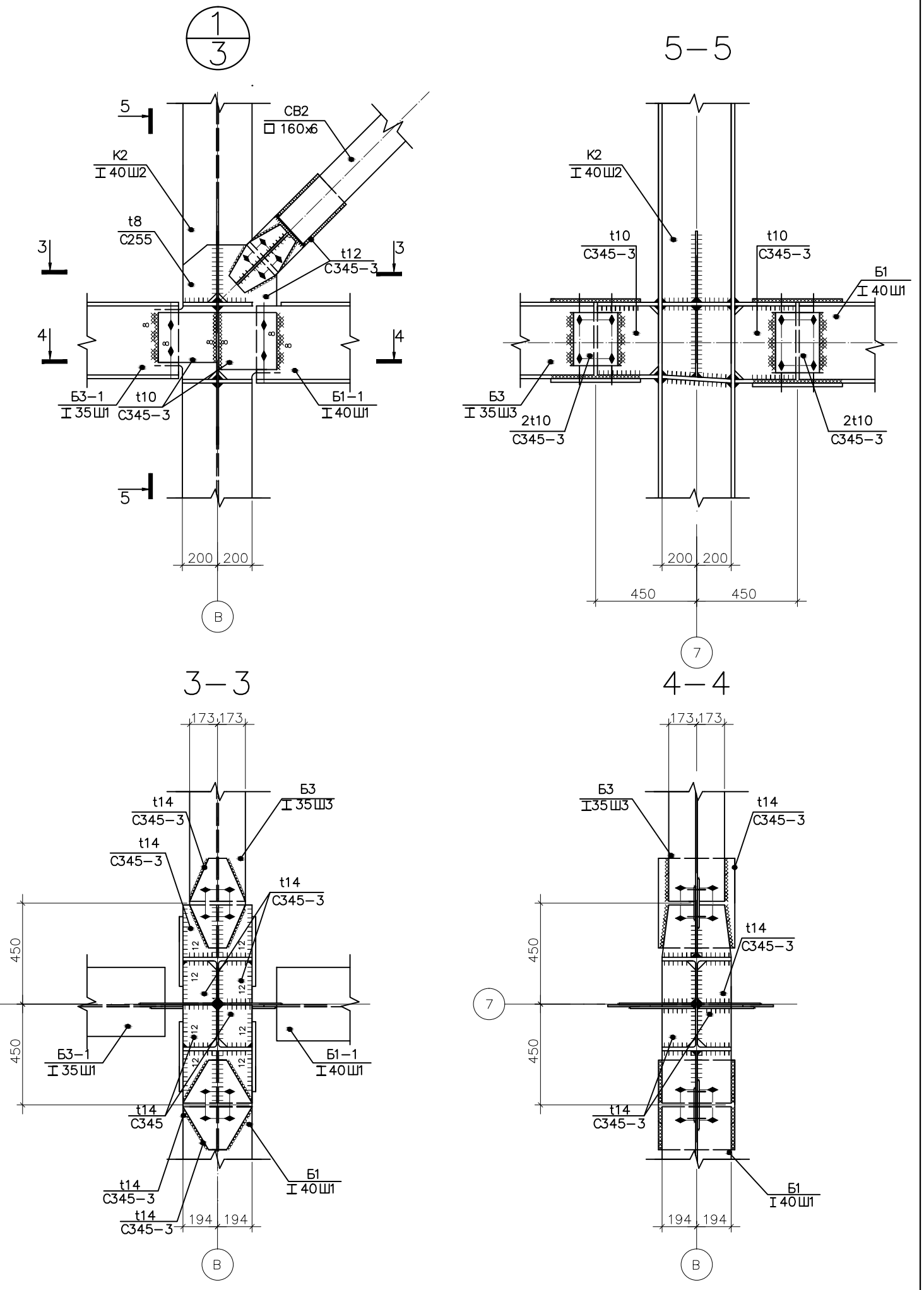


Схема расположения металлоконструкций типового этажа



Ведомость элементов

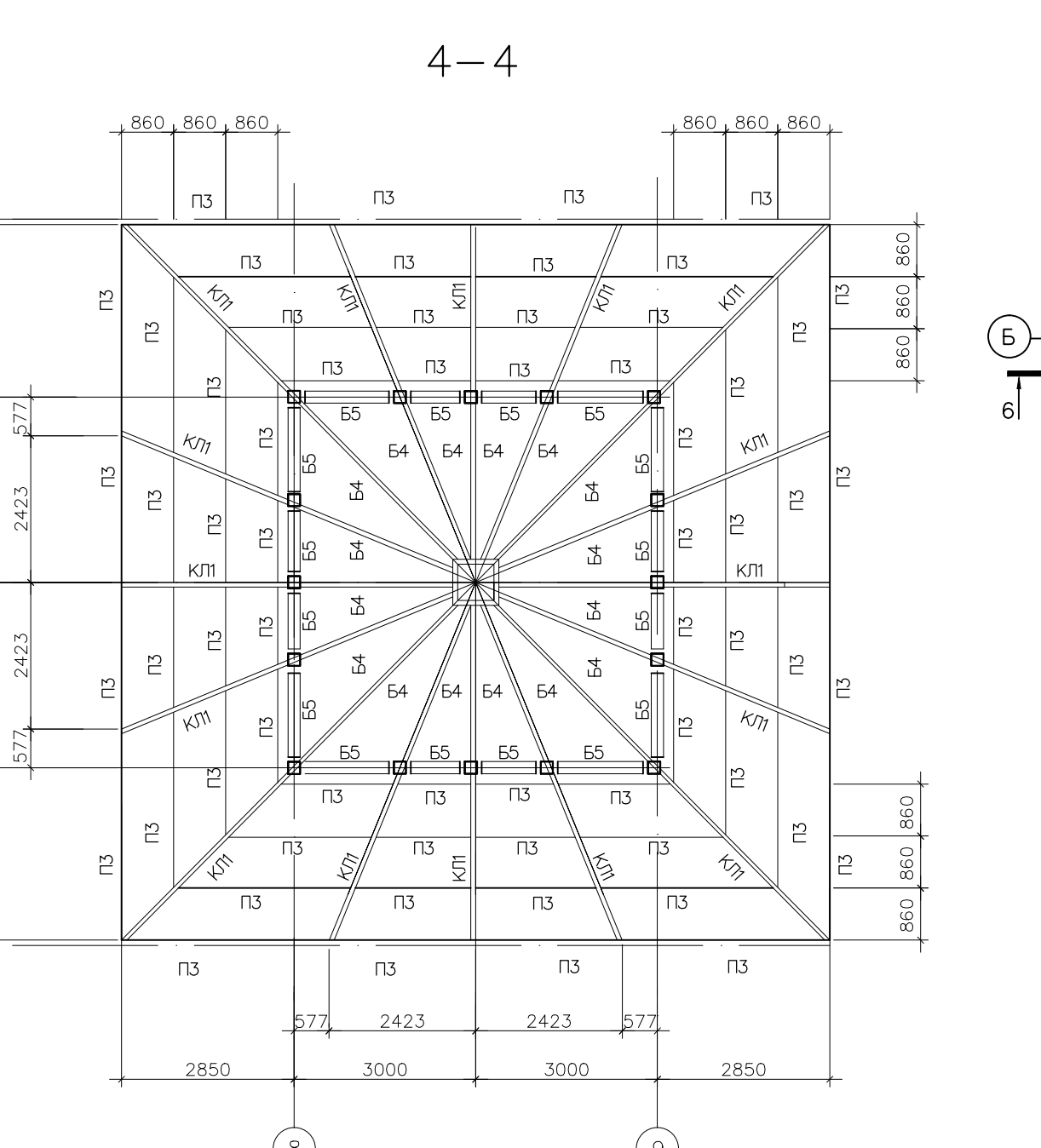
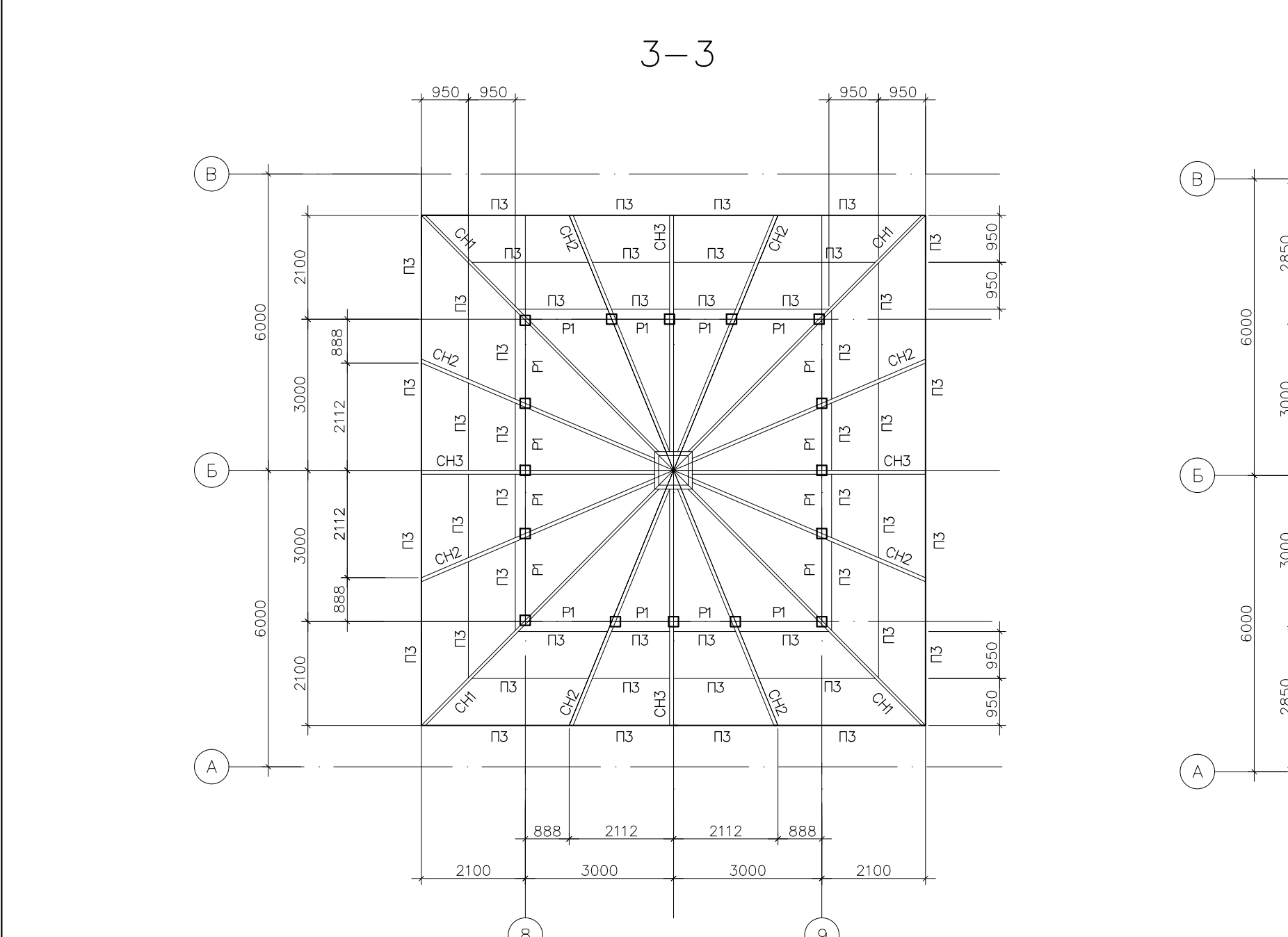
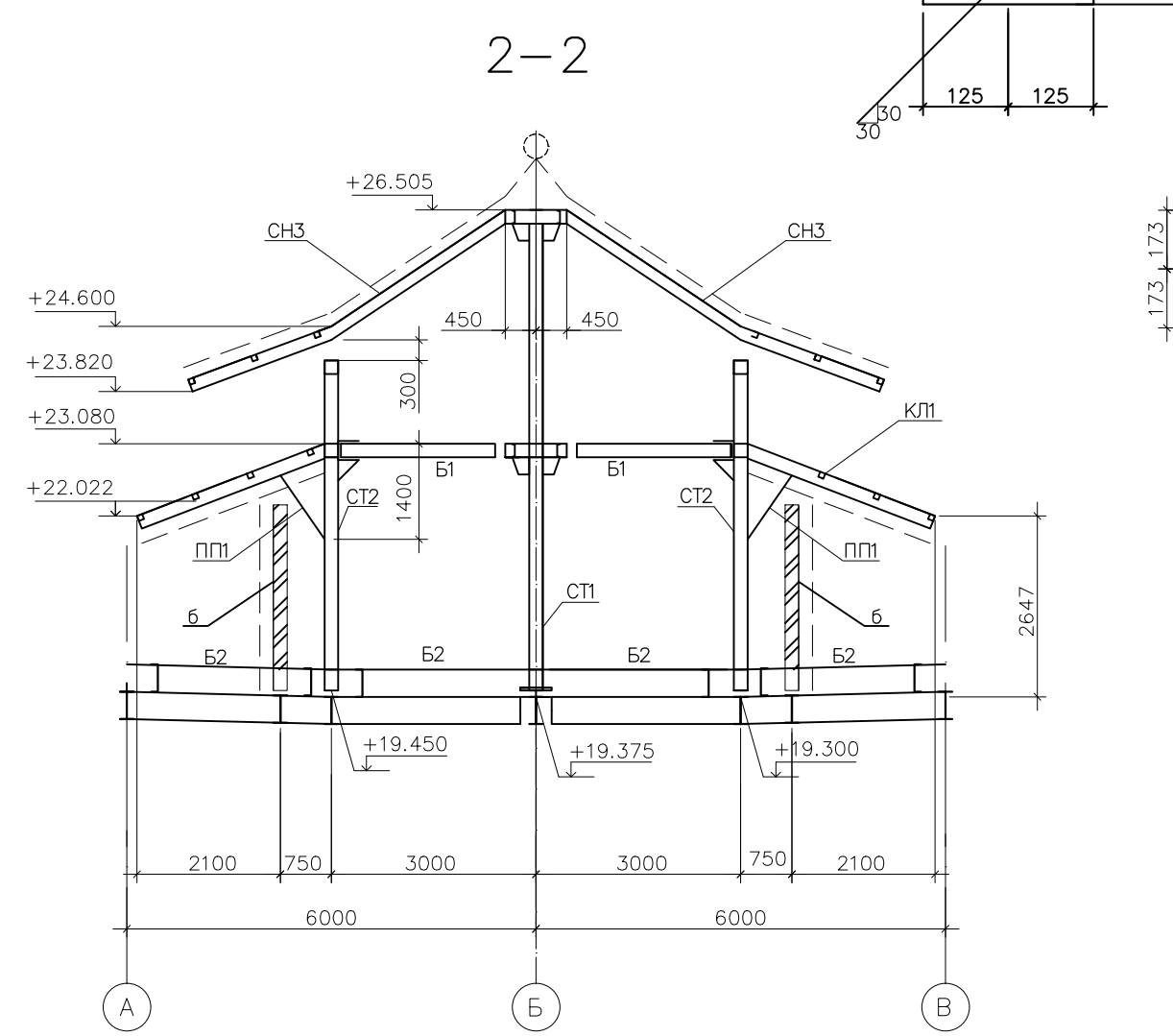
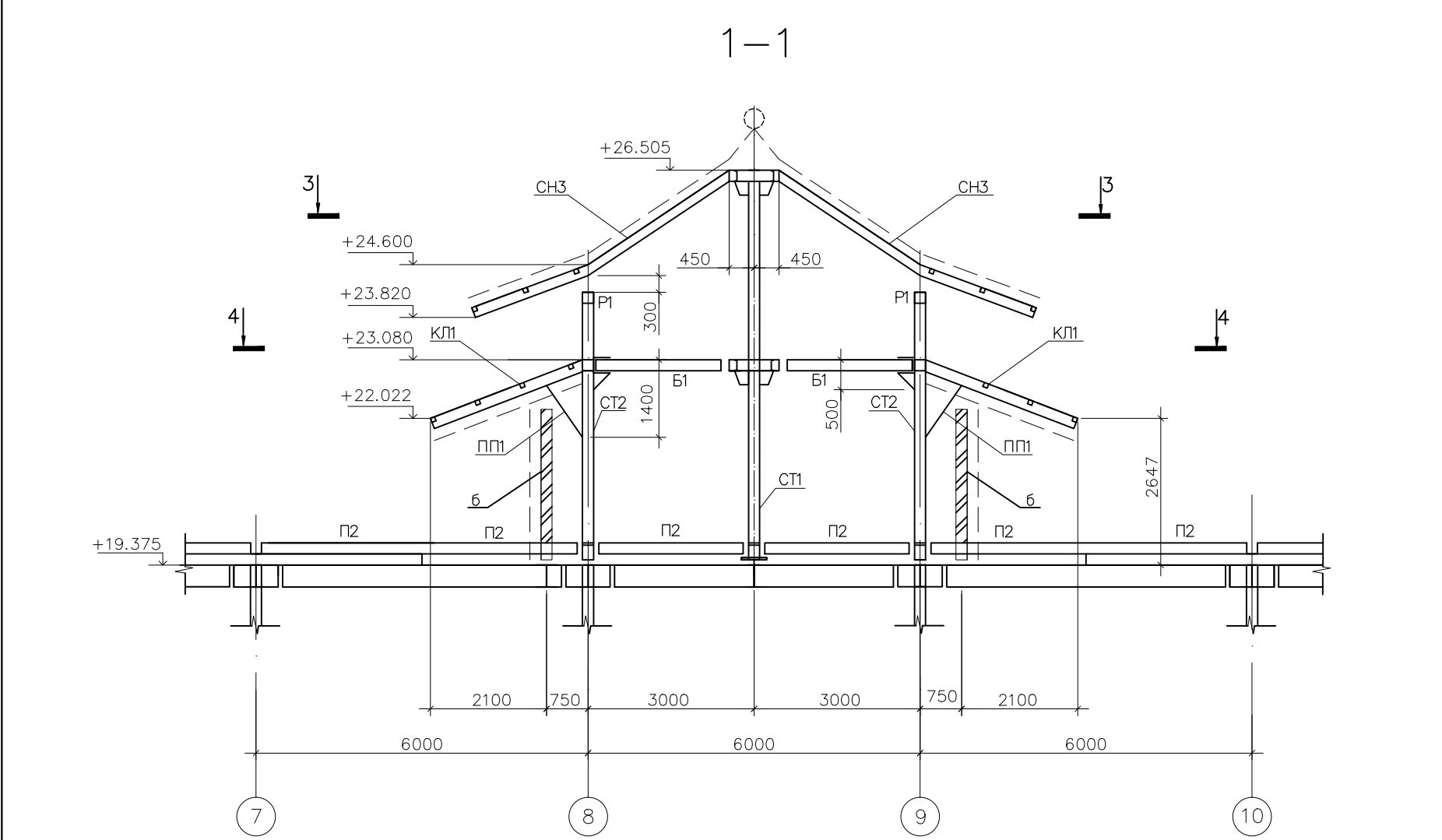
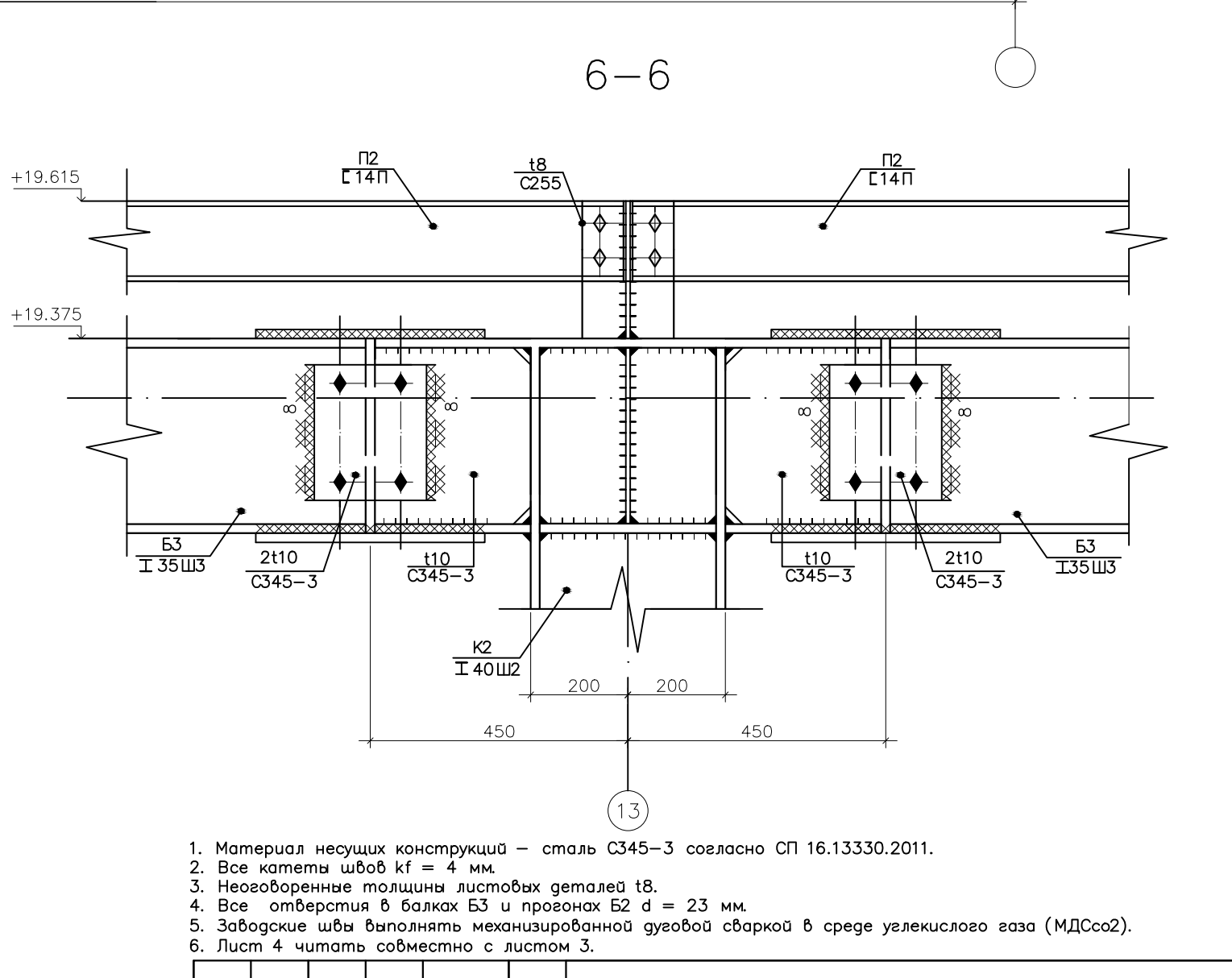
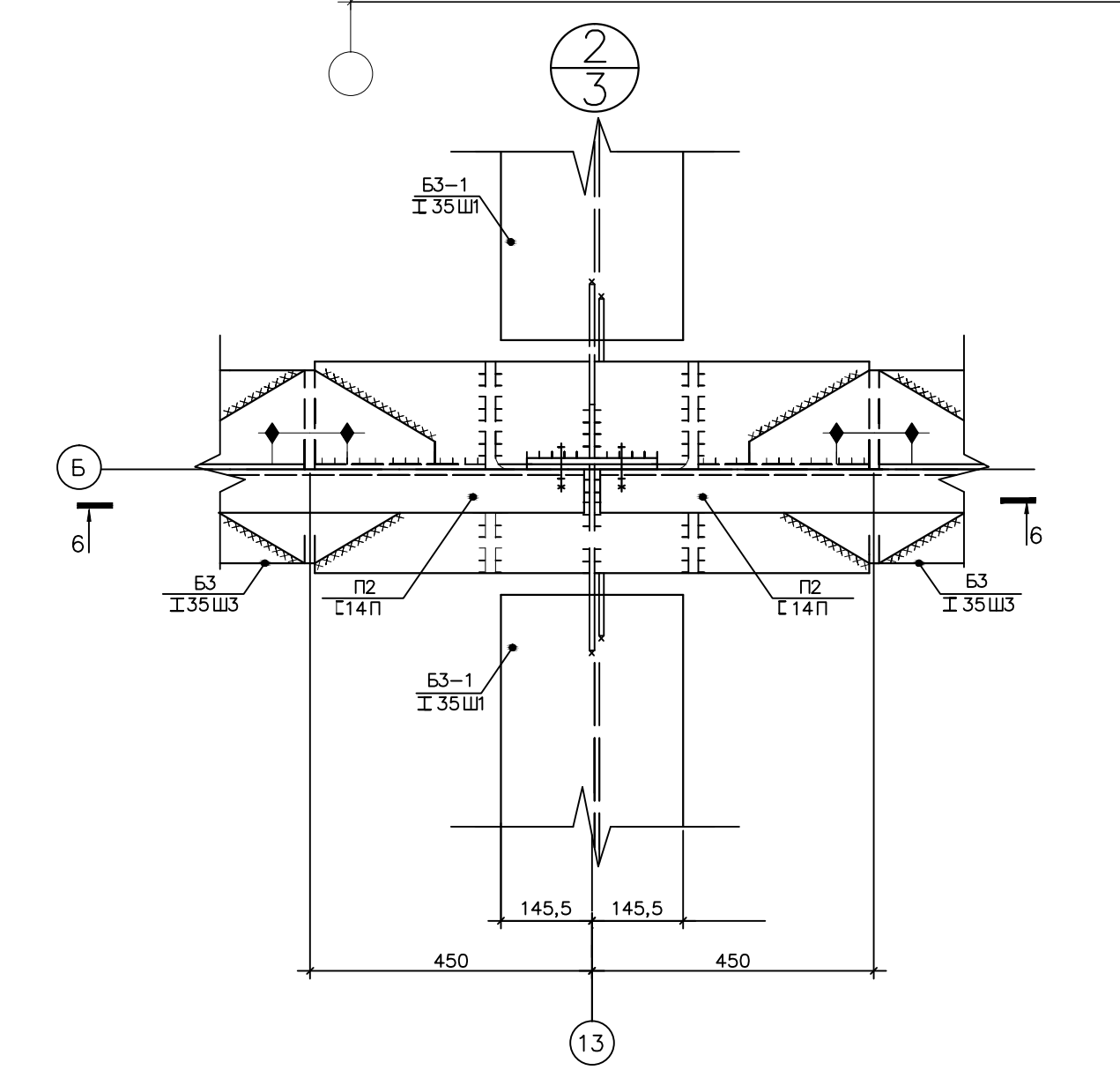
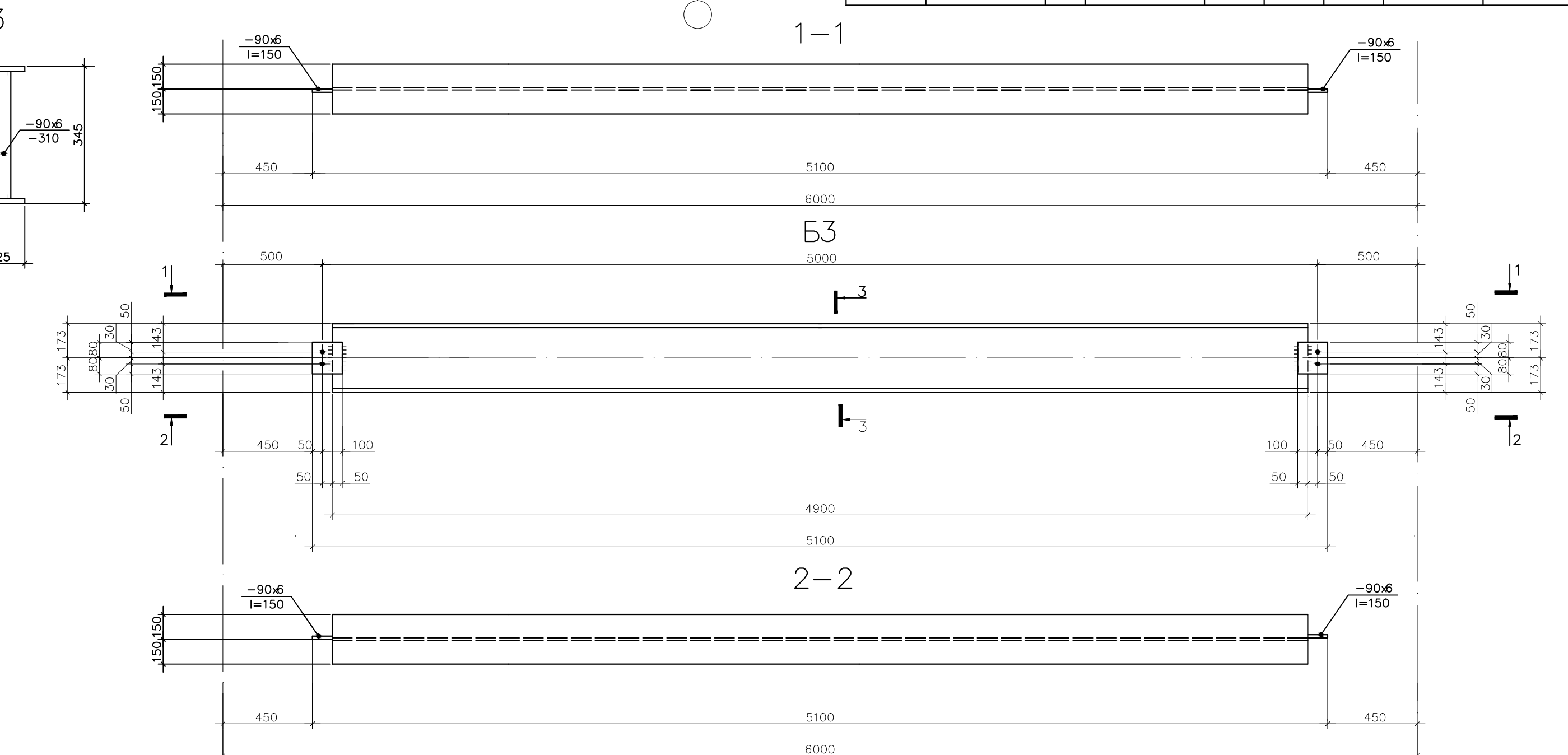
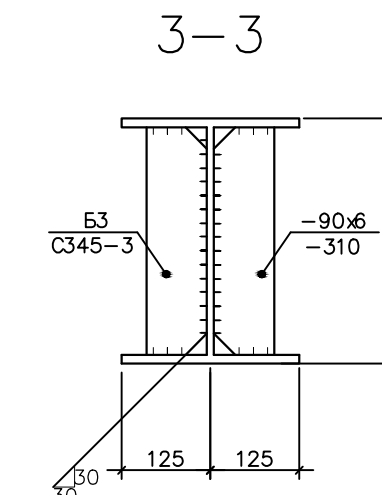
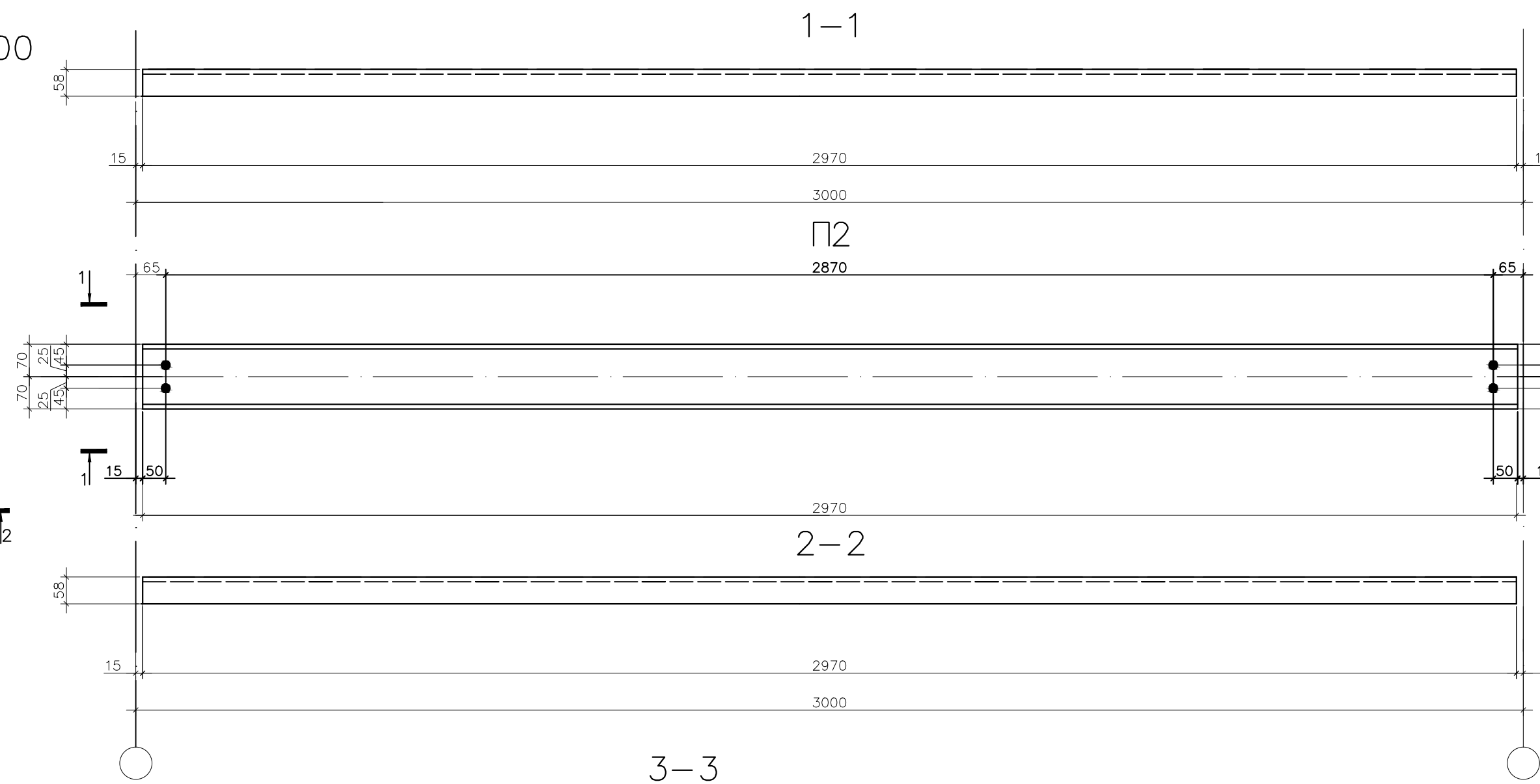
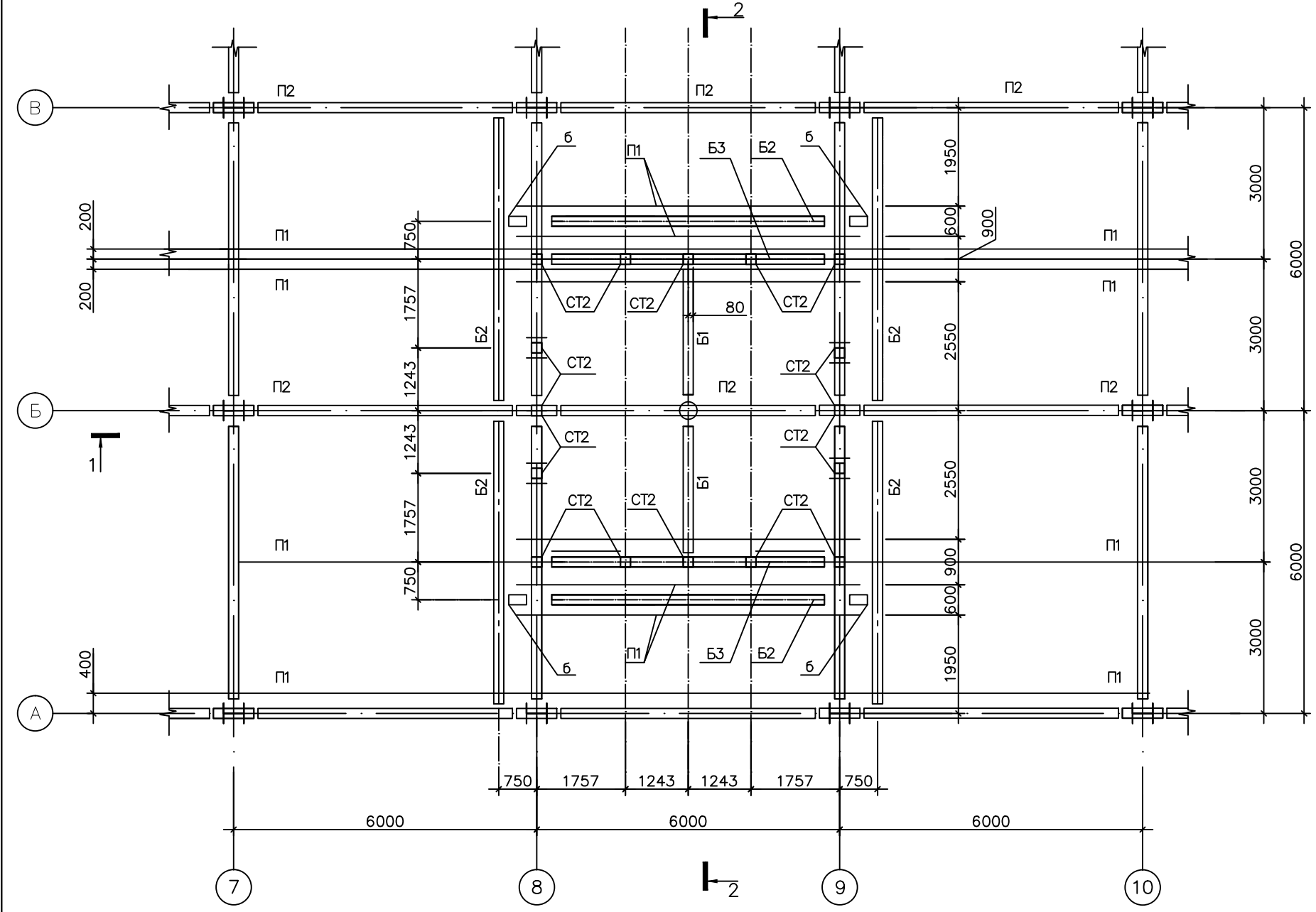
Марка элемента	Сечение			Усилия опорные			Наименование или марка материала	Примечание
	Эскиз	Поз.	Состав	A, кН	N, кН	M, кН·м		
K1	I		I 40K2				C345-3	
K2	I		I 40Ш2				C345-3	
B1	I						C345-3	
B1-1	I		I 40Ш1				C345-3	
B1-2	I						C345-3	
B2	I		I 40Б1				C345-3	
B3	I		I 35Ш3	28,65	42,98		C345-3	
B3-1	I		I 35Ш1				C345-3	
B3-2	I	1	I 35Ш1				C345-3	
		2	L125 x 8				C255	шаг 750
		3	t8				C255	шаг 750
B3-3	I	1	I 35Ш1				C345-3	
		2	L125 x 8				C255	шаг 750
		3	t8				C255	шаг 750
B4	I		I 30Б1				C345-3	
П1	C		C 24П				C345-3	
П2	C		C 14П	13,29	19,94		C345-3	
СВ1	□		□ 180 x 8				C345-3	
СВ2	□		□ 160 x 6				C345-3	
КВ1	I		I 35Ш1				C345-3	
СГ1	□		□ 120 x 6				C255	
КН1	□		□ 120 x 6				C255	



1. Все заводские соединения – сварные, монтажные – на сварке и болтах класса точности В.
2. Для болтовых соединений применять болты М20 нормальной точности по ГОСТ 7798-70\* класса прочности 5.6 с клеммами и маркировкой с дополнительными испытаниями на разрыв на косой шабле по ГОСТ 1759-87\*, гайки нормальной точности по ГОСТ 5915\*70\* класса прочности 4, шаблы по ГОСТ 11371-78\*.
3. Болты и гайки должны удовлетворять требованиям ГОСТ 1759.0-87\*, ГОСТ 1759.4-87\*, ГОСТ 1759.5-87\* шаблы ГОСТ 18123-82\*.
4. Под гайки и головки постоянных болтов необходимо установить шаблы.
5. После монтажа и выверки конструкций гайки в болтовых соединениях должны быть зафиксированы от самоотвинчивания постановкой контргаек. Выступающая за пределы контргаек часть стержня должна иметь не менее одной четкой резьбы.
6. Применяемые электроды для ручной сварки на монтаже должны соответствовать электродом типа Э50 по ГОСТ 9467-75\*.
7. Лист 3 читать совместно с лист 4.

БР-08.03.01.00.01 КМ			
ФГАУ ВО "Сибирский федеральный университет"			
Инженерно-строительный институт			
Изм.	Кол.уч.	Лист № док.	Попл. Дата
Разработана	Кожуркина Н.А.		
Консультант	Петухова И.Я.		
Руководитель	Петухова И.Я.		
Гостиница Президентского кадетского корпуса		Страница	Лист
г. Казань, Республика Татарстан		P	3
Схема расположения металлоконструкций типового этажа, схема расположения металлоконструкций покрытия на отм. +19.300, разрыв 1-1, разрыв 2-2, табл. 1, ведомость элементов.		СКУ/С	

Фрагмент А  
Схема расположения металлоконструкций башни на отм. +19.300



Ведомость элементов

Марка элемента	Сечение			Усилия опорные			Наименование или марка материала	Примечание
	Эскиз	Поз.	Состав	А, кН	N, кН	M, кН·м		
Б1	И		И 30Ш1				С345-3	
Б2	И		И 35Ш1				С345-3	
Б3	И		И 35Ш3		28,65	42,98	С345-3	
П1	С		С 24П				С345-3	
П2	С		С 14П		13,29	19,94	С345-3	
П3	В		В60 x 40 x 3				С255	
СН1	С						С345-3	
СН2	С		С 16П				С345-3	
СН3	С						С345-3	
КП1	С		С 16П				С345-3	
СВ1	□		□ 120 x 6				С255	
а	Г		Г 125 x 8				С345-3	
б	П		П 24П				С345-3	
Р1	□		□ 120 x 6				С255	
Б5	□		□ 160 x 6				С255	
Б4	С		С 16П				С345-3	
ПП1	□		□ 80 x 4				С255	
СТ2	□		□ 160 x 6				С345-3	
СП	О		Тр. О 325 x 8				09Г2с	

1. Материал несущих конструкций – сталь С345-3 согласно СП 16.13330.2011.  
 2. Все катеты швов К1 = 4 мм.  
 3. Неаэрирование поверхности листовых деталей 1В.  
 4. Все отверстия в балках Б3 и прогонах Б2 d = 23 мм.  
 5. Заводские швы выполнять механизированной дуговой сваркой в среде углекислого газа (МДСс2).  
 6. Лист 4 читать совместно с листом 3.

БР-08.03.01.00.01 КМ  
 ФГАУ ВО "Сибирский федеральный университет"  
 Инженерно-строительный институт

Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подп.	Дата	Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Казань, Республика Татарстан	Страница	Лист	Листов
Разработана				Кожуркина Н.А.			Р	4	
Консультант				Петухова И.Я.					
Руководитель				Петухова И.Я.					
Инженер				Петухова И.Я.					
Заб.карьером				Дворщик С.В.					СКУС

Фрагмент А. Схема расположения металлоконструкций башни на отм.+19.300, разрезы 1-1, разрезы 2-2, разрез 3-3, разрез 4-4, лист 2, Б3, П2, ведомость элементов

## СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	5
1 Архитектурно – строительный раздел.....	6
1.1 Характеристика объекта строительства.....	7
1.2 Климатическая характеристика места строительства.....	7
1.3 Объемно – планировочное решение.....	8
1.4 Теплотехнический расчет.....	9
1.4.1 Теплотехнический расчет стены.....	9
1.4.2 Теплотехнический расчет стены.....	12
2 Расчетно – конструктивный раздел .....	15
2.1 Конструктивное решение каркаса здания.....	16
2.2 Расчет прогона покрытия П2.....	17
2.2.1 Исходные данные.....	17
2.2.2 Определение нагрузок и расчетных усилий в прогоне.....	17
2.2.3 Статический расчет прогона.....	20
2.2.4 Конструктивный расчет прогона.....	21
2.2.5 Проверка общей устойчивости прогона.....	22
2.2.6 Проверка местной устойчивости прогона.....	22
2.2.7 Проверка жесткости прогона.....	22
2.3 Расчет балки покрытия БЗ.....	23
2.3.1 Исходные данные.....	23
2.3.2 Определение нагрузок и расчетных усилий в балке .....	23
2.3.3 Статический расчет балки.....	26
2.3.4 Конструктивный расчет балки.....	27
2.3.5 Проверка общей устойчивости балки.....	28
2.3.6 Проверка местной устойчивости балки.....	29
2.3.7 Проверка жесткости балки.....	29
3 Проектирование фундаментов.....	31
3.1 Оценка инженерно – геологических условий площадки строительства .....	32
3.2 Расчет фундамента неглубокого заложения.....	34
3.2.1 Определение глубины заложения фундамента.....	34
3.2.2 Определение предварительных размеров подошвы фундамента .....	34
3.2.3 Определение расчетного сопротивления грунта основания.....	36
3.2.4 Приведение нагрузок к подошве фундамента.....	37
3.2.5 Определение давлений на грунт.....	38
3.2.6 Расчет осадки грунтов основания.....	39
3.2.7 Проверка слабого подстилающего слоя.....	41

					БР – 08.03.01.00.01 ПЗ			
Изм.	Лист	№ документа	Подп.	Дата	Гостиница Президентского кадетского корпуса в г.Кызыл, республика Тыва.	Стадия	Лист	Листов
Разработал	Кокорина Н.А.					Р	2	
Руководитель	Петухова И.Я.					СКиУС		
Н. Контроль	Петухова И.Я.							
Зав. кафедрой	Деордиев С.В.							

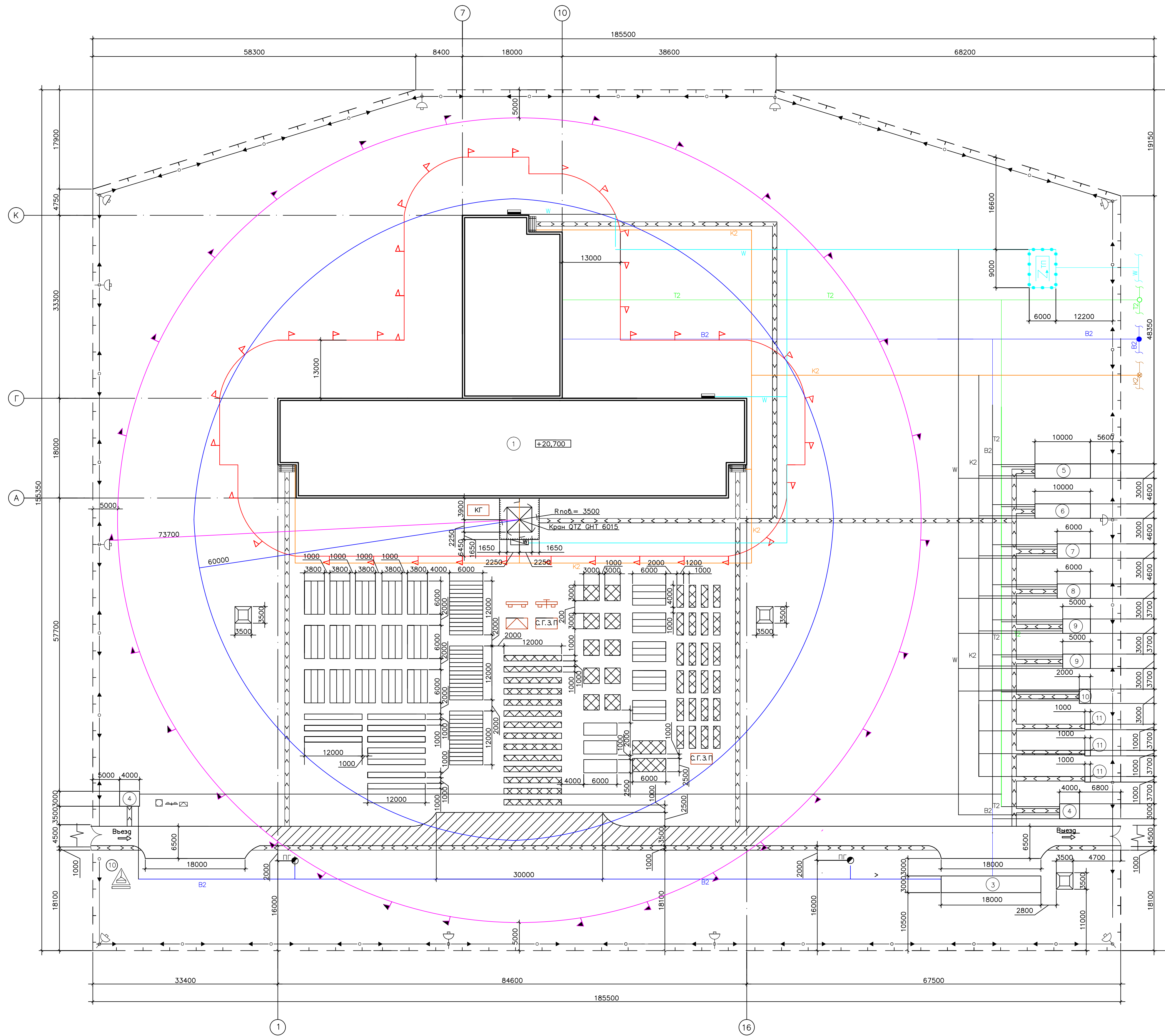
3.2.8	Конструирование фундамента.....	42
3.2.9	Расчет плитной части фундамента на продавливание колонной .....	42
3.2.10	Расчет армирования плитной части фундамента.....	45
3.2.11	Подсчет объемов работ и стоимости.....	47
3.3	Проектирование свайного фундамента.....	48
3.3.1	Выбор глубины заложения ростверка и длины свай.....	48
3.3.2	Определение несущей способности свай.....	48
3.3.3	Определение количества свай в фундаменте.....	49
3.3.4	Приведение нагрузок к подошве фундамента.....	50
3.3.5	Определение нагрузок на свай и проверка несущей способности.....	51
3.3.6	Конструирование ростверка.....	52
3.3.7	Расчет на продавливание угловой сваей.....	54
3.3.8	Расчет плиты ростверка на изгиб.....	54
3.3.9	Выбор сваебойного оборудования и расчет отказов.....	56
3.3.10	Подсчет объемов и стоимости.....	57
3.4	Выбор оптимального варианта фундамента.....	58
4	Технология строительного производства.....	59
4.1	Область применения.....	60
4.2	Выбор монтажного крана для возведения каркаса здания.....	60
4.3	Организация и технология выполнения работ.....	61
4.3.1	Подготовительные работы.....	62
4.3.2	Работы по монтажу металлического каркаса здания.....	63
4.3.3	Заключительные работы.....	65
4.4	Требования к качеству работ.....	65
4.5	Потребность в материально – технических ресурсах.....	67
4.6	Техника безопасности и охраны труда.....	68
4.7	Мероприятия по охране труда.....	70
5	Организация строительного производства.....	72
5.1	Проектирование объектного строительного генерального плана на период возведения надземной части здания.....	73
5.2	Определение продолжительности строительства.....	73
5.3	Подбор крана.....	73
5.4	Определение привязок башенного крана.....	74
5.5	Определение зон действия крана.....	75
5.6	Проектирование складского хозяйства.....	75
5.7	Проектирование временных проездов и автодорог.....	77
5.8	Проектирование бытовых городков.....	78
5.9	Водоснабжение строительной площадки.....	79
5.10	Расчет электроснабжения строительной площадки.....	82
5.11	Мероприятия на строительной площадке по технике безопасности, противопожарной безопасности, производственной санитарии, охране окружающей среды.....	83

5.12	Организация службы геодезического и лабораторного контроля.....	86
5.13	Требования, которые должны быть учтены в рабочей документации в связи с принятыми методами возведения строительных конструкций и монтажа оборудования.....	87
6	Экономика строительства.....	88
6.1	Социально – экономическое обоснование реализации проекта строительства .....	89
6.2	Расчет стоимости возведения объекта строительства по НЦС.....	91
6.2.1	Пояснительная записка к расчету стоимости возведения объекта строительства.....	91
6.2.2	Анализ стоимости возведения объекта по НЦС.....	96
6.3	Определение стоимости работ на монтаж металлического каркаса здания.....	97
6.3.1	Пояснительная записка к локальному сметному расчету на монтаж металлического каркаса здания.....	97
6.3.2	Анализ локального сметного расчета на монтаж металлического каркаса здания.....	97
	Заключение.....	99
	Список использованных источников.....	100
	Приложение А – локальный сметный расчет	

						БР – 08.03.01.00.01 ПЗ	Лист
Изм.	Лист	Кол.уч	№ докум.	Подпись	Дата		



Строительный генеральный план на возведение надземной части здания



Условные обозначения

	Линия границы монтажной зоны
	Зона обслуживания краном
	Линия границы опасной зоны работы крана
	Направление движения автотранспорта
	Участок дороги в опасной зоне крана
	Временное сооружение, бытовое помещение
	Возводимое здание
	Ограждение строительной площадки без козырька
	Временная пешеходная дорога
	Ворота
	Знак ограничения скорости на повороте
	Знак ограничения скорости на прямом участке
	Въездной стелен с транспортной схемой
	Знак предупреждающий о работе крана, с поясняющей надписью
	Пржекторная вышка
	Временная воздушная ЛЭП
	Трансформаторная подстанция
	Постоянная сеть и смотровые колодцы
	Постоянная сеть канализации и колодцы
	Постоянная теплотрасса
	Пожарный гидрант
	Набес над входом в здание
	Место хранения грузозахватных приспособлений и тары
	Место для первичных средств пожаротушения
	Стенд со схемами строповки и таблицей масс грузов
	Мусоросборник
	Шкаф электропитания крана
	Сетки

Технико-экономические показатели

Наименование	Ед. изм.	Кол-во
Протяженность временных дорог	км	0,72
Протяженность инженерных коммуникаций	км	3,54
Протяженность ограждения строительной площадки	м	651,70
Общая площадь строительной площадки	м <sup>2</sup>	28817,43
Площадь возводимых постоянных зданий и сооружений	м <sup>2</sup>	1522,8
Площадь временных зданий и складов	м <sup>2</sup>	698,34
% использования строительной площадки	%	53,45

Экспликация зданий и сооружений

Наименование	Объем		Размеры в плане, мм	Тип, марка или краткое описание
	Ед. изм.	Кол-во		
1. Возводимое 5-ти этажное здание	шт.	1	84600 x 51300	
3. Пункт мойки колес	шт.	1	18000 x 3000	
4. КПП	шт.	2	3000 x 4000	Инвентарное
5. Проробская	шт.	1	10000 x 3000	Инвентарное
6. Гардеробная	шт.	1	10000 x 3000	Инвентарное
7. Столовая	шт.	1	6000 x 3000	Инвентарное
8. Сушильная	шт.	1	6000 x 3000	Инвентарное
9. Душевая	шт.	2	5000 x 3000	Инвентарное
10. Умывальная	шт.	1	2000 x 3000	Инвентарное
11. Туалет	шт.	3	1000 x 1000	Инвентарное

БР-08.03.01.00.01 ОС					
ФГАУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол-во	Лист	№ док.	Погр.	Дата
Разработал	Какорина Н.А.				
Консультант	Петрова С.Ю.				
Руководитель	Петухова И.Я.				
Н. контроль	Петухова И.Я.				
Заб. кафедра	Дворниев С.В.				
Гостиница Президентского кадетского корпуса в г. Кызыл, республика Тува			Страница	Лист	Листов
Объектный строивенплан на возведение надземной части здания			Р	8	
			СКУС		

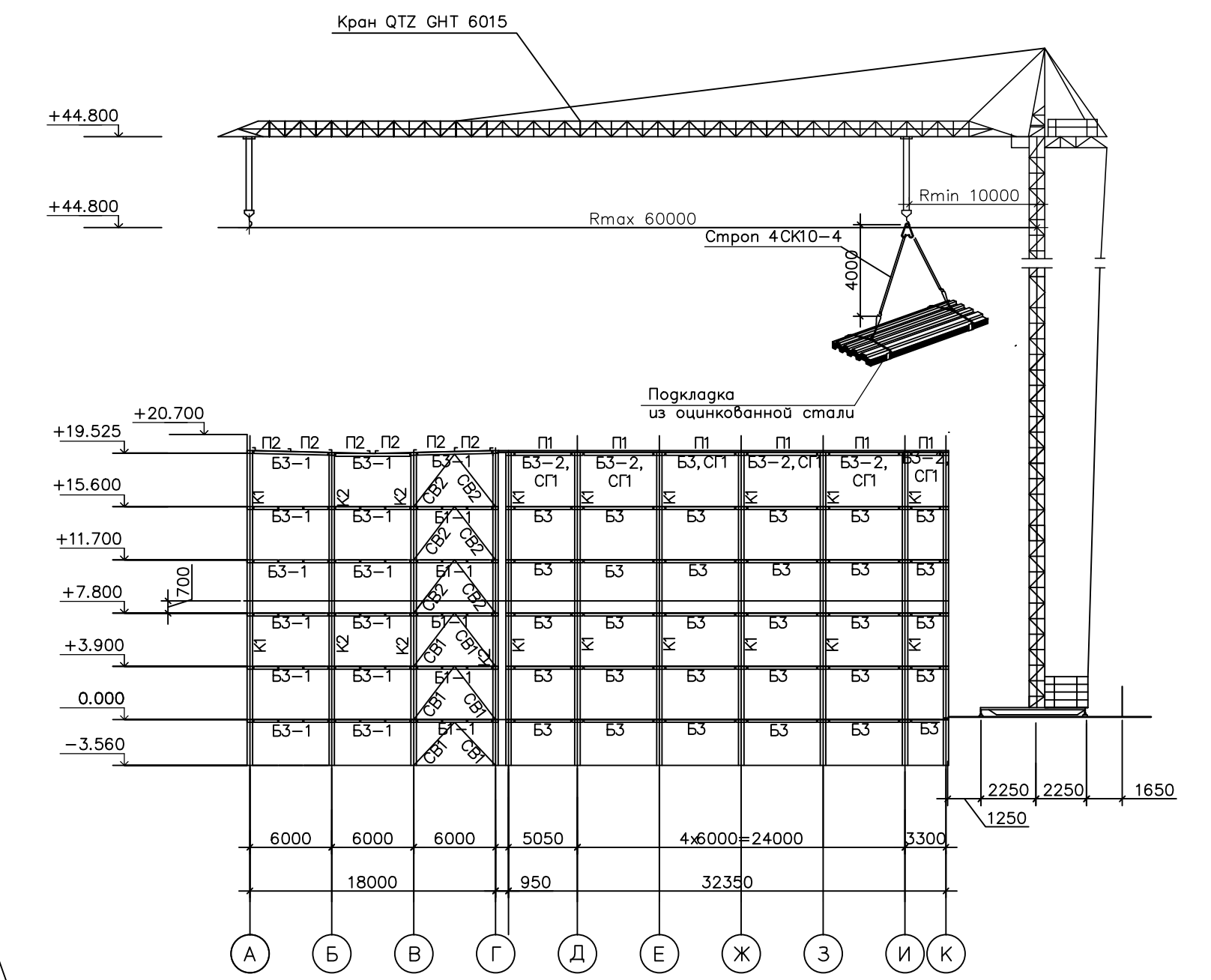
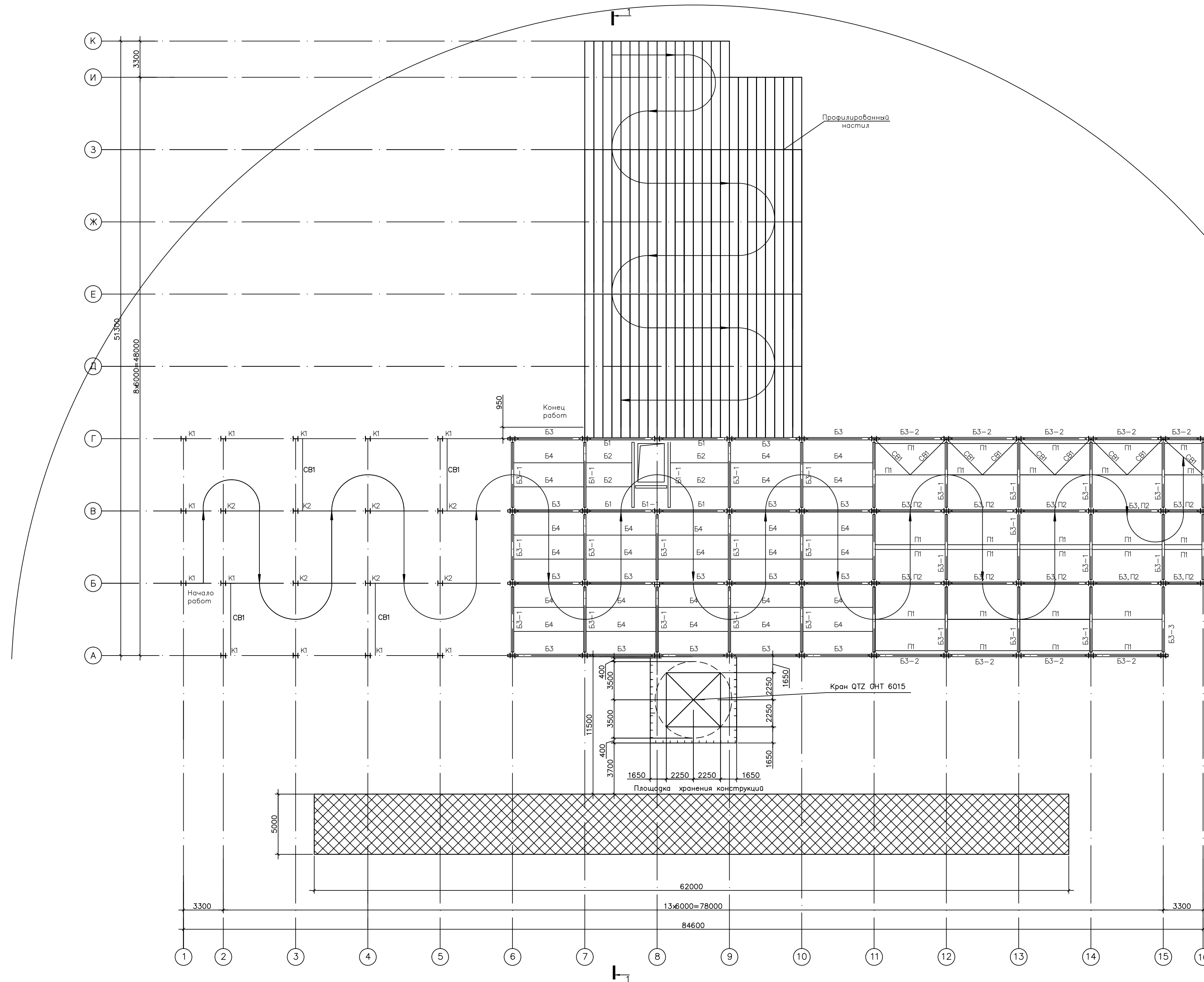
СОЗДАНО УЧЕБНОЙ ВЕРСИЕЙ ПРОДУКТА AUTODESK

СОЗДАНО УЧЕБНОЙ ВЕРСИЕЙ ПРОДУКТА AUTODESK



Схема производства работ

1-1



Временное крепление колонн расчалками

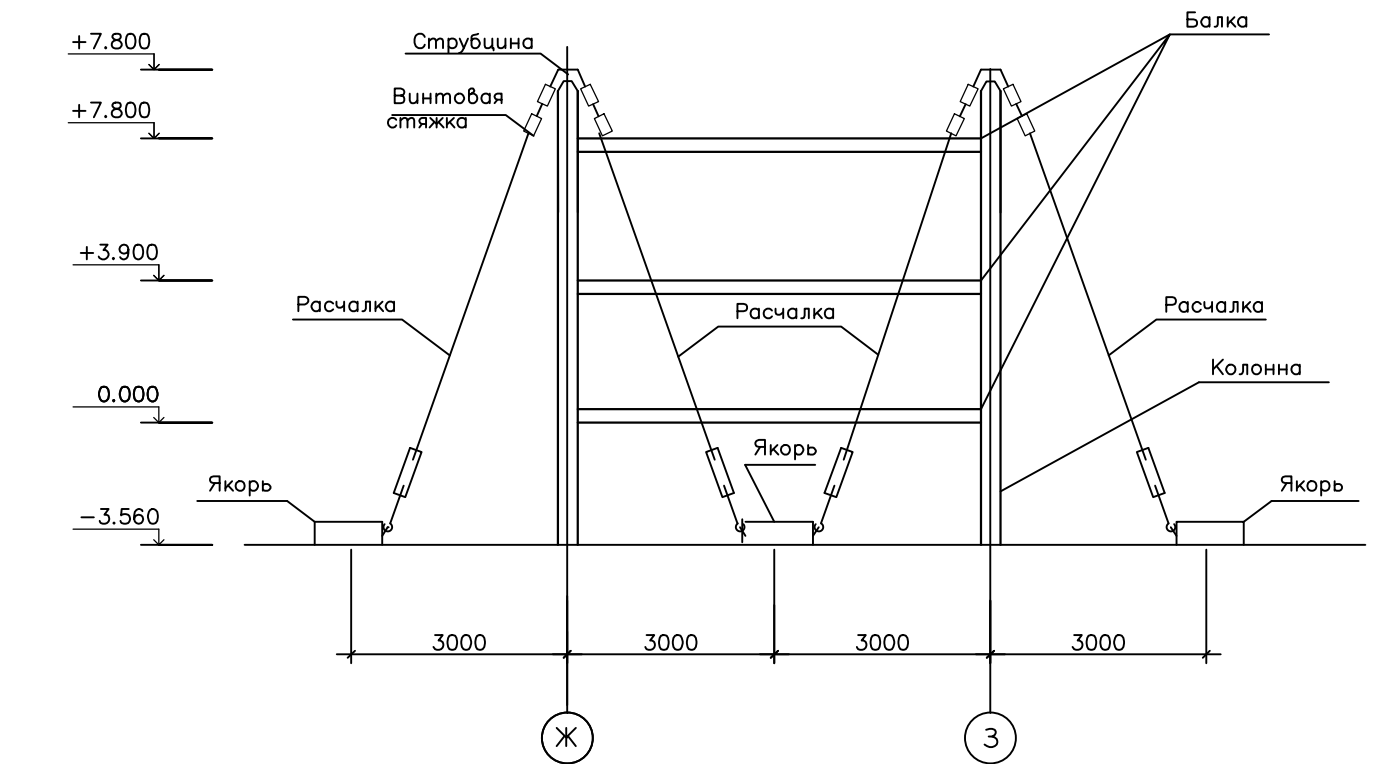


Схема строповки связи

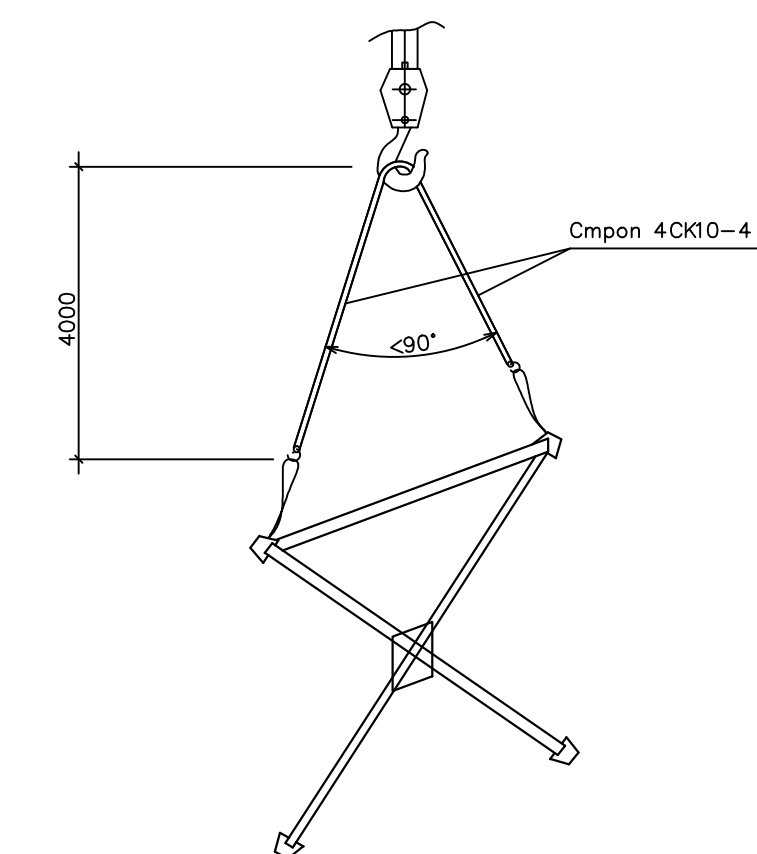


Схема строповки колонны

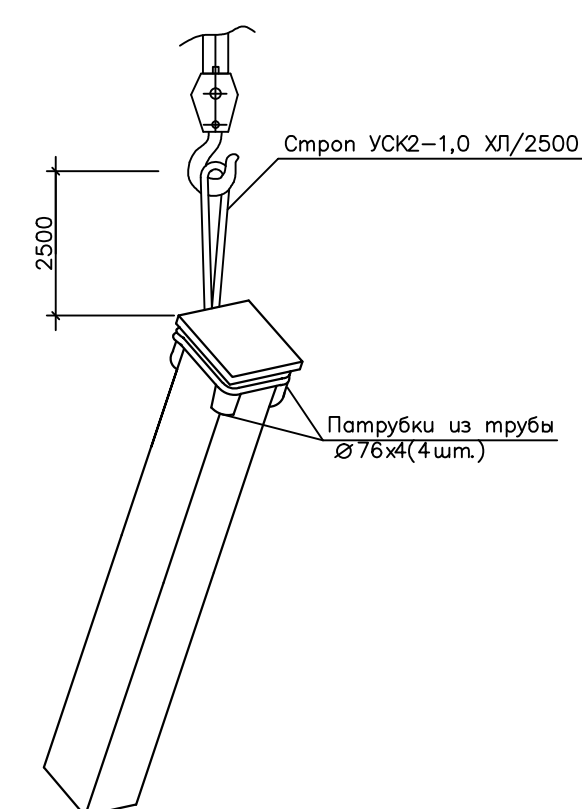


Схема строповки балки

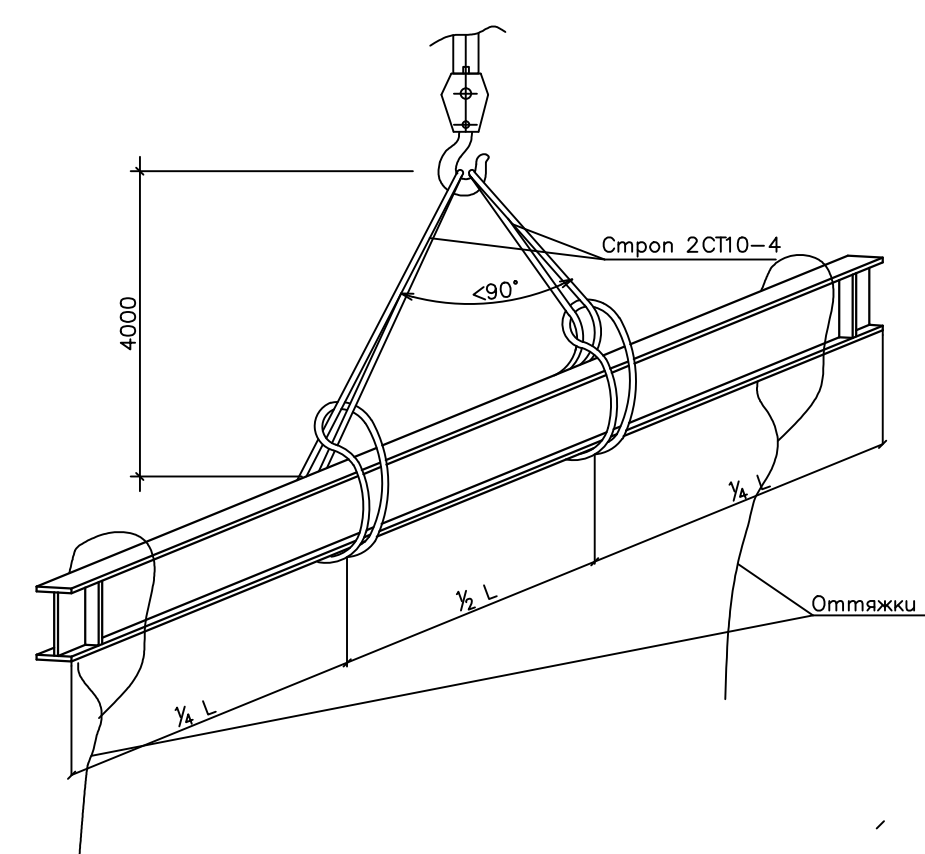


Схема строповки прогона

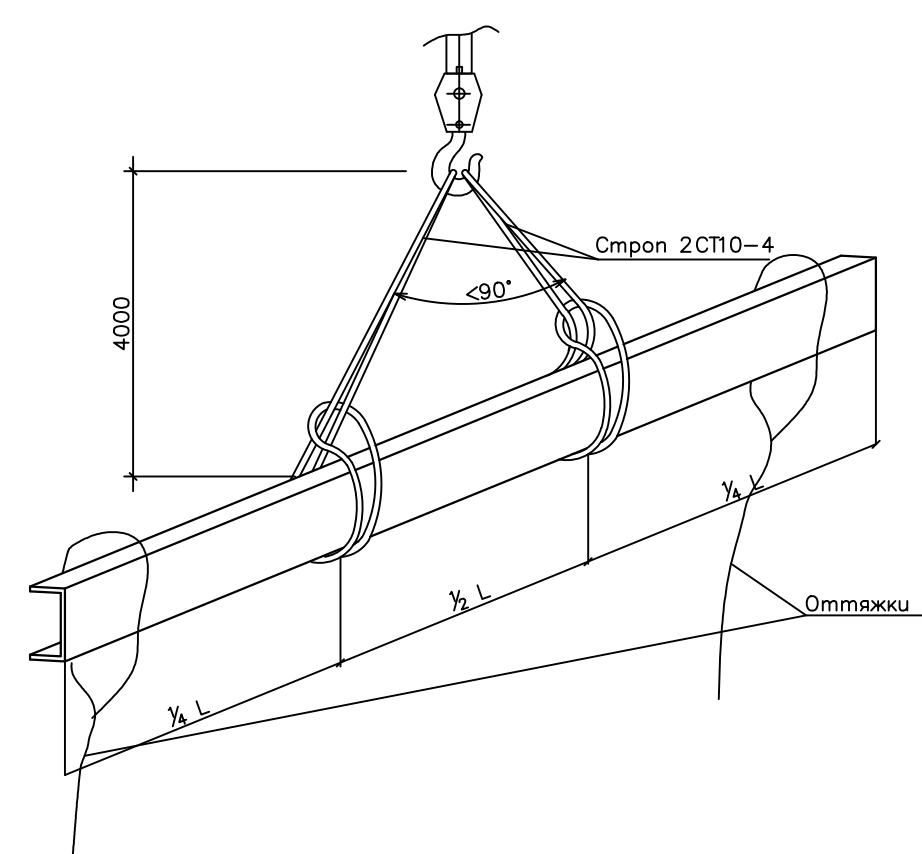
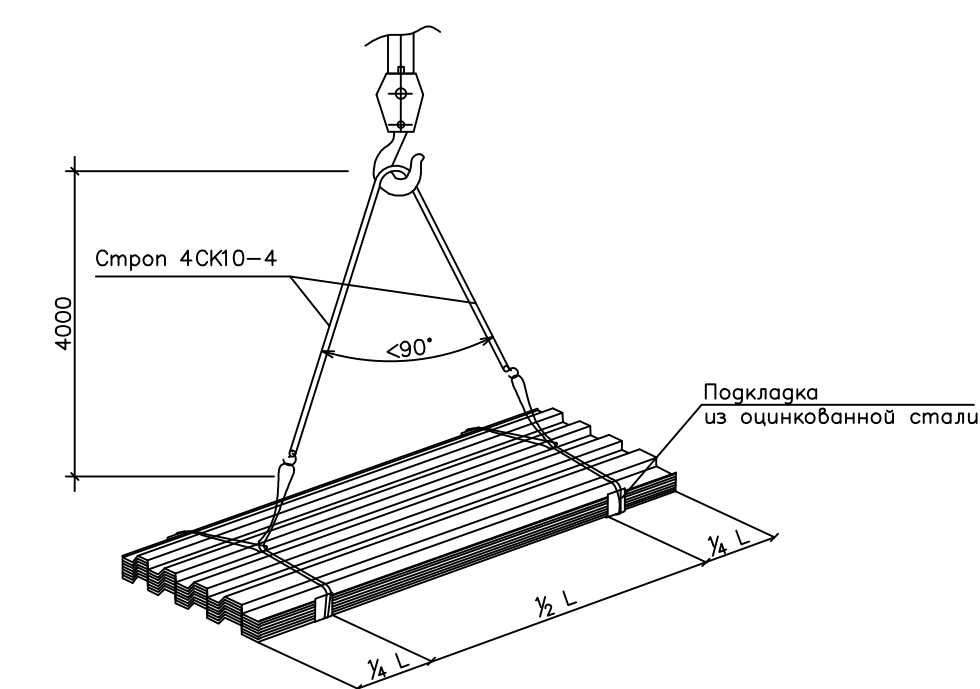


Схема строповки профнастила



БР-08.03.01.00.01 ТК					
ФГАОУ ВО "Сибирский федеральный университет" Инженерно-строительный институт					
Изм.	Кол.уч.	Лист № док.	Полн.	Дата	Страница
Разработал	Какирина Н.А.				Листов
Консультант	Петрова С.О.				Р
Руководитель	Петухова И.Я.				6
И.контр.	Петухова И.Я.				СКУС
Зав.кафедрой	Девяцкий С.В.				
Технологическая карта на монтаж металлического каркаса, схема производства работ					

