

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждаю:
Зав. кафедрой

_____ подпись, инициалы, фамилия

“ ” 20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

К ВЫПУСКНОЙ КВАЛИФИКАЦИОННОЙ РАБОТЕ БАКАЛАВРА ПО
НАПРАВЛЕНИЮ ПОДГОТОВКИ 08.03.01 «СТРОИТЕЛЬСТВО»
НАПРАВЛЕННОСТЬ «ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Тема ВКР Цех по производству и сборке деревян-
ной корпусной мебели размерами в плане
30x60м в г. Кашенке Пензенской области.

Автор ВКР Баранова Александра Александровна

Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-130898-17 Группа Ст 1-42

Руководитель ВКР Арискин Максим Васильевич

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Тухов Ю.М.

расчетно-конструктивный Арискин М.В.

основания и фундаменты Тухов В.С.

технологии и организации строительства Агафонкина Н.В.

экономики строительства Сафьянов А.М.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Рауживина Р.П.

НИР Арискин М.В.

Нормоконтроль Арискин М.В.

ПЕНЗА 2017 г.

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
_____ 20 ____ г.

ЗАДАНИЕ

на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность «Промышленное и гражданское строительство»

Автор ВКР Баранова Александра Александровна

Группа СТ-42

Тема ВКР цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60м в г. Камешке Пензенской области

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Тузков Ю.М.

расчетно-конструктивный раздел Арискин М.В.

основания и фундаменты Тузков В.С.

технология и организация строительства Мафренкина Н.В.

экономика строительства Сарьянов А.М.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Ражибина Т.П.

НИР Арискин М.В.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Камешка Пензенская область

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
промышленное здание

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

1. Архитектурно-строительная часть должна быть представлена следующими проектными материалами:

- объемно-планировочное и конструктивное решение;
- генплан 1-500, 1-1000;
- планы неповторяющихся этажей М 1-100, 1-200;
- поперечный и продольный разрезы М 1-100, 1-200;
- фасады М 1-100, 1-200;
- план фундаментов М 1-200, 1-400; конструктивные детали и сечения фундаментов М 1-10, 1-20, 1-50;
- план кровли М 1-400, 1-800;
- технико-экономические показатели.

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

- выбора типа, материала и конструктивной схемы здания или сооружения;
- расчета конструкций и основания;
- составления рабочих чертежей со спецификациями;
- оформления пояснительной записки.

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

- стройгенплан на стадии возведения подземной или надземной части здания;
- технологические карты на ведущие строительные процессы;

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

- ведомость укрупненной номенклатуры работ на общестроительные работы на проектируемый объект;
- календарный план с графиками потока основных ресурсов (рабочих, капиталовложений, грузов), интегральным графиком капиталовложений и технико-экономическими показателями;

5. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с _____ по _____ 20____ г.

Объем ВКР: чертежей 8-10 листов, пояснительной записки от 60 до 100 страниц.

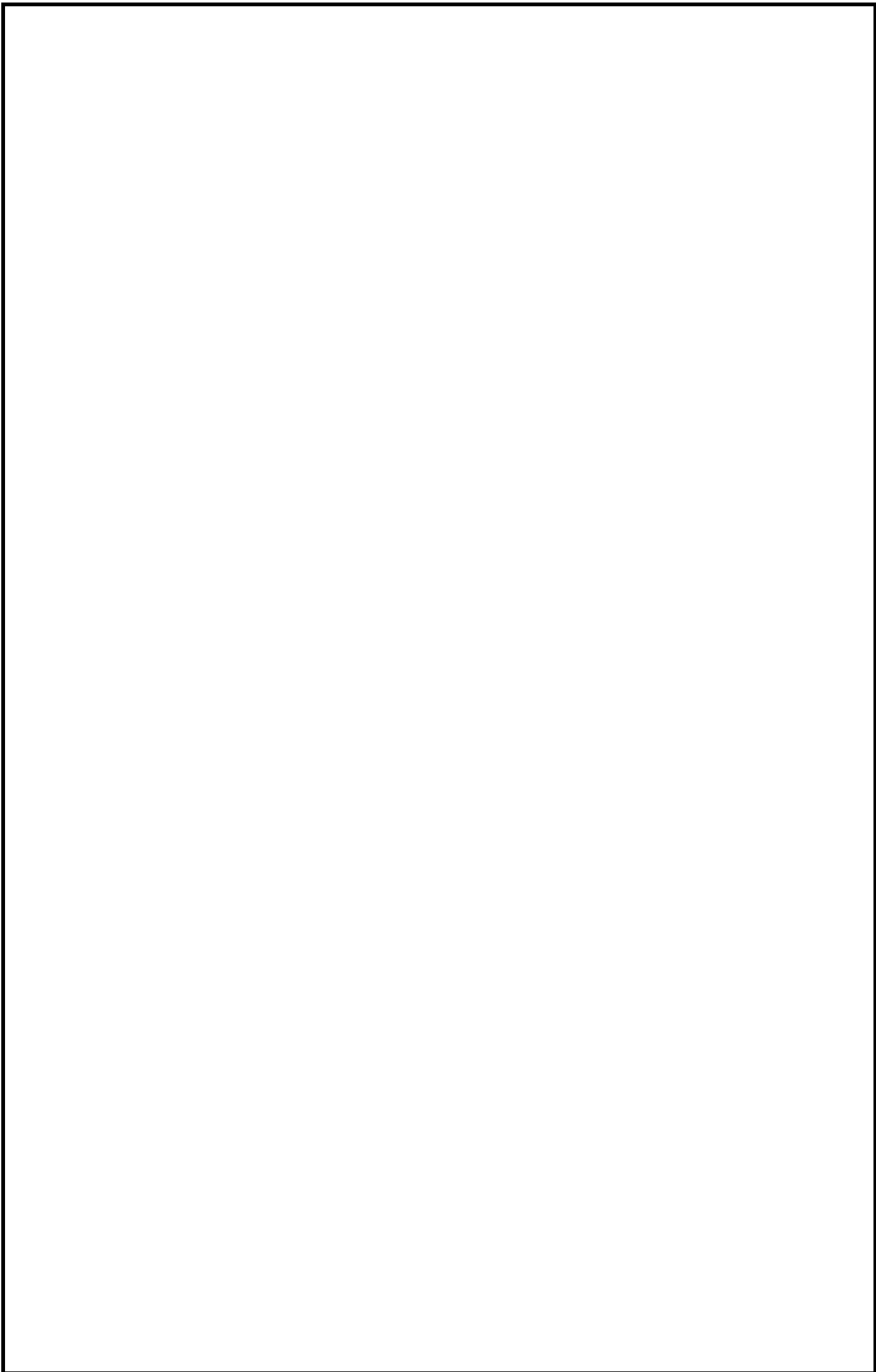
Законченная ВКР с пояснительной запиской, подписанной консультантами и руководителем, представляется на кафедру для окончательного решения и допуска к защите.

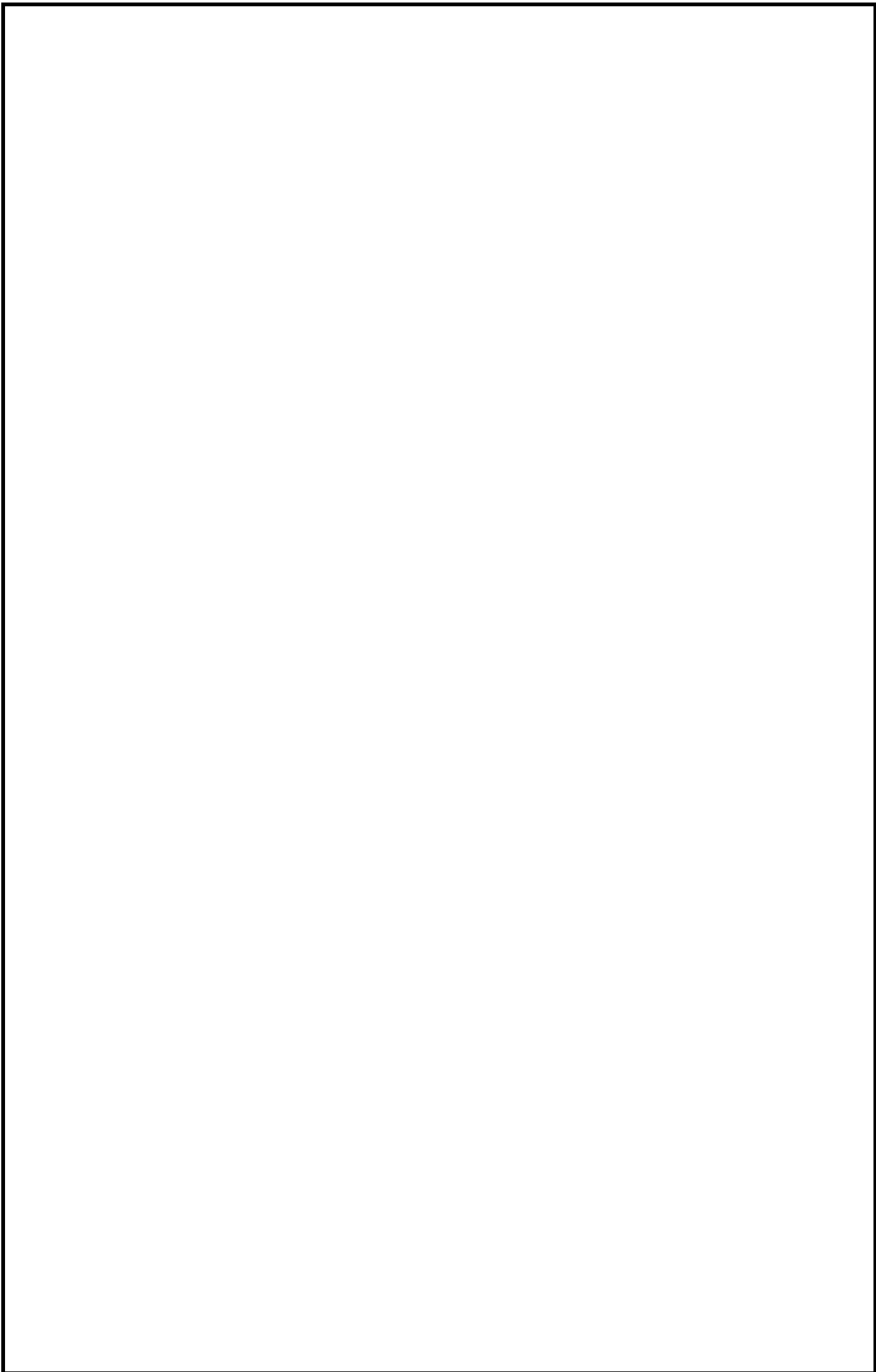
Дата выдачи « » _____ 20____ года.

Руководитель ВКР _____

Содержание	
1. Введение	5
2. Архитектурно-строительная часть	6
2.1 Описание объекта строительства	7
2.2 Краткое описание технологического процесса	8
2.3 Организация земельного участка	10
2.4 Объемно-планировочное решение	12
2.5 Расчет санитарно-бытовых и административных помещений	13
2.6 Теплотехнический расчет	15
2.7 Конструктивное решение	18
Список литературы	21
3. Расчетно-конструктивная часть	22
3.1 Балка покрытия БДР-18	23
3.1.1 Сбор нагрузок на балку покрытия БДР-18	23
3.1.2 Определение усилий в сечении балки покрытия БДР-18	24
3.1.3 Расчет балки покрытия БДР-18	25
3.2 Расчет колонны	39
3.2.1 Определение нагрузок на колонну осях 7-Б	39
3.2.2 Определение усилий в колонне	43
3.2.3 Расчет продольной арматуры в колонне	48
3.2.4 Конструирование продольной и поперечной арматуры и расчет покрытия	51
3.3 Проектирование ребристой плиты покрытия	52
Список литературы	67
4.1 Сбор нагрузок на фундамент	69
4.2 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства	71
4.3 Расчет фундамента мелкого заложения	74
4.4 Расчет фундамента мелкого заложения на песчаной подушке	78
4.5 Расчет свайного фундамента под колонну	81
Список литературы	88
5.1 ТСП	90
5.2 Подготовка строительного производства	90
5.3 Земельные работы	91
5.4 Устройство фундаментов	92
5.5 Устройство покрытия чистых полов	92
5.6 Отделочные работы	93
5.7 Устройство кровель из рулонных материалов.	95
5.8 Календарное планирование	97
5.9 ТЭП календарного плана	98
5.10 Объектный стройгенплан	99
5.11 Выбор крана, транспортных средств	100
5.12 Расчет временных зданий и сооружений	105
5.13 Расчет складских помещений и площадок	107
5.14 Определение потребность в воде и электроэнергии	108
5.15 Расчет ТЭП стройгенплана	113
6. Раздел экономики строительства	114
6.1 Определение сметной стоимости объекта	115
6.2 Объектная смета	115

6.3	Сводный сметный расчет стоимости строительства	124
6.4	Объемно планировочная характеристика объекта	131
6.5	Технико-экономические показатели строительства	131
	Список литературы	132
7.	Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности	133
8.	Научно исследовательская работа	140





1.ВВЕДЕНИЕ

Промышленное здание существенно отличается от жилых и общественных зданий, как по внешнему облику, так и по конструктивному решению, что обуславливается производственно - технологическими требованиями. Характеристики для этих зданий являются относительно крупные по площади помещения, в ряде случаев наличие устройств и конструктивных элементов для крепления и движения подвесных и опорных кранов, построек на покрытиях в виде световых и аэрационных фонарей и ряд других особенностей, например, повышенная влажность, значительные тепловые выделения и др.

Весьма существенное влияние на архитектурно- строительное решение производственных зданий оказывает их этажность. Различают два основных вида производственных зданий: одноэтажные и многоэтажные, причем в промышленном строительстве преобладают пока одноэтажные. Их, как правило, сооружают в том случае, если используется тяжелое технологическое оборудование, требующее значительных пролетов и вызывающие соответствующие динамические нагрузки при больших габаритах и массе выпускаемой продукции в производствах, основной технологический процесс, который протекает по горизонтали.

Одноэтажные производственные здания проектируются как с фонарями, так и без них. Они могут быть одно- и многоэтажными, последние значительно чаще.

Одноэтажные производственные здания строят чаще всего каркасными.

Ине. № подп	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	
Ине. № подп	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

5

2.2.КРАТКОЕ ОПИСАНИЕ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА.

В основу технологического процесса положено изготовление корпусной мебели из ДСП, ДВП, МДФ, с применением стекла, пластика и зеркал.

Состав, компоновка, оснащение технологическим оборудованием и штаты цеха позволяют обеспечить выполнение заданной программы по производству и сборке как в полностью автоматическом режиме, так и с применением ручного труда. Результатом сложных манипуляций на современных станках, а так же труда рабочих, является появление уникального, сделанного на заказ изделия, либо выпуск целой серии корпусной мебели.

Внутрицеховая перевозка сырья, а так же готовой продукции, производится при помощи погрузчиков. Для удобства перемещения тяжелых грузов и оборудования имеется мостовой кран грузоподъемностью 5т.

Технологический процесс изготовления мебели начинается с раскроя деталей. При помощи форматно раскроечных станков распиливаются листы ДСП. Высокое качество работы обеспечивается благодаря оснащенности станков не только главной, но еще и подрезной пилой. Это практически полностью исключает наличие сколов и задиrow на будущей мебели.

Далее происходит облицовка кромок деталей. После раскроя листы из ДСП подвергают механической обработке, благодаря чему заготовки превращаются в уже готовые детали для сборки. Нанесение кромок производится на автоматических кромкооблицовочных станках. Затем выбираются крепежи и их расположение. Заготовки отправляются на сверлильно-присадочный станок.

На следующем этапе происходит прессование деталей пленками, их покраска, либо нанесение лака, облицовка пластиком или шпоном. Разнообразие вариантов зависит от непосредственного заказа.

Ине. № подп	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

8

В конечном итоге все подготовленные дела при помощи погрузчиков попадают в зону сборки, где при помощи довольно большого количества рабочих они превращаются в готовые изделия.

Затем готовая продукция упаковывается и с помощью погрузчиков доставляется на место складирования, откуда происходит отгрузка изготовленной мебели.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

2.3 ОРГАНИЗАЦИЯ ЗЕМЕЛЬНОГО УЧАСТКА

Планировочная организация территории является одной из важнейших частей проекта промышленного предприятия. Промышленное предприятие размещают в соответствии с положениями, предусмотренными СП 18.13330.2011 «Генеральные планы промышленных предприятий».

При организации территории промышленного предприятия решают следующие основные вопросы: рациональное размещение зданий, сооружений и инженерных коммуникаций в соответствии с градостроительными принципами и технологическими требованиями; хозяйственное, транспортное и инженерно – техническое обеспечение производства; социальное и бытовое обслуживание работающих; охрана окружающей среды; благоустройство территории; охрана территории предприятия и др.

В целях более рационального использования территории застройки, повышения ее архитектурно – художественных качеств и устранения в стихийности в застройке при разработке планировочных решений используют принципы зонирования. Зонирование территории относится к числу основных принципов организации застройки. Согласно функционально – техническому признаку на предприятии выделяют предзаводские, производственные, подсобные, складские и другие зоны.

Предзаводская зона включает в себя объекты, которые располагают при въезде или главном входе на предприятие со стороны жилой зоны или населенного пункта (автостоянка частного и служебного транспорта). Производственная зона, занимающая большую часть территории, включает в себя основной цех, сооружения и открытые технологические установки. Подсобная зона включает территории, занятые объектами вспомогательного, энергетического, санитарно – технического и коммуникационного назначения.

При проектировании промышленных предприятий принимают во внимание природные особенности района строительства: температуру воздуха,

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

10

преобладающее направление ветра, наличие вечномёрзлых грунтов, рек, водоемов, ценных сельскохозяйственных угодий.

Строительство промышленных предприятий не допускается на территориях, где находятся местонахождения полезных ископаемых, обнаружены явления карста, селевых потоков, снежных лавин.

Технико-экономические показатели генплана:

- площадь участка 0.99 га;
- площадь застройки 0.21 га;
- площадь озеленения 0.1715 га;
- площадь асфальтового покрытия 0.46 га;
- коэффициент застройки 0.2;
- коэффициент озеленения 0.17.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017
					11

2.4 ОБЪЕМНО – ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ ЗДАНИЯ.

Объемно – планировочное решение любого промышленного здания зависит от характера технологического процесса, располагаемого внутри здания.

Здание производственного цеха блокированное, прямоугольное в плане размерами 30×60 м (рис.1); состоит из двух пролетов: пролет А–Б – 18 м и пролет Б–В – 12 м.

В пролете А–Б сосредоточены основные производственные участки и помещения, монтируется мостовой кран грузоподъемностью 5 т. Низ стропильных конструкций (балок покрытия БДР-18 и БДР-12) – на отметке +7.200.

В пролете Б–В на первом этаже сосредоточены специализированные производственные участки и помещения, на втором этаже – санитарно – бытовые и административные помещения. Вход на второй этаж запланирован как из помещения цеха, так и с улицы, причем вход в санитарно–бытовые и административные помещения запланирован индивидуально в каждом случае. Из бытовых помещений предусмотрены пути эвакуации по пожарным лестницам.

При блокировании производств, в здании цеха использованы принципы зонирования. Зонирование предполагает по возможности рациональную группировку в пределах объема производственного здания помещений, участков и зон в соответствии с определенными признаками (технологические, уровни производственной вредности, пожаро- и взрывоопасность и др.).

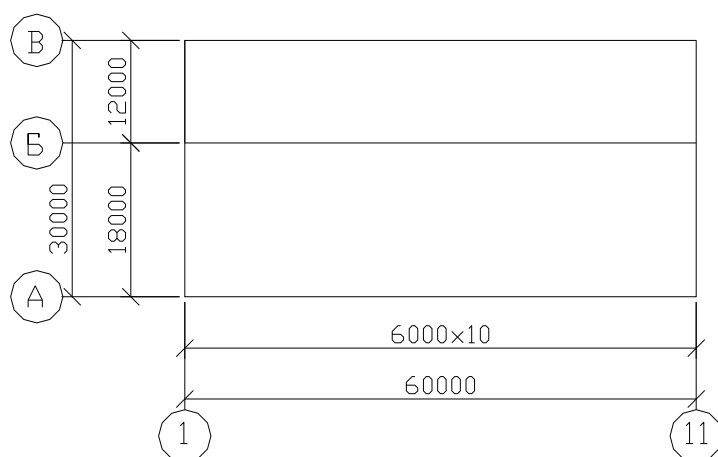


Рис. 1. Схема плана здания производственного цеха.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

12

2.5. РАСЧЕТ САНИТАРНО – БЫТОВЫХ И АДМИНИСТРАТИВНЫХ ПОМЕЩЕНИЙ.

В состав санитарно – бытовых помещений входят: гардеробные, душевые, умывальные, уборные, курительные, места для устройства питьевого водоснабжения, помещения для выдачи и хранения спецодежды, столовая, медпункт.

В основу расчета санитарно – бытовых помещений заложена таблица 1.

Таблица 1. Количество рабочих, занятых на производстве.

Наименование категорий работающих	Процент от произ. р.	Количество работающих
1 Производственные рабочие	–	78
2 Вспомогательные рабочие	8	6
Итого рабочих		84
3 Инженерно – технические рабочие	4	3
4 Счетно – конторский персонал	2	1
5 Младший обслуживающий персонал	4	3

Максимальное количество работающих, занятых на производстве 84 человека (при этом женщин – до 6 человек).

Санитарная группа производственного процесса 1б [1 таблица 6] (процессы, вызывающие загрязнение тела и спецодежды веществами 3 и 4 классов опасности).

Для процессов данной группы:

- расчетное количество человек на одну душевую сетку – 15 человек;

принятое количество душевых сеток:

- женское отделение (6/15) – 1 сетка;
- мужское отделение (78/15) – 5 сеток.

При душевых предусмотрен тамбур

- расчетное количество человек на один кран – 10 человек;

принятое количество кранов:

- женское отделение (6/10) – 1 кран;

Инв. № подл. Подп. и дата
 Инв. № дубл. Подп. и дата
 Взам. инв. № Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

13

- мужское отделение (78/10) – 8 кранов.

Тип гардеробных – общие.

Число шкафов (2 отделения на человека):

- женское отделение – 6 шкафов;
- мужское отделение – 80 шкафов.

Площадь гардеробных (0,1 м²/чел)[1 таблица 7]:

- женское отделение – 8,68 м²;
- мужское отделение – 54,14 м².

При гардеробных предусмотрены кладовые спецодежды, уборные, помещения для дежурного персонала с местом для уборочного инвентаря, местом для чистки обуви, бритья, сушки волос, руководствуясь требованиями [1 табл.7].

При проектировании цеха предусмотрены:

- кладовая спецодежды – 8,61 м²;
- женская уборная – 3,61 м² (напольных чаш (6/12) – 1 чаша);
- мужская уборная – 14,03 м² (писуаров (78/18) – 4 писуара).
- столовая – 50,52 м²;
- медпункт – 11,83 м².

В тамбурах уборных предусмотрены 1 умывальник и 1 электрополотенце.

Предусмотрены следующие помещения административного назначения:

- комната ИТР – 14,05 м²;
- кабинет заведующего цехом – 13,69 м².

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
	Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

14

2.6 ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Район строительства – город Каменка.

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций R_0^{mp} , $m^2 \cdot C / Вт$, отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным условиям, определяют по формуле:

$$R_0^{mp} = \frac{n(t_B - t_H)}{\Delta t^H \alpha_B},$$

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

t_B – расчетная температура внутреннего воздуха;

t_H – расчетная температура наружного воздуха;

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

α_B – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций.

В нашем случае имеем: $n = 1$ (2, табл. 3*), $t_B = 18^\circ C$, $\alpha_B = 8.7 \text{ Вт} / m^2 \cdot C$ (2, табл. 4*),

$t_H = -27^\circ C$, $\Delta t^H = 7^\circ C$ (2, табл. 2*).

$$R_0^{mp} = \frac{1(18 + 27)}{7 \cdot 8.7} = 0.74 \text{ м}^2 \cdot C / \text{Вт}$$

Градусо – сутки отопительного периода (ГСОП) следует определять по формуле:

$$\text{ГСОП} = (t_B - t_{om.nep.}) \cdot z_{om.nep.}$$

где $t_{om.nep.}$ и $z_{om.nep.}$ – средняя температура, $^\circ C$, и продолжительность, сут., периода со средней суточной температурой воздуха меньше или равной $8^\circ C$ по СНиП 2.01.01–82.

В нашем случае: $t_{om.nep.} = -4.1^\circ C$, $z_{om.nep.} = 200$ сут.

$$\text{ГСОП} = (18 + 4.1) \cdot 200 = 4420^\circ C \cdot \text{сут.}$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

15

По ГСОП = 4420°C·сут. определяем требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций из условий энергосбережения, $R_0^{mp} = 1.88 \text{ м}^2\text{°С/Вт}$.

Для дальнейших расчетов принимаем большее значение R_0^{mp} , т.е. $R_0^{mp} = 1.88 \text{ м}^2\text{°С/Вт}$.

Сопротивление теплопередаче R_0 , $\text{м}^2\text{°С/Вт}$, ограждающей конструкции определяем по формуле:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + R_K + \frac{1}{\alpha_H},$$

где α_H – коэффициент теплопередачи наружной поверхности ограждающей конструкции (2, табл. 6*);

R_K – термическое сопротивление ограждающей конструкции, $\text{м}^2\text{°С/Вт}$ ($R_K = \delta/\lambda$);

δ – толщина материала конструкции;

λ – коэффициент теплопроводности материала конструкции.

Производится расчет двух вариантов ограждающих конструкций:

- трехслойная стеновая панель (рис. 2,а);
- облегченная кирпичная кладка (рис. 2,б).

Характеристики материала конструкции: 1) бетон на гравии или щебне $\gamma = 2400 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 1.74 \text{ Вт /м}^2\text{°С}$; 2) пенополистерол $\gamma = 50 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,05 \text{ Вт /м}^2\text{°С}$; 3) кирпич глиняный М75 $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,7 \text{ Вт /м}^2\text{°С}$;

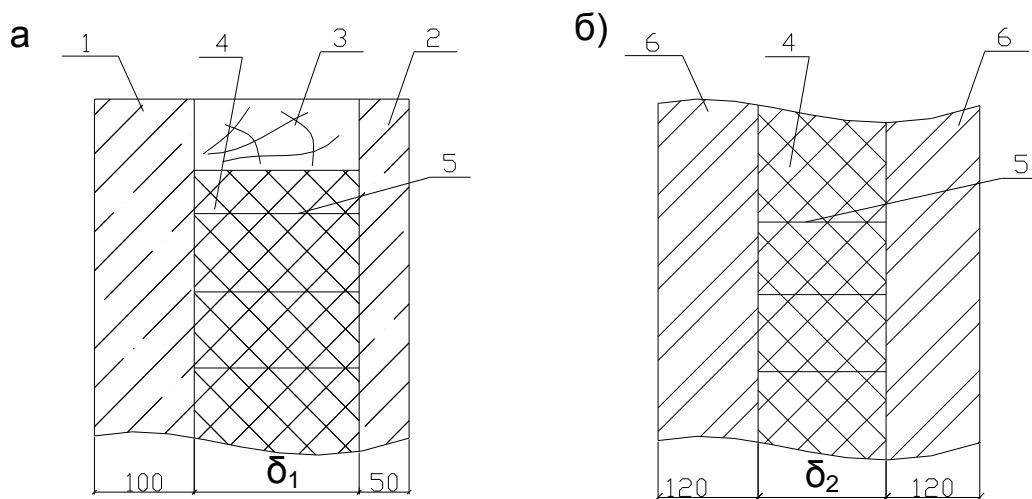


Рис.2. К теплотехническому расчету ограждающих конструкций: а – трехслойная панель, б – облегченная кладка; 1 – наружная железобетонная плита, 2 – внутренняя железобетонная плита, 3 – антисептированный брус, 4 – пенополистерол, 5 – гибкие связи, 6 – кирпич глиняный М75

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

Толщину утеплителя определим по формуле:

$$\delta = (R_0^{mp} - \frac{1}{\alpha_B} - \frac{1}{\alpha_H} - R_K) \lambda .$$

Для трехслойной панели:

$$\delta_1 = (1.88 - \frac{1}{8.7} - \frac{1}{23} - \frac{0.15}{1.74}) \cdot 0.05 = 0.09 \text{ м.}$$

Принимаем толщину утеплителя 100 мм, при этом общая толщина стеновой панели составит 250 мм.

Для облегченной кирпичной кладки

$$\delta_2 = (1.88 - \frac{1}{8.7} - \frac{1}{23} - \frac{0.24}{0.7}) \cdot 0.05 = 0.07 \text{ м.}$$

Принимаем общую толщину облегченной кирпичной кладки 380 мм, тогда толщина утеплителя окончательно составит 140 мм.

Выполняем проверку:

- стеновая панель $R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.15}{1.74} + \frac{0.1}{0.05} + \frac{1}{23} = 2.24 \text{ м}^2\text{°C/Вт},$

$R_0 \geq R_0^{mp} = 1.88 \text{ м}^2\text{°C/Вт};$

- кирпичная кладка $R_0 = \frac{1}{8.7} + \frac{0.24}{0.7} + \frac{0.14}{0.05} + \frac{1}{23} = 3.3 \text{ м}^2\text{°C/Вт},$

$R_0 \geq R_0^{mp} = 1.88 \text{ м}^2\text{°C/Вт}.$

Следовательно, данные конструкции удовлетворяют теплотехническим требованиям.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017
					17

2.7. КОНСТРУКТИВНОЕ РЕШЕНИЕ

Здание цеха по производству и сборке деревянной корпусной мебели выполнено из сборных железобетонных конструкций. Железобетонный каркас здания состоит из поперечных рам, объединенных в пространственную систему продольными конструктивными элементами (плитами, подкрановыми балками) и связями. Поперечную раму образуют колонны, жестко заделанные в фундаменты, и ригели, шарнирно соединенные с колоннами. В качестве ригелей выступают балки покрытия БДР–12,18. Пространственную жесткость каркаса обеспечивают железобетонные диски перекрытия и покрытия.

1.7.1 Фундаменты

Фундаменты под колонны выполнены в виде отдельно стоящих монолитных железобетонных элементов на песчаной подушке. Площадь подошвы фундамента под основные колонны каркаса составляет 3.15 м^2 ($1.5 \times 2.1 \text{ м}$). Отметка подошвы фундамента -1.000 . Толщина песчаной подушки 0.8 м . Под фахверковые колонны и второстепенные колонны также устраивается фундамент на песчаной подушке с площадью подошвы 2.25 м^2 ($1.5 \times 1.5 \text{ м}$) на отметке -1.000 . Под несущие стены лестничной клетки устраивается ленточный фундамент из подушек шириной 1.0 м и блоков шириной 0.3 м . Отметка подошвы ленточного фундамента -1.000 .

На стаканах фундаментов устраиваются приливы из бетона класса В15, по которым укладываются фундаментные балки высотой 300 мм и длиной 6 м .

1.7.2 Стены

Наружные стены здания выполнены в двух вариантах:

- первый – трехслойная железобетонная панель (тяжелый бетон $\gamma=2400 \text{ кг/м}^3$, пенополистерол $\gamma=400 \text{ кг/м}^3$);
- второй – облегченная кирпичная кладка (кирпич глиняный М75 $\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$, пенополистерол $\gamma=400 \text{ кг/м}^3$)

Наружные стены здания самонесущие, устанавливаются на фундаментные балки высотой 450 мм , длиной 6 м . Толщина стеновых панелей составляет 250 мм .

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

18

В местах устройства дверных проемов стены выполняются из облегченной кладки (наружная и внутренняя версты кирпич М75, внутри пенополистерол $\gamma=400$ кг/м³, $\delta=140$ мм). Кладка ведется по фундаментным балкам.

Внутренние стены и перегородки выполняются из глиняного кирпича М75 с последующей штукатуркой или облицовкой керамической плиткой. Толщина такой перегородки составляет 120 мм.

1.7.3. Колонны

Основные колонны каркаса выполнены из бетона класса В35 сечением 400х400 мм. В пролете А-Б из-за наличия мостового крана устанавливаются колонны сечением 400х700 мм. Колонны заделываются в фундамент на 0,9 м.

По осям А, Б, В запроектирован металлический фахверк из швеллера №20, по осям А/1, А/2, Б/1 устанавливаются железобетонные фахверковые колонны сечением 400х400 мм. Под перекрытие первого этажа устанавливаются железобетонные колонны сечением 400х400 мм.

1.7.4 Ригели

Ригели перекрытия сборные железобетонные высотой 450 мм и длиной 6 м. Ригели покрытия – двускатные решетчатые железобетонные балки пролетом 12 и 18 м.

1.7.5 Плиты покрытия и перекрытия

Покрытие запроектировано из железобетонных сборных ребристых плит высотой 300 мм и размерами в плане 3х6 м.

Перекрытие выполнено из пустотных плит высотой 220 мм, длиной 6 м шириной 1,0; 1,2; 1,5 м.

1.7.6 Полы

На первом этаже, в местах расположения основных производственных участков выполнены бетонные полы по уплотненному грунтовому основанию

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

19

толщиной 150 мм. На втором этаже в санитарно – бытовых и производственных помещениях полы выполнены с облицовкой керамической плиткой, а в административных помещениях покрыты линолеумом.

1.7.7 Оконные заполнения

Оконные заполнения выполнены из стальных переплетов, с тройным остеклением. Размеры оконных заполнений составляют 4,8х2,4 и 1,8х2,4 м.

1.7.8 Двери

В здании производственного цеха в качестве дверей приняты деревянные дверные блоки марок: ДГ 21-7, ДГ 21-12, ДН 21-16.

1.7.9 Ворота

В торцах здания цеха для проезда техники и внутрицехового транспорта предусмотрены металлические ворота размерами 3,6х4,8м.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- СП 44.13330.2011. «Административные и бытовые здания» – М.: ОАО "ЦПП", 2011
- СП 18.13330.2011. «Генеральные планы промышленных предприятий» – М.: ОАО "ЦПП", 2011
- 3. СП 23-101-2004 «Проектирование тепловой защиты зданий» – М.: Госстрой 2 004
- 4. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология» – М.: «ОАО» ЦПП, 2012.
- 5. Шерешевский И.А. «Конструкции промышленных зданий и сооружений» – М.: Стройиздат, 1979.
- 6. С.В. Дятков, А.П. Михеев «Архитектура промышленных зданий» – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: изд-во АСВ, 1998

Ине. № подп	Подп. и дата	Ине. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата						
										Лист
										21
										ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата						

3. РАСЧЕТНО – КОНСТРУКТИВНАЯ ЧАСТЬ

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

3.1. БАЛКА ПОКРЫТИЯ БДР – 18

Основной несущей конструкцией покрытия выбираем двухскатные балки покрытия пролетом 18 и 12 м, с предварительно напряженным нижним поясом. В данном дипломном проекте рассчитаем балку покрытия длиной 18м.

3.1.1.СБОР НАГРУЗОК НА БАЛКУ ПОКРЫТИЯ БДР – 18

Двухскатную решетчатую балку рассчитывают на действие постоянных и временных нагрузок. К числу постоянных относятся нагрузки от кровли, плит покрытия и собственного веса балки. Из числа временных нагрузок на балку действует только снеговая нагрузка в двух вариантах загрузки: загрузка 1 – по всему пролету; загрузка 2 – на половине пролета. Сбор нагрузок на балку покрытия БДР – 18 сведем в таблицу 2.

Таблица 2. Сбор нагрузок на балку покрытия БДР – 18.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки. Кровля:			
- слой гравия, втопленного в битум;	0.160	1.3	0.208
- 3-слойный рубероидный ковер;	0.090	1.3	0.117
- цементная стяжка $\delta=20$ мм, $\rho=18$ кН/м ³ ;	0.360	1.3	0.468
- пенополистерол $\delta=150$ мм, $\rho=0.5$ кН/м ³ ;	0.075	1.3	0.098
- пароизоляция, 1 слой;	0.030	1.3	0.039
Ресбристые плиты покрытия 3х6 м с учетом заливки швов $\delta=65.5$ мм, $\rho=19.9$ кН/м ³ ;	1.303	1.1	1.434
Решетчатая балка ($V_b=4.15$ м ³ , пролет 18 м, шаг колонн 6 м, бетон легкий D1800) $4.15*19.9/(18*6)=0.765$ кН/м ²	0.765	1.1	0.842
И т о г о	2.783		3.206
Временные нагрузки.			
Снеговая нагрузка	1.26	1.4	1.8
И т о г о	4.043		5.006

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № докл.	Подп. и дата
	Инв. № инв.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

23

На двускатные решетчатые балки с учетом коэффициента по назначению здания будут действовать следующие расчетные нагрузки:

- постоянная $q_{п} = 3.206 \cdot 6 \cdot 1.0 = 19.236$ кН/м;
- временная $q_{вр} = 1.8 \cdot 6 \cdot 1.0 = 10.8$ кН/м.

3.1.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИЯХ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ БДР – 18.

Усилия в расчетных сечениях двускатной решетчатой балки БДР – 18 будем определять используя таблицу усилий в этих сечениях от единичной нагрузки [6, таблица VI.2]. Геометрическая схема и расчетные сечения балки покрытия БДР – 18 приведены на рис. 3

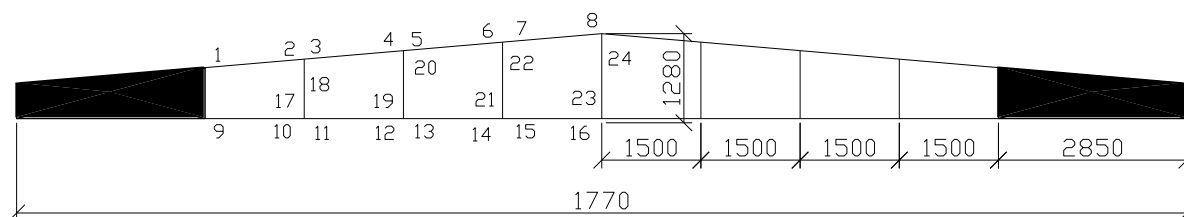


Рис.3. Геометрическая схема и расчетные сечения балки покрытия БДР – 18

Определим усилия в расчетных сечениях двускатной решетчатой балки БДР – 18. Результаты вычислений сведем в таблицу 3.

Таблица 3. Усилия в расчетных сечениях балки БДР – 18.

Но- мер сече- ния	Усилия от постоянной и снеговых нагрузок (силы – в кН, моменты – в кНм)								
	Постоянная			Постоянная + снеговая1			Постоянная + снеговая2		
	N	M	Q	N	M	Q	N	M	Q
1	-531.491	13.888	25.353	-829.895	21.686	39.587	-653.658	18.524	27.221
2	-531.491	31.778	25.353	-829.895	49.619	39.587	-653.658	37.738	27.221
3	-599.393	14.542	21.044	-935.922	22.707	32.859	-728.220	18.603	23.152
4	-599.393	29.393	21.044	-935.922	45.895	32.859	-728.220	34.945	23.152
5	-614.782	25.488	-14.504	-959.951	39.798	-22.647	-733.024	33.318	-24.959
6	-614.782	15.273	-14.504	-959.951	23.848	-22.647	-733.024	15.723	-24.959
7	-586.698	21.025	-13.715	-916.098	32.829	-21.416	-685.436	26.956	-22.605
8	-586.698	11.349	-13.715	-916.098	17.721	-21.416	-685.436	11.013	-22.605
9	527.509	2.808	17.158	823.677	4.385	26.792	649.117	4.200	19.133
10	527.509	14.831	17.158	823.677	23.158	26.792	649.117	17.497	19.133
11	595.546	2.231	15.812	929.914	3.484	24.690	723.767	3.548	16.841

12	595.546	13.311	15.812	929.914	28.894	24.690	723.767	15.343	16.841
13	608.723	9.656	-7.329	950.489	15.078	-11.444	727.658	13.387	-13.969
14	608.723	4.520	-7.329	950.489	7.058	-11.444	727.658	3.600	-13.969
15	585.755	8.579	-6.194	914.626	13.396	-9.672	684.900	12.021	-12.763
16	585.755	4.251	-6.194	914.626	6.638	-9.672	684.900	3.097	-12.763
17	-1.327	-5.203	68.038	-2.072	-6.007	106.237	-2.123	-5.873	74.642
18	-1.327	11.291	68.038	-2.072	17.631	106.237	-2.123	12.403	74.642
19	-23.141	3.097	13.177	-36.133	4.836	20.575	-30.810	3.940	3.899
20	-23.141	1.769	13.177	-36.133	2.763	20.575	-30.810	-0.505	3.899
21	1.116	2.597	-22.948	1.742	4.055	-35.833	1.188	6.305	-42.740
22	1.116	-8.772	-22.948	1.742	-13.696	-35.833	1.188	-14.861	-42.740
23	12.407	0.000	0.000	19.373	0.000	0.000	14.356	3.958	-13.869
24	12.407	0.000	0.000	19.373	0.000	0.000	14.356	-4.644	-13.869

3.1.3 РАСЧЕТ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ БДР – 18.

Из табл.3 видно, что максимальная продольная сила в сечениях 13, 14 ($N = 950.489$ кН, $M = 15.078$ кНм).

Нормативные и расчетные характеристики тяжелого бетона класса В40, твердеющего в условиях тепловой обработки при атмосферном давлении, (для влажности 70%) ($\gamma_{b2}=0.9$): $R_{bn}=R_{b,ser}=29$ МПа; $R_b=22$ МПа; $R_{btн}=R_{bt,ser}=2.1$ МПа; $R_{bt}=1.4$ МПа; $R_{bp}=25$ МПа; $E_b=36000$ МПа.

Расчетные характеристики ненапрягаемой арматуры:

продольной класса А-400, $R_s= R_{sc}=355$ МПа; $E_s=200000$ МПа.,

поперечной класса А-240, $R_{sw}=170$ МПа; $E_s=200000$ МПа.

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса К-7, $R_{sn}=R_{s,ser}=1400$ МПа, $R_s=1170$ МПа, $E_s=180000$ МПа.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp}=1000$ МПа.

Способ натяжения арматуры - механический на упоры. Проверяем условие (1) [1] при отклонении значения предварительного напряжения

$$p=0,05\sigma_{sp}= 0.05 \cdot 1000 = 50 \text{ МПа.}$$

Так как $\sigma_{sp}+p=1000+50=1050$ МПа < $R_{s,ser}=1400$ МПа, и $\sigma_{sp}-p=1000-50=950$ МПа > $0.3 R_{s,ser}=420$ МПа то условие выполняется.

Расчет элементов нижнего пояса балки.

Наиболее неблагоприятное сочетание усилий имеем в сечении номер 13 при $N=950.489$ кН и $M= 15.078$ кНм.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

25

Расчет прочности выполняем согласно п.3.5 (4). Вычисляем эксцентриситет продольной силы

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15.078}{950.489} = 0.0159 = 15.9\text{мм}$$

Так как

$$e_0 = 15.9\text{мм} < \frac{(h_0 - a'_p)}{2} = \frac{240 - 60}{2} = 90\text{мм}$$

то продольная сила приложена между равнодействующими усилий в арматуре S_p и S_p' , а эксцентриситеты соответственно равны

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a'_p = 15.9 + \frac{300}{2} - 60 = 105.9\text{мм}$$

$$e = -e_0 + \frac{h}{2} - a_p = -15.9 + \frac{300}{2} - 60 = 74.1\text{мм}$$

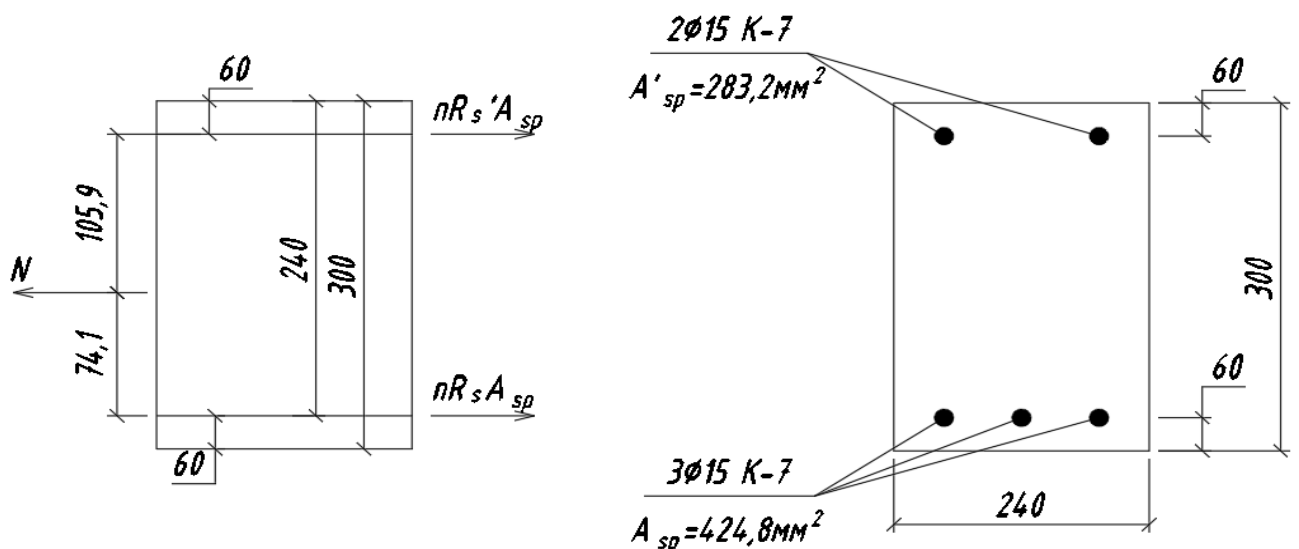
Требуемую площадь сечения напрягаемой арматуры находим по формуле [4]

$$A_{sp} = \frac{N \cdot e'}{(\eta \cdot R'_s \cdot (h_0 - a'_p))} = \frac{950.489 \cdot 10^3 \cdot 105.9}{(1.15 \cdot 1170 \cdot (240 - 60))} = 414.43\text{мм}^2$$

принимаем $3\emptyset 15 \text{ К} - 7, A_{sp, fact} = 424,8\text{мм}^2$

$$A'_{sp} = \frac{N \cdot e}{(\eta \cdot R_s \cdot (h_0 - a'_p))} = \frac{950.489 \cdot 10^3 \cdot 74.1}{(1.15 \cdot 1170 \cdot (240 - 60))} = 278.69\text{мм}^2$$

принимаем $2\emptyset 15 \text{ К} - 7, A_{sp, fact} = 283.2\text{мм}^2$



Расчет трещиностойкости нижнего пояса балки выполняем на действие усилий от нормативных нагрузок, величины которых получим путем деления значений

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист
26

усилий от расчетных нагрузок на средний коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fm}=1.198$. Для сечения 13 получим :

усилия от суммарного действия постоянной и полного значения снеговой нагрузки

$$N = \frac{N^-}{\gamma_{fm}} = \frac{950.489}{1.198} = 793.40 \text{ кНм}$$

$$M = \frac{M^-}{\gamma_{fm}} = \frac{15.078}{1.198} = 12.56 \text{ кНм}$$

усилия от постоянной и длительной части снеговой нагрузки

$$N_l = \frac{N_g + (N^- - N_g) \cdot k_l}{\gamma_{fm}} = \frac{608.723 + (950.489 - 608.723) \cdot 0.3}{1.198} = 593.7 \text{ кН}$$

$$M_l = \frac{M_g + (M^- - M_g) \cdot k_l}{\gamma_{fm}} = \frac{9.656 + (15.078 - 9.656) \cdot 0.3}{1.198} = 9.44 \text{ кНм}$$

$k_l = 0.3$ -коэффициент, учитывающий долю длительной составляющей снеговой нагрузки согласно п.1.7[2]

По табл.2 [1] находим, что нижний пояс балки должен удовлетворять 3-й категории требований по трещиностойкости, т.е. допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной 0.4 мм и продолжительное шириной 0.3 мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения вычисляем по формулам (11) -(13) [4] и (168) -(175) [5].

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha(A_{sp} + A'_{sp}) = 240 \cdot 300 + 5(398.29 + 278.69) = 75385 \text{ мм}^2$$

где

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{21000} = 5$$

Статический момент инерции приведенного сечения относительно нижней грани

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № инв.	Лист
<p>ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017</p>						

$$S_{red} = \frac{bh^2}{2} + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_p + \alpha \cdot A'_{sp} (h - a'_p)$$

$$= \frac{240 \cdot 300^2}{2} + 5 \cdot 398.29 \cdot 60 + 5 \cdot 278.69 \cdot (300 - 60)$$

$$= 1125 \cdot 10^4 \text{ мм}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{1125 \cdot 10^4}{75385} = 149 \text{ мм}$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I + \alpha \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha \cdot A'_{sp} \cdot y'_{sp}{}^2$$

$$= \frac{240 \cdot 300^3}{12} + 5 \cdot 398.29 \cdot 89^2 + 5 \cdot 278.69 \cdot 91^2 = 5.673 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{5.673 \cdot 10^8}{149} = 3.807 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Упругопластический момент сопротивления по наиболее растянутой грани в стадии эксплуатации

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} = 1.75 \cdot 3.807 \cdot 10^6 = 6.663 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

где $\gamma=1,75$ принимается по табл. 38 [5].

Определим первые потери предварительного напряжения арматуры по поз. 1-6 табл.5 [1] для механического способа натяжения арматуры на упоры.

Потери от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = \left(0.22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0.1 \right) \sigma_{sp} = \left(0.22 \frac{1000}{1400} - 0.1 \right) 1000 = 57.14 \text{ МПа}$$

Потери от температурного перепада

$$\sigma_2 = \sigma'_2 = 1.25 \cdot \Delta t = 1.25 \cdot 65 = 81.25 \text{ МПа.}$$

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств

$$\sigma_3 = \sigma'_3 = \frac{\Delta l}{l} \cdot Es = \left(\frac{3.5}{19000} \right) \cdot 180000 = 33.16 \text{ МПа}$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3.5 \text{ мм}$ и $l = 18 + 1 = 19 \text{ м} = 19000 \text{ мм}$.

Потери $\sigma_4 = \sigma_5 = 0$.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
	Изм				
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017
					28

Усилие обжатия с учетом потерь по поз. 1-5 и эксцентриситет его относительно центра тяжести приведенного сечения соответственно будут равны:

$$P_1 = (A_{sp} + A'_{sp}) \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \\ = (398.29 + 278.69) \cdot (1000 - 57.14 - 81,25 - 33.16) = 560.844 \text{ кН.}$$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp1} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma'_{sp} \cdot A'_{sp} \cdot y'_{sp}}{P_1} = \frac{822.45 \cdot 398.29 \cdot 89 - 822.45 \cdot 278.69 \cdot 91}{560.844 \cdot 10^3} \\ = 15 \text{ мм.}$$

Определим потери от быстро натекающей ползучести бетона, для чего вычисляем напряжения в бетоне на уровне арматур S_p и S'_p :

на уровне арматуры S_p ($y = y_{sp} = 89 \text{ мм}$)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{560.844 \cdot 10^3}{75385} + \frac{560.844 \cdot 10^3 \cdot 15 \cdot 89}{5.673 \cdot 10^8} = 8.8 \text{ МПа}$$

на уровне арматуры S'_p ($y = y'_{sp} = 91 \text{ мм}$)

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{560.844 \cdot 10^3}{75385} - \frac{560.844 \cdot 10^3 \cdot 15 \cdot 91}{5.673 \cdot 10^8} = 6.09 \text{ МПа}$$

Соответственно потери напряжений при $R_{bp} = 25 \text{ МПа}$ будут равны:

на уровне арматуры S_p

$$\alpha = 0.25 + 0.025 R_{bp} = 0.25 + 0.025 \cdot 25 = 0.875 > 0.8 \text{ т. е. } \alpha$$

$$= 0.8, \text{ поскольку } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8.8}{25} = 0.35 < \alpha = 0.8, \text{ то } \sigma_6 = 0.85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$$

$$= 0.85 \cdot 40 \cdot 0.35 = 11.9 \text{ МПа}$$

на уровне арматуры S'_p

$$\frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6.09}{25} = 0.243 < \alpha = 0.8, \text{ то } \sigma'_6 = 0.85 \cdot 40 \frac{\sigma'_{bp}}{R_{bp}} = 0.85 \cdot 40 \cdot 0.243$$

$$= 8.262 \text{ МПа}$$

Первые потери и напряжения в напрягаемой арматуре будут равны

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 57.14 + 81.25 + 33.16 + 11.9 = 183.45 \text{ МПа;}$$

$$\sigma'_{los1} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_6 = 57.14 + 81.25 + 33.16 + 8.262 = 179.812 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1} = 1000 - 183.45 = 816.55 \text{ МПа;}$$

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

29

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

$$\sigma'_{sp1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_{los1} = 1000 - 179.812 = 820.188 \text{ МПа};$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь и напряжения в бетоне составят

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp} + \sigma'_{sp1} \cdot A'_{sp} = 816.55 \cdot 398.29 + 820.188 \cdot 278.69 = 553.8 \text{ кН.}$$

$$e_{op1} = \frac{(\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp})}{P_1} = \frac{816.55 \cdot 398.29 \cdot 89 - 820.188 \cdot 278.69 \cdot 89}{553.8 \cdot 10^3} = 15.5 \text{ мм}$$

Проверим максимальные сжимающие напряжения от действия силы P_1 при $y=y_0=149\text{мм}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y}{I_{red}} = \frac{553.8 \cdot 10^3}{75385} + \frac{553.8 \cdot 10^3 \cdot 15.5 \cdot 149}{5.673 \cdot 10^8} = 9.6 \text{ МПа}$$

Поскольку $\sigma_{bp}/R_{bp}=9.6/25=0,38 < 0,95$ то требования табл.7(2)

удовлетворяются.

Определим вторые потери предварительного напряжения арматуры по поз. 8 и 9 табл.5 [1].

Потери от усадки бетона $\sigma_8=\sigma'_8=45 \text{ МПа}$.

Напряжения в бетоне от действия силы P приложенной с эксцентриситетом на уровне арматуры S_p ($y= y_{sp}=89\text{мм}$)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op1} \cdot y_{sp}}{I_{red}} = \frac{560.844 \cdot 10^3}{75385} + \frac{560.844 \cdot 10^3 \cdot 15.5 \cdot 89}{5.673 \cdot 10^8} = 8.81 \text{ МПа}$$

на уровне арматуры S'_p ($y= y'_{sp}=91\text{мм}$)

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{560.844 \cdot 10^3}{75385} - \frac{560.844 \cdot 10^3 \cdot 15.5 \cdot 91}{5.673 \cdot 10^8} = 6.04 \text{ МПа}$$

Потери от ползучести бетона при

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 8.81/25 = 0.35 > 0,75 \text{ будут равны}$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0.35 = 44.62 \text{ МПа.}$$

$$\sigma'_9 = 150 \cdot 0,85 \sigma'_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0.24 = 30.8 \text{ МПа.}$$

Таким образом, вторые потери составят

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 45 + 44.62 = 89.62 \text{ МПа,}$$

$$\sigma'_{los2} = \sigma_8 + \sigma'_9 = 45 + 30.8 = 75.8 \text{ МПа,}$$

а полные потери составят

$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los1}} + \sigma_{\text{los2}} = 183.45 + 89.62 = 273.07 \text{ МПа.}$$

$$\sigma'_{\text{los}} = \sigma'_{\text{los1}} + \sigma'_{\text{los2}} = 179.812 + 75.8 = 255.612 \text{ МПа.}$$

Напряжение с учетом всех потерь будет равно :

$$\sigma_{\text{sp2}} = \sigma_{\text{sp}} - \sigma_{\text{los}} = 1000 - 273.07 = 726.93 \text{ МПа;}$$

$$\sigma'_{\text{sp2}} = \sigma'_{\text{sp}} - \sigma'_{\text{los}} = 1000 - 255.612 = 744.39 \text{ МПа;}$$

Усилия обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = \sigma_{\text{sp2}} \cdot A_{\text{sp}} + \sigma'_{\text{sp2}} \cdot A'_{\text{sp}} = 726.93 \cdot 398.29 + 744.39 \cdot 278.69 = 496.98 \text{ кН}$$

$$e_{\text{op2}} = \frac{(\sigma_{\text{sp2}} A_{\text{sp}} y_{\text{sp}} - \sigma'_{\text{sp2}} A'_{\text{sp}} y'_{\text{sp}})}{P_2} = \frac{726.93 \cdot 398.29 \cdot 89 - 744.39 \cdot 278.69 \cdot 89}{496.98 \cdot 10^3} = 14.7 \text{ мм}$$

Проверку образования трещин выполняем по формулам п.4.5 (1) для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин.

Определим расстояние r от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от максимально растянутой внешней нагрузкой грани сечения. Поскольку $N=793.40 > P_2=481.59$, то величину r вычисляем по формуле

$$r = \frac{W_{pe}^{inf}}{A + 2\alpha(A_{sp} + A'_{sp})} = \frac{6.663 \cdot 10^6}{240 \cdot 300 + 2 \cdot 5(398.29 + 278.69)} = 84.59 \text{ мм.}$$

Тогда момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через ядровую точку, будет равен:

$$M_{\text{гр}} = P_2 \cdot r = 496.98 \cdot 10^3 \cdot 84.59 = 42.04 \text{ кНм;}$$

соответственно момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин, составит

$$M_{\text{ср}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl}}^{inf} + M_{\text{гр}} = 2.1 \cdot 6.663 \cdot 10^6 + 42.04 \cdot 10^6 = 56.03 \text{ кНм}$$

Момент внешней продольной силы

$$M_{\text{r}} = N \cdot (e_0 + r) = 793.4 \cdot 10^3 \cdot (15.9 + 84.59) = 79.73 \text{ кНм, где}$$

$$e_0 = M/N = 12.56 \cdot 10^6 / 793.4 \cdot 10^3 = 15.9 \text{ мм.}$$

Поскольку $M_{\text{ср}}=56.03 \text{ кНм.} < M_{\text{r}}=79.73 \text{ кНм}$, то трещины, нормальные к продольной оси элемента, образуются, и требуются расчет по раскрытию трещин.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

31

Расчет по раскрытию трещин выполняем в соответствии с требованиями пп.4.14 и 4.15 (1).

Определим величину равнодействующей N_{tot} и ее эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$N_{tot} = N - P_2 = 793.4 - 496.98 = 296.42 \text{ кН};$$

$$e_{0,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{12.56 \cdot 10^6}{296.42 \cdot 10^3} = 42.4 \text{ мм}$$

Поскольку $e_{0,tot} = 42.4 \text{ мм} < 0.8h_0 = 0.8 \cdot 240 = 192 \text{ мм}$, то приращение напряжений в арматуре S_p вычисляем по формуле (148) [1]:

$$\text{При } e_s = y_0 - a_p - e_0 = 149 - 60 - 15.9 = 73.1 \text{ мм};$$

$$e_{sp} = y_0 - a_p = 149 - 60 - 14.7 = 74.3 \text{ мм};$$

$$z_s = h_0 - a_p = 240 - 60 = 180 \text{ мм}$$

Приращение напряжений в арматуре S_p от действия полной нагрузки

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{N(z_s - e_s) - P_2(z_s - e_{sp})}{A_{sp} \cdot z_s} \\ &= \frac{793.4 \cdot 10^3(180 - 73.1) - 496.98 \cdot 10^3(180 - 74.3)}{398.29 \cdot 180} = 450.3 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

от действия длительной нагрузки:

$$\sigma_s = \frac{593.7 \cdot 10^3(180 - 73.1) - 496.98 \cdot 10^3(180 - 74.3)}{398.29 \cdot 180} = 152.5 \text{ МПа}$$

Вычислим ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки по формуле (144)[1]:

$$a_{cr} = \delta \varphi_1 \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3.5 - 100\mu)^3 \sqrt{d} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot (450.3 / 180000) \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.0086)^3 \sqrt{15} = 0.27 \text{ мм},$$

где

$$\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{398.29}{240 \cdot 192.4} = 0.0086 < 0.02, \text{ принимаем } \mu = 0.0086$$

здесь

$$h_0 = \frac{h}{2} + e_{0,tot} = \frac{300}{2} + 42.4 = 192.4 \text{ мм}$$

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

То же от непродолжительного действия длительной нагрузки:

$$a_{crc} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1.2 \left(\frac{152.5}{180000} \right) \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.0086) \sqrt[3]{15} = 0.059 \text{ мм}$$

То же от продолжительного действия длительной нагрузки ($\varphi_1=1,3$):

$$a_{crc} = 1.2 \cdot 1.5 \cdot 1.2 \left(\frac{152.5}{180000} \right) \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.0086) \sqrt[3]{15} = 0.073 \text{ мм}$$

Таким образом, ширина непродолжительного раскрытия трещин от действия длительных и кратковременных нагрузок:

$a_{crc1}=0,27-0,059+0,073=0,284 \text{ мм} < [0.3 \text{ мм}]$, а ширина продолжительного раскрытия трещин в нижнем поясе фермы составит:

$$a_{crc2}=0,073 \text{ мм} < [0.2 \text{ мм}]$$

Выполняем расчет прочности наклонного сечения нижнего пояса балки с учетом возможного перераспределения усилий между поясами в панели с расчетными сечениями 1,2 и 9,10 см. рис. Определим фактическую несущую способность нижнего пояса на действие поперечной силы, приняв поперечное армирование по конструктивным соображениям в виде замкнутых двухветвевых хомутов из арматуры класса А-240 с шагом $S=200$ мм., ($A_{sw}=56.6 \text{ мм}^2$, $R_{sw}=170 \text{ МПа}$, $E_s=200000 \text{ МПа}$). Расчет выполняем согласно п.3,54(4) с учетом действия продольной растягивающей силы $N=823.677 \text{ кН}$ и усилия обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в наиболее растянутой зоне $P = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} = 726.93 \cdot 398.29 = 289.53 \text{ кН}$

Определим коэффициент

$$\varphi_n = -0.2 \frac{N - P}{R_{bt} b h_0} = -0.2 \frac{(823.677 - 289.53) \cdot 10^3}{1.4 \cdot 240 \cdot 240} = -1.32$$

Поскольку $|\varphi_n|=1.32 > 0.8$, принимаем $\varphi_n=-0.8$

Вычисляем величины M_b и q_{sw} :

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1.75 \cdot (1 - 0.8) \cdot 1.4 \cdot 240 \cdot 240^2 = 6.77 \cdot 10^6 \text{ мм}$$

где $\varphi_{b2} = 1.75$ (см табл. 29 [4])

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{56.6 \cdot 170}{200} = 48.11 \text{ кН/м}$$

Находим $Q_{b,min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.4 \cdot (1 - 0.8) \cdot 1.4 \cdot 240 \cdot 240 = 6,451 \text{ кН}$.

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

33

Поскольку $q_{sw}=48.11\text{Н/мм.} > Q_{b,\min}/(2 \cdot h_0) = \frac{6.451}{2 \cdot 240} = 13.44\text{ Н/мм.}$, то значение M_b не корректируем.

Тогда длина проекции наклонной трещины будет равна

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{6.77 \cdot 10^6}{48.11}} = 375.12\text{мм} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 240 = 480\text{мм}$$

Так как поперечная сила не изменяется по длине элемента, принимаем длину проекции наклонного сечения равной длине элемента, т.е. $c=700\text{мм}$. При этом

$$c < \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \cdot h_0 = \frac{1.75}{0.4} \cdot 240 = 1050\text{мм}$$

Тогда

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{6.77 \cdot 10^6}{700} = 9.671\text{кН} > Q_{b,\min} = 6.451\text{кН}, \text{ а } Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 48.11 \cdot 375.12 = 18.04\text{кН}$$

Таким образом, предельная несущая способность нижнего пояса балки в наиболее опасном наклонном сечении будет равно

$Q = Q_b + Q_{sw} = 9.671 + 18.04 = 27.71\text{кН}$, что больше максимального значения поперечной силы от нагрузки 26.79кН

Расчет элементов верхнего пояса балки.

Наиболее опасным в верхнем поясе балки будет сечение 4 с максимальным значением продольной силы .

Для сечения 4 имеем усилия от расчетных нагрузок: $N=935.922\text{кН}$;

$M=45.895\text{ кНм.}; N_1=584.6\text{кН}; M_1=28.67\text{кНм.}$

Находим расчетную длину элемента $l_0=0.9l=0.9 \cdot 1,5=1.35\text{м.};$

расчетный эксцентриситет

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{45.895}{935.922} = 49\text{мм.}$$

случайный эксцентриситет $e_a=h/30=420/30=14\text{мм} < e_0=49\text{мм}$ то для расчета оставляем $e_0=49\text{мм}$.

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 49 + \frac{380 - 40}{2} = 219\text{мм.}$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

Требуемую площадь сечения продольной рабочей арматуры класса А-500 ($R_s = 435 \text{ МПа}$) определим согласно п.3.68 [3]

Предварительно вычислим коэффициенты ξ_R и α_R по формулам п.3.14 [3]

$$w = 0.8 - 0.008R_b = 0.8 - 0.008 \cdot 22 = 0.624$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.64}{1 + \frac{435}{400} \cdot \left(1 - \frac{0.64}{1.1}\right)} = 0.44$$

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0.5\xi_R) = 0.44(1 - 0.5 \cdot 0.44) = 0.343$$

Тогда по формулам (123) и (124) [3] получим

$$A'_s = \frac{N \cdot e - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{935.922 \cdot 10^3 \cdot 219 - 0.343 \cdot 22 \cdot 240 \cdot 380^2}{400 \cdot (380 - 40)}$$

$$= -415.8 \text{ мм}^2 < 0$$

$$A_s = \frac{\xi_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 - N}{R_s} + A'_s = \frac{0.44 \cdot 22 \cdot 240 \cdot 380 - 935.922 \cdot 10^3}{280} + 0$$

$$= -189.66 \text{ мм}^2$$

Принимаем в сжатой и растянутой зонах конструктивное армирование

$$2\emptyset 10 \text{ A} - 500, A'_s = 157 \text{ мм}^2 > \mu_{min} = 0.0005bh_0 = 0.0005 \cdot 240 \cdot 380 = 45.6 \text{ мм}^2$$

Элемент 1-2, сечение, наклонное к продольной оси, $Q=39.587 \text{ кН}$,

$$N = 829.895 \text{ кН}.$$

Так как при расчете прочности по наклонным сечениям нижнего пояса балки несущая способность оказалась меньше требуемой, то с учетом перераспределения усилий будем проектировать поперечную арматуру в верхнем поясе на восприятие поперечной силы $Q_{max} = Q = 39.587 \text{ кН}$.

Расчет выполняем согласно пп.3.21-3.30 [4].

Проверяем условие (92) [4]:

$2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,4 \cdot 240 \cdot 380 = 319 \text{ кН} > Q_{max} = 39.587 \text{ кН}$, следовательно условие выполняется.

Проверим условие (93) [4], принимая значение с равным

$\frac{M_{b1}}{Q_{срс}}$, но не более пролета 700мм. Для этого определим значения M_{b1} и

$Q_{срс}$, принимая

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № инв.	Лист
	Инв. № подл					
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017	
						35

$$\varphi_n = \frac{0.1N}{R_{bt}bh_0} = \frac{0.1 \cdot 829.895 \cdot 10^3}{1.4 \cdot 240 \cdot 380} = 0.65 > 0.5, \text{принимаем } \varphi_n = 0.5 \text{ и } \varphi_{b4} = 1$$

См. табл.29 [4].

$$\text{Тогда } M_{b1} = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = 1 \cdot 1.5 \cdot 1.4 \cdot 240 \cdot 380^2 = 72.78 \text{ кНм.}$$

Статический момент части сечения, расположенной выше оси, проходящей через центр тяжести,

$$S = \frac{bh^2}{8} = \frac{240 \cdot 420^2}{8} = 5.29 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Из графика 18 [4] при

$$\sigma = \frac{N}{R_{bt}A} = \frac{829.895 \cdot 10^3}{1.4 \cdot 240 \cdot 420} = 5.88 \text{ находим } \tau = 1.7, \text{ т. е. } \tau_{xy,crc} = \tau R_{bt} = 1.7 \cdot 1.4 = 2.38 \text{ МПа}$$

Тогда

$$Q_{crc} = \frac{\tau_{xy,crc}bI}{S} = \frac{2.38 \cdot 240 \cdot 1.4817 \cdot 10^9}{5.29 \cdot 10^6} = 159.99 \text{ кН}$$

где

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{240 \cdot 420^3}{12} = 1.4817 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

Вычисляем

$$c = \frac{M_{b1}}{Q_{crc}} = \frac{72.78 \cdot 10^6}{159.99 \cdot 10^3} = 454.9 \text{ мм, что менее } 2h_0 = 2 \cdot 380 = 760 \text{ мм и менее пролета } 700 \text{ мм.}$$

Поскольку

$$Q_{b1} = \frac{M_{b1}}{c} = 159.99 \text{ кН} > Q_{max} = 39.587 \text{ кН, то прочность наклонного сечения обеспечена без поперечной арматуры}$$

С учетом конструктивных требований для сжатых элементов принимаем поперечную арматуру для верхнего пояса балки диаметром 6мм класса А-240 с шагом $20d=20 \cdot 10=200 \text{ мм}$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
$BKP-2069059-08.03.01-130898-2017$					Лист
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	

Расчет стоек балки.

Стойки решетчатой балки рассчитываются на неблагоприятные сочетания усилий N и M без учета длительности действия нагрузок, так как всегда $l_0/h < 4$. Определим площадь сечения продольной арматуры в сжато изогнутой стойке 17-18, $N=2.072\text{кН}$, $M=17.631\text{кНм}$, $-M=-6.007\text{кНм}$.

Сначала определим сечение продольной рабочей арматуры у наиболее растянутой грани (слева) при действии изгибающего момента $M=+ M=17.631\text{кН}$.

Вычисляем эксцентриситеты e_0 и e :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{17.631}{2.072} = 8509\text{мм.}$$

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 8509 + \frac{460 - 40}{2} = 8719\text{ мм}$$

Расчет сечения несимметричной продольной арматуры выполняем по формулам (121)-(129) [3].

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{2.072 \cdot 10^3 \cdot 8719 - 0.343 \cdot 22 \cdot 240 \cdot 460^2}{400(460 - 40)} = -2304.6\text{мм}^2 < 0$$

то расчет ведем без учета сжатой арматуры.

Находим

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{2.072 \cdot 10^3 \cdot 8719}{22 \cdot 240 \cdot 460^2} = 0.0162$$

соответственно по приложению IV находим $\xi_R = 0.0162$, тогда

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N}{R_s} = \frac{0.0162 \cdot 22 \cdot 240 \cdot 460 - 2.072 \cdot 10^3}{435} = 85.69\text{мм}^2$$

Принимаем у левой грани $2\emptyset 10$ А-500 ($A'_{s, \text{fact}} = 157\text{мм}^2 > \mu\% = 0,0005 \cdot b \cdot h_0 = 0,0005 \cdot 240 \cdot 460 = 55.2\text{мм}^2$)

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры у правой грани при действии $M=- M=-6.007\text{кН}$

Вычисляем эксцентриситеты e_0 и e :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6.007}{2.072} = 2899\text{мм.}$$

$$e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 2899 + \frac{460 - 40}{2} = 3109\text{ мм}$$

Расчет сечения несимметричной продольной арматуры выполняем по формулам (121)-(129) [3].

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{2.072 \cdot 10^3 \cdot 3109 - 0.343 \cdot 22 \cdot 240 \cdot 460^2}{400(460 - 40)} = -2403.4 \text{ мм}^2 < 0$$

то расчет ведем без учета сжатой арматуры.

Находим

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{2.072 \cdot 10^3 \cdot 3109}{22 \cdot 240 \cdot 460^2} = 0.01$$

соответственно по приложению IV находим $\xi_R = 0.01$, тогда

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N}{R_s} = \frac{0.01 \cdot 22 \cdot 240 \cdot 460 - 2.072 \cdot 10^3}{435} = 51.07 \text{ мм}^2$$

Принимаем у правой грани 2Ø10 А-500 ($A'_{s, \text{fact}} = 157 \text{ мм}^2 > \mu\% = 0,0005$ в $h_0 = 0,0005 \cdot 240 \cdot 460 = 55.2 \text{ мм}^2$)

Расчет прочности по наклонному сечению опорной части балки.

Подбор поперечной в опорной части балки выполняем на действии поперечной силы $Q_{\text{max}} = 296.17 \text{ кН}$ с учетом усилия обжатия $P = 481.59 \text{ кН}$.

Рабочая высота в конце наклонного сечения будет равна

$$h_0 = h_1 + \frac{c}{12} - (a_p + e_{sp}) = 890 + \frac{2850}{12} - (60 + 74.3) = 993.2 \text{ мм}$$

Определим величины M_b и $Q_{b, \text{min}}$, для чего находим коэффициент

$$\varphi_n = \frac{0.1P}{R_{bt} b h_0} = \frac{0.1 \cdot 496.98 \cdot 10^3}{1.4 \cdot 240 \cdot 993.2} = 0.148 < 0.5$$

Тогда $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt} b h_0^2 = 1.75(1 + 0.146) \cdot 1.4 \cdot 240 \cdot 993.2^2 = 565.34 \text{ кНм}$

$$Q_{b, \text{min}} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt} b h_0 = 0.4(1 + 0.146) \cdot 1.4 \cdot 240 \cdot 993.2 = 150,63 \text{ кН}$$

Определим требуемую интенсивность хомутов, принимая длину проекции наклонного сечения равной расстоянию от опоры до первого груза $c_1 = 2850 \text{ мм}$, где поперечная сила $Q_1 = Q_{\text{max}} = 296.17 \text{ кН}$.

Находим

$$Q_{b1} = \frac{M_b}{c_1} = \frac{565.34 \cdot 10^6}{2850} = 198.36 \text{ кН} > Q_{b, \text{min}} = 150,63 \text{ кН}$$

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

38

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

Тогда

$$\lambda_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{296.17 - 198.36}{198.36} = 0.49$$

Поскольку $c_1 = 2850 \text{ мм} > 2h_0 = 2 \cdot 978 = 1956 \text{ мм}$, то принимаем $c_0 = 2h_0 = 1956 \text{ мм}$, в этом случае будем иметь

$$\lambda_{01} = \frac{Q_{b,min}}{Q_{b1}} \cdot \frac{c_0}{2h_0} = \frac{150.63}{198.36} \cdot \frac{1956}{2 \cdot 993.2} = 0.75$$

Так как $\lambda_1 = 0.49 < \lambda_{01} = 0.75$, то требуемую интенсивность хомутов q_{sw} находим по формуле

$$q_{sw} = \frac{Q_1}{c_0} \cdot \frac{\lambda_{01}}{\lambda_{01} + 1} = \frac{296.17 \cdot 10^3}{1956} \cdot \frac{0.75}{0.75 + 1} = 64.89 \text{ Н/мм}$$

Согласно п. 5.42[4], шаг хомутов должен быть не более $1/3 h_1 = 890/3 = 297 \text{ мм}$ и не более 500 мм . Максимально допустимый шаг хомутов по формуле (67) [4] равен

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q_{max}} = \frac{1(1 + 0.146) \cdot 1.4 \cdot 240 \cdot 978^2}{296.17 \cdot 10^3} = 1244 \text{ мм}$$

Назначаем шаг хомутов $S=250 \text{ мм}$, тогда получим

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot s}{R_{sw}} = \frac{64.89 \cdot 250}{170} = 93 \text{ мм}^2$$

Принимаем двухветвевые хомуты диаметром 8 мм из стали класса А-240 ($A_{sw, fact} = 101 \text{ мм}^2$).

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	
Ине. № подл.	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

3.2. РАСЧЕТ КОЛОННЫ

3.2.1 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА КОЛОННУ В ОСЯХ 7 – Б.

Высота надкрановой части колонн составляет

$$H_2 \geq H_k + H_{н.б.} + H_p + 0.1 = 1.65 + 0.8 + 0.15 + 0.1 = 2.7 \text{ м}$$

Грузоподъемность мостового крана $Q=5\text{т}$. ($H_k = 1.65\text{м}$)

С учетом унификации размеров колонн принимаем $H_2 = 2.9 \text{ м}$

Определим высоту подкрановой части колонн

$$H_1 = 7.2 - 2.9 + 0.15 = 4.45 \text{ м}$$

Расстояние от верха колонны до уровня головки подкранового рельса

$$y = 2.9 - 0.8 - 0.15 = 1.95 \text{ м}$$

Назначаем размеры колонн по условию предельной гибкости. Вычислим их расчетные длины в соответствии с 32 [1].

Расчетные длины колонн

Часть колонны	При расчете в плоскости поперечной рамы		В перпендикулярном направлении
	При учете нагрузок от крана	Без учета нагрузок от крана	
Подкрановая $H_1 = 4.45 \text{ м}$	$1.5H_1=6.675 \text{ м}$	$1.2(H_1+H_2)=8.82 \text{ м}$	$0.8H_1=3.56 \text{ м}$
Надкрановая $H_2 = 2.9 \text{ м}$	$2H_2=5.8 \text{ м}$	$2.5H_2=7.25 \text{ м}$	$1.5H_2=4.35 \text{ м}$

Принимаем поперечные сечения колонн в пролете А-Б в надкрановой части 380х400 мм, а в подкрановой 400х600 мм.

На колонну в осях 7 – Б действуют постоянные и временные нагрузки. К числу постоянных нагрузок относятся нагрузки от покрытия в пролете А – Б, покрытия в пролете Б – В, собственного веса колонны. К временным нагрузкам относятся снеговая, ветровая, крановые нагрузки.

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

40

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

Постоянные нагрузки.

Нагрузки от покрытия в пролете А – Б составят 3.206 кН/м² (таблица 2).

Определим нагрузки от покрытия в пролете Б – В. Результат сведем в таблицу 4.

Таблица 4. Нагрузки от покрытия в пролете Б – В.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Кровля:			
- слой гравия, втопленного в битум;	0.160	1.3	0.208
- 3-слойный рубероидный ковер;	0.090	1.3	0.117
- цементная стяжка $\delta=20$ мм, $\rho=18$ кН/м ³ ;	0.360	1.3	0.468
- пенополистерол $\delta=150$ мм, $\rho=0.5$ кН/м ³ ;	0.075	1.3	0.098
- пароизоляция, 1 слой;	0.030	1.3	0.039
Ребристые плиты покрытия 3х6 м с учетом заливки швов $\delta=65.5$ мм, $\rho=19.9$ кН/м ³ ;	1.303	1.1	1.434
Решетчатая балка ($V_b=2.8$ м ³ , пролет 12 м, шаг колонн 6 м, бетон легкий D1800) $2.8 \cdot 19.9 / (12 \cdot 6) = 0.77$ кН/м ²	0.77	1.1	0.847
И т о г о	2.788		3.211

Расчетная постоянная нагрузка на 1 м ригеля рамы, с учетом коэффициента надежности по назначению и шага колонн в продольном направлении 6 м, равна

$$G = (3.206 + 3.211) \cdot 6 \cdot 1 = 38.5 \text{ кН/м}$$

Расчетные нагрузки от собственного веса колонн ($\rho = 25$ кН/м³)

Подкрановая часть с консолью

$$G_1 = (0.6 \cdot 4.45 + 0.45 \cdot 0.45 + 0.5 \cdot 0.45 \cdot 0.45) \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1.1 = 32.74 \text{ кН.}$$

Надкрановая часть

$$G_2 = 0.4 \cdot 0.38 \cdot 2.9 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 1.1 = 12.12 \text{ кН.}$$

Итого нагрузка от собственного веса колонны составит $G_k = 44.84$ кН.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

41

Временные нагрузки.

Снеговая нагрузка.

Снеговая нагрузка принимается равномерно распределенной во всех пролетах здания. Для г. Пензы по [2] определяем нормативное значение снегового покрова $s_0 = 1.26$ кПа. С учетом коэффициента надежности по нагрузке $s = 1.26 \cdot 1.4 = 1.8$ кПа.

Расчетная нагрузка от снега на 1 м рамы $P_{sn} = 1.8 \cdot 6 \cdot 1 = 10.8$ кН/м.

Крановая нагрузка.

Характеристики мостового крана грузоподъемностью 5т:

1. ширина крана $B_k = 4.7$ м;
2. база крана $A_k = 3.7$ м;
3. нормативное максимальное давление колеса крана на подкрановый рельс $P_{max} = 55$ кН;
4. масса тележки $G_T = 2.0$ т;
5. общая масса крана $G_k = 11.0$ т;

Нормативное минимальное давление одного колеса крана на подкрановый рельс при 4-х колесах:

$$P_{min} = 0.5 \cdot (Q + Q_k) - P_{max} = 0.5 \cdot (49.05 + 107.91) - 55 = 23.48 \text{ кН.}$$

Нормативная горизонтальная нагрузка на одно колесо крана:

$$T_n = 0.5 \cdot 0.05 \cdot (Q + Q_m) = 0.5 \cdot 0.05 \cdot (49.05 + 2 \cdot 9.81) = 1.72 \text{ кН.}$$

Определим расчетные нагрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.1$ и линии влияния (рис. 5).

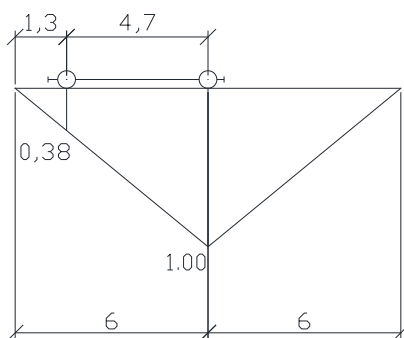


Рис. 5. К расчету крановых нагрузок.

Максимальное давление на колонну:

$$D_{max} = P_{max} \gamma_f \sum y \gamma_n = 55 \cdot 1.1 \cdot 1.38 \cdot 1 = 83.49 \text{ кН.}$$

Минимальное давление на колонну:

$$D_{\min} = P_{\min} \gamma_f \sum y \gamma_n = 23.48 \cdot 1.1 \cdot 1.38 \cdot 1 = 35.64 \text{ кН.}$$

Тормозная поперечная нагрузка на колонну:

$$T = T_n \gamma_f \sum y \gamma_n = 1.72 \cdot 1.1 \cdot 1.39 \cdot 1 = 2.61 \text{ кН.}$$

Ветровая нагрузка.

Город Каменка расположен во II ветровом районе. Нормативное значение ветрового давления $w_0 = 0.30$ кПа [2, п. 6.4]. Для заданного типа местности B с учетом коэффициента k [2, табл. 6] получим следующие значения ветрового давления на высоте:

1. до 5 м $W_{n1} = 0.5 \cdot 0.3 = 0.15$ кПа;

2. до 10 м $W_{n2} = 0.65 \cdot 0.3 = 0.195$ кПа.

Согласно рис. 6 вычислим значения нормативного ветрового давления на отметках верха колонн и покрытия:

1. на отметке +7.200:

$$W_{n3} = 0.15 + \left[\frac{(0.195 - 0.15)}{(10 - 5)} \right] \cdot (7.2 - 5) = 0.170 \text{ кПа;}$$

2. на отметке +8.840:

$$W_{n4} = 0.15 + \left[\frac{(0.195 - 0.15)}{(10 - 5)} \right] \cdot (8.84 - 5) = 0.185 \text{ кПа;}$$

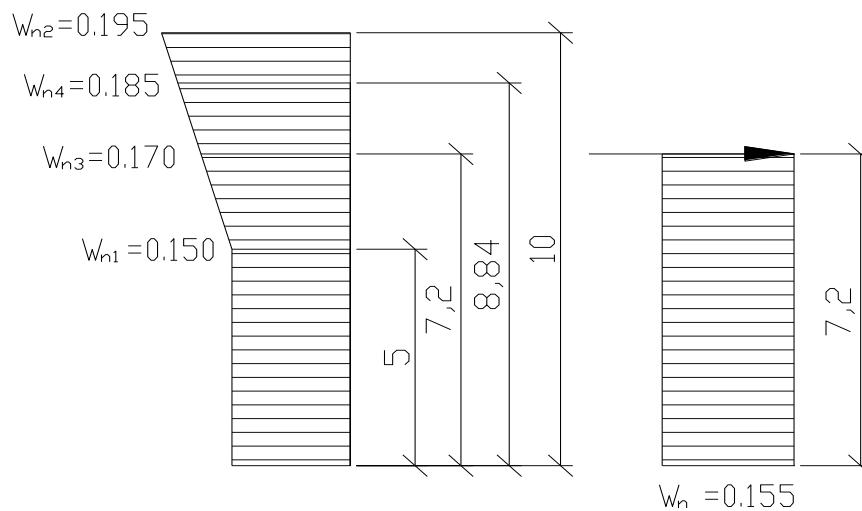


Рис.6. К определению эквивалентного нормативного значения ветрового давления.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Переменный по высоте скоростной напор ветра заменяем равномерно распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной балки длиной 7.2 м.

$$W_n = \frac{2M}{h^2} = \frac{(2 \cdot [\frac{0.15 \cdot 5^2}{2} + \frac{0.15 + 0.17}{2} \cdot (7.2 - 5) \cdot (5 + \frac{7.2 - 5}{2})])}{7.2^2} = 0.155 \text{ кПа.}$$

Для определения ветрового давления с учетом габаритов здания находим аэродинамические коэффициенты $c_e = 0.8$ и $c_{e3} = -0.4$.

Тогда с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.4$ и шага колонн 6 м получим:

3. расчетная равномерно распределенная нагрузка на колонну рамы с наветренной стороны:

$$W_1 = 0.155 \cdot 0.8 \cdot 1.4 \cdot 6 \cdot 1 = 1.04 \text{ кН/м.}$$

4. то же, с подветренной стороны:

$$W_2 = 0.155 \cdot 0.4 \cdot 1.4 \cdot 6 \cdot 1 = 0.52 \text{ кН/м.}$$

5. расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка от давления ветра на ограждающие конструкции выше отметки +7.200:

$$W = \frac{0.170 + 0.185}{2} \cdot (8.84 - 7.2) \cdot (0.8 + 0.4) \cdot 1.4 \cdot 6 \cdot 1 = 2.93 \text{ кН.}$$

3.2.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В КОЛОННЕ.

Определим усилия, возникающие в колонне по оси Б в сечении 1 – 1 от каждого варианта загрузки отдельно. Для этого воспользуемся формулами для расчета двухветвевых и ступенчатых колонн [7, прил. 12]:

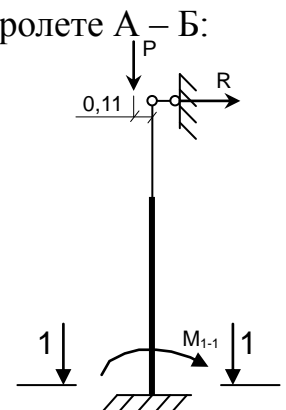
- 1) определим момент в заделке от постоянной нагрузки в пролете А – Б:

$$P = 3.206 \cdot 6 \cdot 9 \cdot 1.0 = 173.12 \text{ кН,}$$

$$M = 173.12 \cdot 0.11 = 19.04 \text{ кНм,}$$

$$R = \frac{3M}{2l} = \frac{3 \cdot 19.04}{2 \cdot 7.35} = 3.89 \text{ кН,}$$

$$M_{1-1} = 3.89 \cdot 7.35 - 19.04 = 9.52 \text{ кНм.}$$



Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
	Изм
Лист	№ докум.
	Подп.
Дата	Дата

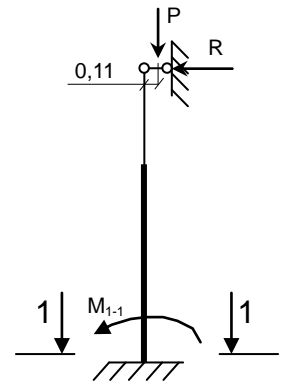
2) определим момент в заделке от постоянной нагрузки в пролете Б – В:

$$P = 3.211 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1.0 = 115.60 \text{ кН},$$

$$M = 115.60 \cdot 0.11 = 12.72 \text{ кНм},$$

$$R = \frac{3M}{2l} = \frac{3 \cdot 12.72}{2 \cdot 7.35} = 2.59 \text{ кН},$$

$$M_{1-1} = -2.59 \cdot 7.35 + 12.72 = -6.35 \text{ кНм}.$$



3) суммарный момент в заделке от постоянной нагрузки составит:

$$M_{1-1} = 9.52 - 6.35 = 3.17 \text{ кНм}.$$

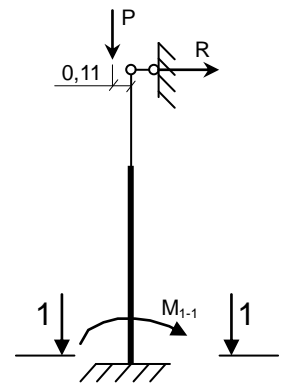
4) определим момент в заделке от снеговой нагрузки в пролете А – Б:

$$P = 1.8 \cdot 6 \cdot 9 \cdot 1.0 = 81.0 \text{ кН},$$

$$M = 81.0 \cdot 0.11 = 8.91 \text{ кНм},$$

$$R = \frac{3M}{2l} = \frac{3 \cdot 8.91}{2 \cdot 7.35} = 1.82 \text{ кН},$$

$$M_{1-1} = 1.82 \cdot 7.35 - 8.91 = 4.47 \text{ кНм}.$$



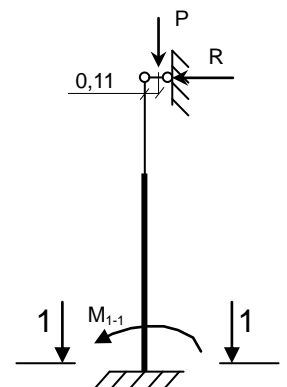
5) определим момент в заделке от снеговой нагрузки в пролете Б – В:

$$P = 1.8 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1.0 = 64.8 \text{ кН},$$

$$M = 64.8 \cdot 0.11 = 7.13 \text{ кНм},$$

$$R = \frac{3M}{2l} = \frac{3 \cdot 7.13}{2 \cdot 7.35} = 1.45 \text{ кН},$$

$$M_{1-1} = -1.45 \cdot 7.35 + 7.13 = -3.53 \text{ кНм}.$$



Инв. № подл	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Инв. № подл	Подп. и дата
Инв. № подл	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

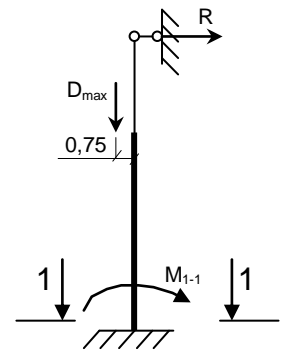
45

6) определим момент в заделке от крановой нагрузки в пролете А – Б (D_{max}) = 83.49кН:

$$M = 83.49 \cdot 0.75 = 62.62 \text{ кНм}, \quad \alpha = \frac{2.9}{7.35} = 0.4$$

$$R = \frac{3M(1-\alpha^2)}{2l} = \frac{3 \cdot 62.62 \cdot (1-0.4^2)}{2 \cdot 7.35} = 10.73 \text{ кН},$$

$$M_{1-1} = 10.73 \cdot 7.35 - 62.62 = 16.24 \text{ кНм}.$$

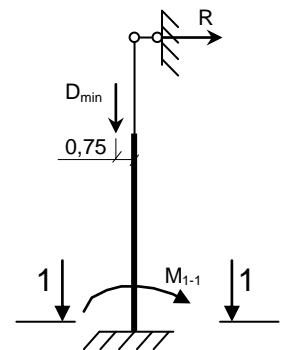


7) определим момент в заделке от крановой нагрузки в пролете А – Б (D_{min}) = 35.64кН:

$$M = 35.64 \cdot 0.75 = 26.73 \text{ кНм}, \quad \alpha = \frac{2.9}{7.35} = 0.4$$

$$R = \frac{3M(1-\alpha^2)}{2l} = \frac{3 \cdot 26.73 \cdot (1-0.4^2)}{2 \cdot 7.35} = 4.58 \text{ кН},$$

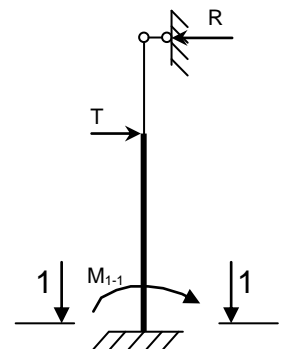
$$M_{1-1} = 4.58 \cdot 7.35 - 26.73 = 6.93 \text{ кНм}.$$



8) определим момент в заделке от поперечной крановой нагрузки T, действующей на колонну слева.

$$R = \frac{T(1-\alpha)}{1} = \frac{2.06 \cdot (1-0.4)}{1} = 1.23 \text{ кН},$$

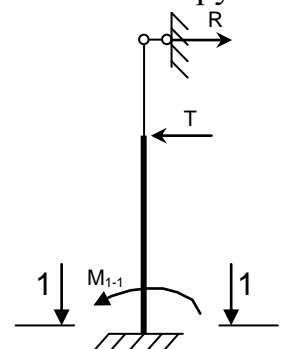
$$M_{1-1} = -1.23 \cdot 7.35 + 2.06 \cdot 4.45 = 0.13 \text{ кНм}.$$



9) определим момент в заделке от поперечной крановой нагрузки T, действующей на колонну справа.

$$R = \frac{T(1-\alpha)}{1} = \frac{2.06 \cdot (1-0.4)}{1} = 1.23 \text{ кН},$$

$$M_{1-1} = 1.23 \cdot 7.35 - 2.06 \cdot 4.45 = -0.13 \text{ кНм}.$$



Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № подл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

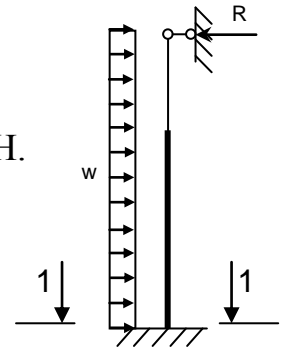
46

10) определим момент в заделке от действия ветровой нагрузки слева. Для этого определим реакцию R_1 и R_2 , передающиеся на колонну ($w = 0.155 \times 9 = 0.93$ кН/м).

$$R = \frac{3wl}{8} = \frac{3 \cdot 0.93 \cdot 7.35}{8} = 2.56, \quad R_1 = R/3 = 2.56/3 = 0.85 \text{ кН.}$$

$$R_2 = W/3 = 2.93/3 = 0.98 \text{ кН.}$$

$$M_{1-1} = 0.85 \cdot 7.35 + 0.98 \cdot 7.35 = 13.45 \text{ кНм.}$$



11) по аналогии момент в заделке от действия ветровой нагрузки справа будет равен -13.45 кНм

Результаты вычислений сведем в таблицу 5.

Таблица 5. Усилия в колонне по оси Б в сечении 1 – 1 .

№	Вид нагрузки	Усилия (силы – в кН, моменты – кНм)	
		N	M
1	Постоянная	288.72	3.17
2	Снег в пролете А – Б	81.0	4.47
3	Снег в пролете Б – В	64.8	-3.53
4	Кран в пролете А – Б, D_{\max}	83.49	16.24
5	Кран в пролете А – Б, D_{\min}	35.64	6.93
6	Кран в пролете А – Б, Т на Б слева	—	0.13
7	Кран в пролете А – Б, Т на Б справа	—	-0.13
8	Ветер слева	—	13.45
9	Ветер справа	—	-13.45

Неблагоприятные комбинации расчетных усилий в сечении 1 – 1 для основных сочетаний нагрузок с учетом требований [2] представлены в табл. 6.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
Ине. № подп.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Ине. № дубл.	

Таблица 6. Определение основных сочетаний расчетных усилий в сечении

1 – 1 колонны по оси Б.

Ном ер	Загруже ния и усилия		Расчетные сочетания усилий (силы – в кН, моменты – в кНм)				
			N	M _{max}	N	M _{min}	N _{max}
1	Загруже ния		1 + (4 + 6)		1 + 9		1 + 4
	У С И Л И Я	N	$288.72+(83.49+0)*0.85=359.69$		288.72		$288.72+83.49=372.21$
		M	$3.17+(16.24+0.13)*0.85=17.08$		$3.17-13.45=-10.28$		$3.17+16.24=19.41$
		N _l	288.72		288.72		288.72
		M _l	3.17		3.17		3.17
		N _{sh}	$(83.49+0)*0.85=70.97$		0		83.49
		M _{sh}	$(16.24+0.13)*0.85=13.91$		-13.45		16.24
2	Загруже ния		1 + 2 + (4 + 6) + 8		1 + 3 + 7 + 9		1 + 2 + 4 + 6 + 8
	У С И Л И Я	N	$288.72+(81.0+(83.49+0)*0.85)*0.9=433.59$		$288.72+(64.8+0+0)*0.85*0.9=338.29$		$288.72+(81+(83.49+0)*0.85)*0.9=425.49$
		M	$3.17+(4.47+(16.24+0.13)*0.85+13.45)*0.9=31.82$		$3.17+(-3.53+(-0.13)*0.85-13.45)*0.9=-11.73$		$3.17+(4.47+(16.24+0.13)*0.85+13.45)*0.9=31.82$
		N _l	288.72		288.72		288.72
		M _l	3.17		3.17		3.17
		N _{sh}	$((83.49+0)*0.85)*0.9=63.87$		0		$((83.49+0)*0.85)*0.9=63.87$
		M _{sh}	$((16.24+0.13)*0.85+13.45)*0.9=24.63$		$((-0.13)*0.85-13.45)*0.9=-12.20$		$((16.24+0.13)*0.85+13.45)*0.9=24.63$

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

48

3.2.3 РАСЧЕТ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ КОЛОННЫ.

Колонны здания выполняем из тяжелого бетона класса В35 (тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении) с применением стержневой ненапрягаемой арматуры класса А-400. Наиболее нагруженное сечение колонны (сечение 1 – 1) рассчитывается на внецентренное сжатие с учетом влияния продольного изгиба.

Расчетные характеристики материалов:

- Бетон В35 ($R_b = 19.5$ МПа, $E_b = 31000$ МПа),
- Арматура А-400 ($R_s = 355$ МПа, $E_s = 200000$ МПа);

Размеры сечения подкрановой части 400х600. Для продольной арматуры назначим $a = a' = 40$ мм. $h_0 = h - a = 600 - 40 = 560$ мм.

Определим площадь сечения продольной арматуры со стороны менее растянутой грани (справа) при условии симметричного армирования.

$$N = 338.29 \text{ кН}, M = 11.73 \text{ кН} \cdot \text{м}, N_l = 288.72 \text{ кН}, M_l = 3.17 \text{ кН} \cdot \text{м}, N_{sh} = 0, M_{sh} = 12.2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Вычислим коэффициент условий работы бетона γ_{bl} .

Найдем момент от действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок относительно оси, проходящей через наиболее растянутый стержень арматуры

$$M_I = \frac{(N - N_{sh})(h_0 - a')}{2} + (M - M_{sh}) \\ = \frac{(338.29 - 0)(0.56 - 0.04)}{2} + (11.73 - 12.2) = 87.48 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

то же, от всех нагрузок:

$$M_{II} = N(h_0 - 0.04)/2 + M = 338.29(0.56 - 0.04)/2 + 11.73 = 99.68 \text{ кНм}.$$

Тогда при $\gamma_{b2} = 1$ получим $\gamma_{bl} = M_{II}/M_I = 99.68/87.48 = 1.14 > 1.1$. Принимаем $\gamma_{bl} = 1.1$ и $R_b = 1.1 \cdot 19.5 = 21.45$ МПа.

Расчетная длина подкрановой части колонны $l_0 = 6.675$ м. Так как $l_0/h = 6.675/0.6 = 11.125 > 4$, то расчет производим с учетом прогиба элемента.

Для этого находим $e_0 = M/N = 11.73 \cdot 10^3 / 338.29 = 34.7 \text{ мм} > e_a = h/30 = 600/30 = 20$

мм; так как

$$e_0/h = 34.7/600 = 0.058 <$$

$$\delta_{e,\min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b = 0.5 - 0.01 \cdot 11.125 - 0.01 \cdot 1.1 \cdot 19.5 = 0.17, \text{ то } \delta_e = 0.17.$$

Поскольку изгибающие моменты от полной нагрузки и от постоянной и длительной нагрузок имеют разные знаки и $e_0 = 34.7 \text{ мм} < 0,1h = 60$,

$$\text{то } \varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1})e_0/h = 1.9 + 10(1 - 1.9)34.7/600 = 1.38$$

$$\text{где } \varphi_{l1} = 1 + \beta \frac{M_{l1}}{M_1} = 1 + 1 \frac{78.23}{87.48} = 1.9,$$

$$M_{l1} = N_l(h_0 - 0.04)/2 + M_l = 288.72(0.56 - 0.04)/2 + 3.17 = 78.23 \text{ кНм.}$$

С учетом напряженного состояния сечения возьмем $\mu = 0.004$, тогда при $\alpha = E_s/E_b = 210000/29000 = 7.2$ получим

$$N_{cr} = \frac{1.6E_b b h}{(l_0/h)^2} \left[\frac{\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1}{3\varphi_l} + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - 40}{h} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1.6 \cdot 31000 \cdot 400 \cdot 600}{11.125^2} \left[\frac{\frac{0.11}{0.1 + 0.17} + 0.1}{3 \cdot 1.38} + 0.004 \cdot 7.2 \cdot \left(\frac{560 - 40}{400} \right)^2 \right] = 13826 \text{ кН.}$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{(1 - N/N_{cr})} = \frac{1}{(1 - 338.29/13826)} = 1.03.$$

Вычислим значение эксцентриситета с учетом прогиба элемента по формуле:

$$e = e_0 \eta + \frac{(h_0 - 40)}{2} = 34.7 \cdot 1.03 + \frac{(560 - 40)}{2} = 296 \text{ мм. По табл. 18 [3] находим } \xi_R = 0.568$$

и $\alpha_R = 0.408$. Вычислим значения коэффициентов:

$$\alpha_n = N / (R_b b h_0) = 338.29 \cdot 10^3 / (21.45 \cdot 400 \cdot 560) = 0.095,$$

$$\alpha_{m1} = Ne / (R_b b h_0^2) = 338.29 \cdot 10^3 \cdot 296 / (21.45 \cdot 400 \cdot 560^2) = 0.05, \delta = 40/h_0 = 40/560 = 0.071.$$

Так как $\alpha_n = 0.095 < \xi_R = 0.568$, значения $A_s = A'_s$ определяем по формуле:

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)}{1 - \delta} = \frac{21.45 \cdot 400 \cdot 560}{355} \cdot \frac{0.05 - 0.095 \cdot (1 - 0.095 / 2)}{1 - 0.071} = -556.1 \text{ мм}^2 < 0.$$

Поскольку по расчету арматура не требуется, то ее сечение назначаем в соответствии с конструктивными требованиями:

$A_s = A'_s = 0.002 b h_0 = 0.002 \cdot 400 \cdot 560 = 448 \text{ мм}^2$. Принимаем 2 Ø18 А-400 ($A_s = A'_s = 509 \text{ мм}^2$). При этом коэффициент армирования составит $\mu = (A_s + A'_s) / (b h) = (509 + 509) / (400 \cdot 600) = 0.0039$, что незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0.004$, следовательно, расчет можно не уточнять.

Определим площадь сечения продольной арматуры со стороны наиболее растянутой грани (слева) для несимметричного армирования. В этом случае расчетные усилия возьмем из сочетания N M_{max}: N = 359.69 кН, M_{max} = 17.08 кНм, N₁ = 288.72 кН, M₁ = 3.17 кНм, M_{sh} = 13.91 кНм, N_{sh} = 70.97 кН.

Вычислим $e_0 = M / N = 17.08 \cdot 10^3 / 359.69 = 47.48 \text{ мм}$; так как $e_0 / h = 47.48 / 600 = 0.08 < \delta_{e, \min} = 0.5 - 0.01 l_0 / h - 0.01 R_b = 0.5 - 0.01 \cdot 11.125 - 0.01 \cdot 1.1 \cdot 14.5 = 0.23$, то $\delta_e = 0.23$.

Принимая $\mu = 0.0038$, при $\varphi_l = 1$ получим

$$N_{cr} = \frac{1.6 E_b b h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - 40}{h} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1.6 \cdot 31000 \cdot 400 \cdot 600}{11.125^2} \left[\frac{0.11}{0.1 + 0.17} + 0.1 + 0.0038 \cdot 7.2 \cdot \left(\frac{560 - 40}{600} \right)^2 \right] = 14680 \text{ кН}.$$

Коэффициент $\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 359.69 / 14680) = 1.03$.

Вычислим значение эксцентриситета с учетом прогиба элемента по формуле:

$$e = e_0 \eta + \frac{(h_0 - 40)}{2} = 47.48 \cdot 1.03 + \frac{(560 - 40)}{2} = 308.9 \text{ мм},$$

Площади сечения сжатой и растянутой арматуры определяем согласно п. 3.66 [3]. Тогда получим

$$A'_s = \frac{(N e - \alpha_R R_b b h_0^2)}{[R_{sc} (h_0 - 40)]} = \frac{(359.69 \cdot 10^3 \cdot 308.9 - 0.408 \cdot 21.45 \cdot 400 \cdot 560^2)}{[355(560 - 40)]} =$$

Изм. № подл. Подп. и дата. Инв. № дубл. Инв. инв. №. Подп. и дата. Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

$$= -4843 \text{ мм}^2 < 0.$$

Следовательно, по расчету сжатая арматура не требуется.

Находим

$$\alpha_m = \frac{[Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - 40)]}{(R_b b h_0^2)} = \frac{[359.69 \cdot 10^3 \cdot 308.9 - 355 \cdot 509 \cdot (560 - 40)]}{(21.45 \cdot 400 \cdot 560^2)} =$$

0.02. Соответственно $\xi = 0.02$

$$\text{Тогда } A_s = \frac{(\xi R_b b h_0 - N + R_{sc} A'_s)}{R_s} = \frac{(0.02 \cdot 21.45 \cdot 400 \cdot 560 - 359.69 \cdot 10^3 + 355 \cdot 509)}{280} =$$

$$= -520.4 \text{ мм}^2 < 0. \text{ Принимаем минимальное конструктивное армирование } 2 \text{ } \emptyset 18 \text{ А-400 } (A_s = A'_s = 509 \text{ мм}^2).$$

3.2.4 КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРОДОЛЬНОЙ И ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРЫ И РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ КОНСОЛИ.

Расчет подкрановой консоли производим на действие нагрузки от собственного веса подкрановых балок и максимального вертикального давления от мостового крана.

$$Q = 48,4 + 83,49 = 131.89$$

Проверяем прочность консоли на действие поперечной силы при возможном разрушении по наклонной полосе. Поскольку $2.5R_{bt} b h_0 = 2.5 \cdot 1.3 \cdot 400 \cdot 560 = 728 \text{ кН} > Q = 131.89 \text{ кН}$, то по расчету поперечная арматура не требуется. По конструктивным требованиям принимаем хомуты диаметром 6 мм класса А-240, устанавливаемые с шагом 150 мм.

Для обеспечения прочности консоли в вертикальном сечении на действие изгибающего момента определяем площадь сечения продольной арматуры:

$$A_s \frac{Ql}{(h_0 R_s)} = 131.89 \cdot 10^3 \cdot 400 / (560 \cdot 355) = 265.4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 $\emptyset 14$ А-400 ($A_s = 308 \text{ мм}^2$).

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № подл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

52

3.3 Проектирование ребристой плиты покрытия

Шаг колонн в продольном направлении,	6,0 м ,
Класс предв. напрягаемой арматуры	К-7
Способ натяжения арматуры на упоры	механический
Условия твердения бетона	тепл. обработка
Тип плиты покрытия	<ребр.>
Вид бетона для плиты	тяжёлый В-30

По результатам компоновки конструктивной схемы перекрытия принята номинальная ширина плиты 3000 мм.

Расчетный пролет плиты при опирании на ригель поверху

$$l_0 = l - b/2 = 6000 - 200/2 = 5900 \text{ мм.}$$

Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия приведен в табл. 2.

Расчетные нагрузки на 1м длины при ширине плиты 3 м, с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1.0$:

- для расчетов по первой группе предельных состояний

$$q = 5.12 \cdot 3.0 \cdot 1.0 = 15.36 \text{ кН/м;}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний

$$\text{полная } q_{tot} = 3.28 \cdot 3.0 \cdot 1.0 = 9.84 \text{ кН/м;}$$

$$\text{длительная } q_l = 2.04 \cdot 3.0 \cdot 1.0 = 6.12 \text{ кН/м.}$$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний

$$M = q \cdot l_0^2 / 8 = 15.36 \cdot 5,9^2 / 8 = 66.83 \text{ Н} \cdot \text{м;}$$

$$Q = q \cdot l_0 / 2 = 15.36 \cdot 5,9 / 2 = 45.31 \text{ кН;}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний

$$M_{tot} = q_{tot} \cdot l_0^2 / 8 = 9.84 \cdot 5,9^2 / 8 = 42,82 \text{ Н} \cdot \text{м;}$$

$$M_l = q \cdot l_0^2 / 8 = 6.12 \cdot 5,9^2 / 8 = 26,63 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

Инв. № подл	
Подп. и дата	
Инв. № дубл.	
Взам. инв. №	
Подп. и дата	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

53

Таблица 2 - Нагрузки на 1м² покрытия

Элемент покрытия	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Кровля:			
- слой гравия, втопленного в битум	0,16	1,3	0,28
- 3-слойной рубероидный ковер	0,09	1,3	0,117
- цементная стяжка ($\delta = 20$ мм, $\rho=18.0$ кН/м ³)	0,36	1,3	0,468
- пенополистерол ($\delta = 150$ мм, $\rho=0.5$ кН/м ³)	0,075	1,3	0,98
- пароизоляция, 1 слой	0.03	1.3	0.039
От массы ребристой плиты ($\delta= 0,065$ м, $\rho =19.9$ кН/м ³)	1.303	1,1	1.434
Итого:	2.02		3.32
Временная (снег):	1,26	1,4	1,8
- длительная	0,378	1,4	0,54
- кратковременная	0,882		1,26
Полная нагрузка	3.28		5.12
- постоянная и длительная	2.40		

Ине. № подп	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Подп. и дата
Взам. инв. №	Подп. и дата
Ине. № инв.	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

54

Нормативные и расчетные характеристики тяжелого бетона В30, при тепловой обработке $\gamma_{b2} = 0.9$ (для влажности 70%).

$$R_{bn} = R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}; \quad R_{btm} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа};$$

$$R_b = 17 \cdot 0,9 = 15,3 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08 \text{ МПа}; \quad E_b = 26000 \text{ МПа}.$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса К-7 диаметром 12 мм:

$$R_{sn} = R_{s,ser} = 1500 \text{ МПа}; \quad R_s = 1170 \text{ МПа}; \quad E_s = 180000 \text{ МПа}.$$

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_{sp} = 900 \text{ МПа}.$$

$$\text{Проверим условие при } p = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 900 = 45 \text{ МПа}.$$

$$\text{Так как } \sigma_{sp} + p = 900 + 45 = 945 \text{ МПа} < R_{sn} = 1500 \text{ МПа} \text{ и}$$

$\sigma_{sp} - p = 900 - 15 = 855 > 0,3 \cdot R_{sn} = 0,3 \cdot 1500 = 450 \text{ МПа}$, следовательно, условие выполняется.

Предварительное напряжение при благоприятном влиянии с учетом точности натяжения арматуры будет равно

$$\sigma_{sp} \cdot (1 - \Delta\gamma_{sp}) = 900 \cdot (1 - 0,1) = 810 \text{ МПа}, \text{ где } \Delta\gamma_{sp} = 0,1$$

Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси,

$$M = 66.83 \text{ кН}\cdot\text{м}. \text{ Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне}.$$

$$\text{Согласно при } h'_f/h = 50/350 = 0,142 > 0,1; \text{ расчетная ширина } b'_f = 2960 \text{ мм}.$$

$$h_o = h - a = 350 - 30 = 320 \text{ мм}.$$

Проверим условие.

$$R_b \cdot h'_f \cdot b'_f \cdot (h_o - 0,5 \cdot h'_f) = 15,3 \cdot 2960 \cdot 30 \cdot (270 - 0,5 \cdot 30) = \\ = 346,45 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 66.83 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 2960 \text{ мм}$.

$$\text{Определим значение } \alpha_m = M / (R_b \cdot b \cdot h_o^2) = 66.83 \cdot 10^6 / (15,3 \cdot 2960 \cdot 270^2) = 0,014;$$

по α_m , пользуясь приложением I, находим $\zeta = 0,993$, $\xi = 0,014$.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № подл.	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017	
						55

Вычислим относительную граничную высоту сжатой зоны ξ_R . Находим характеристику сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,727, \text{ где } \alpha = 0,85$$

для тяжёлого бетона.

$$\text{Тогда } \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,727}{1 + \frac{1003}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,727}{1,1}\right)} = 0,53,$$

$$\text{где } \sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 1170 + 400 - 810 \cdot 0,7 = 1003 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \xi / \xi_R - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \cdot \frac{0,014}{0,53} - 1\right) = 1,29 > \eta = 1,15,$$

принимаем $\gamma_{s6} = 1,15$.

Вычислим требуемую площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры.

$$A_{sp} = M / (\gamma_{s6} \cdot R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 66,83 \cdot 10^6 / (1,15 \cdot 1170 \cdot 0,993 \cdot 270) = 178,5 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 12 К-7 ($A_{sp} = 181,2 \text{ мм}^2$).

Расчет полки плиты на местный изгиб

Расчетный пролет полки плиты (рис.4)

- между поперечными ребрами $l_0 = 2960 - 140 - 40 = 2780 \text{ мм}$,

Расчетная нагрузка на 1 м^2 полки может быть принята (с несущественным превышением) такой же, как и для плиты $q = 5,12 \text{ кН/м}^2$. Вырезаем полосу шириной $b = 1 \text{ м}$. Нагрузка на 1 м полосы $q = 5,12 \text{ кН/м}$.

Расчетный изгибающий момент в опорном и пролетном сечениях

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{11} = \frac{5,12 \cdot 2,78^2}{11} = 3,6 \text{ кН/м}.$$

Рабочая высота расчетного сечения

$$h_0 = h - a = 30 - 15 = 15 \text{ мм},$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{3,6}{15,3 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot (0,030)^2} = 0,19, \zeta = 0,894;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{3,6}{215 \cdot 10^3 \cdot 0,894 \cdot 0,030} \cdot 10^6 = 624,32 \text{ мм}^2.$$

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой диаметром 6 А-240 с шагом $S=100\text{мм}$ ($23\emptyset 6 \text{ A} - 240, A_s = 650,9\text{мм}^2$)

Проверка прочности ребристой плиты по сечениям, наклонным к продольной оси.

А-240, диаметром 6 мм ($A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 56,6 \text{ мм}^2$, $R_{sw} = 170 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$) с шагом $s = 150 \text{ мм}$. $p = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 0,7 \cdot 900 \cdot 181,2 = 106890 \text{ Н}$ (коэффициент 0,7 учитывает, что потери предварительного напряжения $\sigma_{los} \approx 0,3\sigma_{sp}$). Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 45,31 \text{ кН}$, фактическая равномерно-распределённая нагрузка $q_1 = 15,36 \text{ кН/м}$.

Проверяем прочность по наклонной полосе ребра плиты между наклонными трещинами.

Определим коэффициенты φ_{w1} и φ_{b1} : $\mu_w = A_{sw}/(bs) = 56,6/(140 \cdot 150) = 0,0012$; $\alpha = E_s/E_b = 180000/26000 = 6,54$; отсюда $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 6,54 \cdot 0,0012 = 1,04 < 1,3$;
 $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847$.

Тогда $0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,3 \cdot 1,04 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 140 \cdot 270 = 181,1 \text{ кН} > Q_{max} = 45,31 \text{ кН}$, т.е. прочность бетона рёбер плиты обеспечена.

Прочность наклонного сечения по поперечной силе проверяем по формуле. Определим величины M_b и q_{sw} . Поскольку

$$b_f' - b = 2960 - 140 = 2820 \text{ мм} > 3h_f' = 3 \cdot 30 = 90 \text{ мм},$$

принимаем $b_f' - b = 00 \text{ мм}$.

$$\text{Тогда } \varphi_f = 0,75 (b_f' - b)h_f'/(bh_o) = 0,75 \cdot 90 \cdot 30/(140 \cdot 270) = 0,126 < 0,5;$$

$$\varphi_n = 0,1P/(R_{bt} \cdot b \cdot h_o) = 0,1 \cdot 106890/(1,08 \cdot 140 \cdot 270) = 0,22 < 0,5;$$

$$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,126 + 0,22 = 1,35 < 1,5; \varphi_{b2} = 1,7 \text{ и } \varphi_{b3} = 0,5.$$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 = 1,7 \cdot 1,35 \cdot 1,08 \cdot 140 \cdot 270^2 = 35,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw}/s = 170 \cdot 56,6/150 = 44,52 \text{ Н/мм}.$$

Определим значение $Q_{b, \min}$, принимая $\varphi_{b3} = 0,6$:

$$Q_{b, \min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,5 \cdot 1,35 \cdot 1,08 \cdot 140 \cdot 270 = 32,66 \text{ кН}.$$

$$Q_{b, \min}/(2 \cdot h_o) = 32660/(2 \cdot 270) = 51,03 \text{ Н/мм} > q_{sw} = 44,52 \text{ Н/мм}, \text{ то корректируем}$$

значение

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

57

$$M_b: M_b = 2h_0^2 q_{sw} \cdot \varphi_{b2} / \varphi_{b3} = 2 \cdot 270^2 \cdot 44,52 \cdot 1,7 / 0,5 = 31,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{и принимаем } c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 320 = 640 \text{ мм.}$$

Определим длину проекции опасного наклонного сечения.

Так как $0,56 \cdot q_{sw} = 0,56 \cdot 44,52 = 24,93 \text{ кН/м} > q_1 = 15,36 \text{ кН/м}$, то значение c равно

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{31,0}{15,36}} = 1,42 \text{ м.}$$

$c = 1,42 > (\varphi_{b2} / \varphi_{b3}) \cdot h_0 = (2 / 0,5) \cdot 0,32 = 1,09 \text{ м}$, принимаем $c = 1,09 \text{ м}$ и $Q_b = Q_{b,\min} = 32,66 \text{ кН}$.

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 45,31 - 15,36 \cdot 1,09 = 28,57 \text{ кН.}$$

$Q_b + q_{sw} \cdot c = 32,66 + 44,52 \cdot 0,64 = 61,15 \text{ кН} > Q = 28,57 \text{ кН}$, то прочность наклонного сечения обеспечена.

$$s_{\max} = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / Q_{\max} = 1,2 \cdot 1,08 \cdot 140 \cdot 320^2 / (45,31 \cdot 10^3) = 410,05 \text{ мм} > s = 150 \text{ мм.}$$

Расчет поперечного ребра плиты.

Максимальная нагрузка на среднее поперечное ребро передается с треугольных грузовых площадей:

$$F_{zp} = 0,5l_i^2$$

Расчетная схема поперечного ребра представляет собой балку с защемленными опорами,

Нагруженную треугольной нагрузкой с максимальной ординатой q_1 и собственным весом q_c . Треугольную нагрузку допускается заменить на эквивалентную равномерно распределенную по формуле:

$$q_9 = 5/8 \cdot q_1;$$

$$q_1 = q + (l_1 + b_p) = 5,12 \cdot (1,28 + 0,06) = 6,86 \text{ кН/м}$$

где $b_p = \frac{(0,07 + 0,05)}{2} = 0,06 \text{ см}$ - средняя толщина поперечного ребра;

$$q_{c.с} = b_p \cdot (h_p - h_{\Pi}) \cdot \rho \cdot r = 0,06(0,15 - 0,05) \cdot 25000 \cdot 1,1 = 165 \text{ Н/м} = 0,165 \text{ кН/м}.$$

Суммарная равномерно распределенная нагрузка:

$$q = q_9 + q_{c.с} = (5/8)6,86 + 0,165 = 4,45 \text{ кН/м},$$

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

58

С учетом развития пластических деформаций, изгибающие моменты в пролете и на опоре можно определить по равномоментной схеме ($M_{прол} = M_{оп} = M$):

$$M = \frac{ql_1^2}{16} = \frac{4,45 \cdot 1,28^2}{16} = 0,455 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчет продольной арматуры.

В пролете поперечное ребро имеет тавровое сечение полкой в сжатой зоне.

Расчетная ширина полки: $b_{II} = b_p + 12h_{II} = 6 + 12 \cdot 5 = 66 \text{ см}$

$$b_{II} = b_p + 2 \cdot l_{01} / 6 = 6 + 2 \cdot 128 / 6 = 48,6 \text{ см}$$

принимаем меньшее значение $b_{II} = 48,6 \text{ см}$; высота ребра $h = 15 \text{ см}$ и рабочая высота:

$$h_0 = h - a = 150 - 25 = 125 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_{II} \cdot h_0} = \frac{0,455}{15,3 \cdot 10^3 \cdot 0,486 \cdot 0,125^2} = 0,0039,$$

что меньше минимального значения α_m принимаем $\zeta = 1$:

$$A_s = \frac{M}{h_0 \cdot R_s \cdot \zeta} = \frac{0,455}{365 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,125} \cdot 10^6 = 9,97 \text{ мм}^2$$

принимаем из конструктивных соображений диаметр 6 мм А240, $A_s = 28,3 \text{ мм}^2$;

арматуру в верхней зоне принимаем диаметром 6 мм А-240

и поперечные стержни принимаем из арматуры диаметром 6 мм А-240;

шаг поперечных стержней 100 мм.

Из арматуры диаметром 6 мм А-240 выполняется каркас в крайних поперечных ребрах.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Рибристая плита покрытия, эксплуатируемая в закрытом помещении и армированная напрягаемой арматурой класса К-7 диаметром 12 мм, должна удовлетворять 3-й категории требований по трещиностойкости, т.е. допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной $a_{срс1} = 0,3 \text{ мм}$ и продолжительное $a_{срс2} = 0,2 \text{ мм}$.

Прогиб плиты от действия постоянной и длительной нагрузок не должен превышать $f_u = 2,96$.

Геометрические характеристики приведенного сечения:

Площадь приведенного сечения $A_{red} = 1112 \cdot 10^2 \text{ мм}^2$.

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

59

Инв. № подл. Подп. и дата. Инв. № инв. №. Инв. № дубл. Подп. и дата. Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s = \left[b \cdot h + (b'_f - b) \cdot h'_f \right] + \alpha \cdot A_{s,f} =$$

$$= [296 \cdot 3 + 14 \cdot 30] + 7,7 \cdot 5,09 = 1870 \text{ см}^2 = 1940 \cdot 10^2 \text{ мм}^2$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18 \cdot 10^4}{26 \cdot 10^3} = 7,7$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани сечения

$$S_{red} = S + \alpha \cdot S_s = \left[b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h - 0,5h'_f) \right] + \alpha \cdot A_s \cdot a =$$

$$= 296 \cdot 5 \cdot 32,5 + 14 \cdot 30 \cdot 15 + 5,09 \cdot 5 \cdot 7,7 = 54596 \text{ см}^3$$

Расстояние до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{54596}{1940} = 28,24 \text{ см} = 282 \text{ мм};$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = \left[\frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(y_0 - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b) \cdot h_f^3}{12} + (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot \left(y_0 - 0,5 \cdot h'_f \right)^2 \right] +$$

$$+ \alpha \cdot A_{s,f} \cdot (y_0 - a)^2 = 296 \cdot 5^3 / 12 + 296 \cdot 5 \cdot 2,5^2 + 14 \cdot 35 / 12 + 14 \cdot 35 \cdot 7^2 + 7,7 \cdot 5,09 \cdot 24^2 =$$

$$= 2485 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне:

$$W_{red}^{inf} = W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{248500}{28,2} = 8812 \text{ см}^3,$$

Момент сопротивления приведенного сечения по верхней зоне:

$$W_{red}^{sur} = W_{red} = \frac{I_{red}}{h_0 - y_0} = \frac{248500}{30 - 28,2} = 36544 \text{ см}^3 = 36544 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне :

$$W_{pl}^{inf} = \varphi \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 8812 = 11455 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

60

Упругопластический момент сопротивления для растянутой зоны в стадии изготовления и монтажа:

$$W_{pl}^{sup} = \varphi \cdot W_{red} = 1,15 \cdot 36544 = 14863,5 \text{ см}^3 = 14863 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Суммарная ширина рёбер приведённого сечения при расчёте по второй группе предельных состояний:

$$b = B_{RED} = 14 \text{ см} = 140 \text{ мм}.$$

Коэффициент, учитывающий работу свесов сжатой полки:

$$\varphi_f = \Phi_{IF} = 1,473.$$

Определим первые потери предварительного напряжения арматуры:

- потери от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{900}{1500} - 0,1 \right) 900 = 28,8 \text{ МПа}$$

потери от температурного перепада $\sigma_2 = 0$, так как условие твердения бетона естественное

- потери от деформации анкеров в виде интервальных зажимов

$$\sigma_3 = \left(\frac{\Delta l}{l} \right) \cdot E_s = \left(\frac{3,95}{7000} \right) \cdot 200000 = 112,86 \text{ МПа}$$

$$\Delta t = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 18 = 3,95 \text{ мм} ;$$
$$l = 6000 + 1000 = 7000 \text{ мм}$$

Усилие обжатия P_1 с учетом потерь:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3) \cdot A_{sp} = (900 - 28,8 - 112,86) \cdot 181,2 = 137,4 \text{ кН}.$$

Точка приложения усилия P_1 совпадает с центром тяжести сечения напрягаемой арматуры, поэтому эксцентриситет приложения силы:

$$e_{op} = y_o - a = 282 - 30 = 252 \text{ мм}.$$

Определим потери от быстро натекающей ползучести бетона, для чего вычислим напряжения в бетоне в середине пролета от действия силы P_1 и изгибающего момента M_w от собственного веса плиты.

Нагрузка от собственного веса плиты:

$$q_w = 1,303 \cdot 3,0 = 3,909 \text{ кН/м},$$

$$M_w = q_w \cdot l^2 / 8 = 3,909 \cdot 5,875^2 / 8 = 16,86 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист
61

Напряжение σ_{bp} на уровне растянутой арматуры (т.е. при $y = e_{op} = 282\text{мм}$) будет

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) \cdot y_0}{I_{red}} = \frac{90,16 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} + \frac{(90,16 \cdot 10^3 \cdot 252 - 16,86 \cdot 10^6) \cdot 282}{2485 \cdot 10^6} = 1,13 \text{ МПа.}$$

Напряжение σ'_{bp} на уровне крайнего сжатого волокна:

(при $y = h - y_0 = 350 - 282 = 68 \text{ мм}$)

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) \cdot (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{90,16 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} - \frac{(90,16 \cdot 10^3 \cdot 252 - 16,86 \cdot 10^6) \cdot 68}{2485 \cdot 10^6} = -0,3 \text{ МПа.}$$

Назначаем передаточную прочность бетона:

$$R_{bp} = 20 \text{ МПа}$$

$$(R^{(p)}_{bn} = 15 \text{ МПа, } R^{(p)}_{btm} = 1,4 \text{ МПа}),$$

Потери от быстро нарастающей ползучести бетона равны:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 20 = 0,75 < 0,8;$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 1,13/20 = 0,05 < 0,75$$

- на уровне растянутой арматуры:

$$\sigma_6 = 40 \cdot \sigma_{bp}/R_{bp} = 40 \cdot 1,13/20 = 2,26 \text{ МПа;}$$

- на уровне крайнего сжатого волокна:

$$\sigma'_6 = 0 \text{ МПа.}$$

Первые потери $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_6 = 28,8 + 112,86 + 2,26 = 143,9 \text{ МПа,}$

Усилие обжатия с учетом первых потерь будет равно:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) \cdot A_{sp} = (900 - 143,9) \cdot 181,2 = 89 \text{ кН.}$$

Определим максимальное сжимающее напряжение в бетоне от действия силы P_1 без собственного веса, принимая

$$y = y_0 = 282 \text{ мм,}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} = \frac{89 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} + \frac{(89 \cdot 10^3 \cdot 252 \cdot 282)}{2485 \cdot 10^6} = 3,0 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 3,0/20 = 0,15 < 0,95.$$

Определим вторые потери предварительного напряжения арматуры.

- потери от усадки тяжелого бетона $\sigma_8 = \sigma'_8 = 40 \cdot 1,3 = 52 \text{ МПа.}$

Напряжение в бетоне от действия силы P_1 и изгибающего момента M_w , будут равны:

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

62

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) \cdot y_0}{I_{red}} = \frac{89 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} + \frac{(89 \cdot 10^3 \cdot 252 - 16,86 \cdot 10^6) \cdot 282}{2485 \cdot 10^6} = 1,09 \text{ МПа.}$$

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) \cdot (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{89 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} - \frac{(89 \cdot 10^3 \cdot 252 - 16,86 \cdot 10^6) \cdot 68}{2485 \cdot 10^6} = -0,03 \text{ МПа.}$$

Так как $\sigma_{bp}/R_{bp} = 1.09/20 = 0,05 < 0,75$

- потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \right) \cdot 1,3 = 150 \cdot 1 \left(\frac{1,09}{20} \right) \cdot 1,3 = 10,63 \text{ МПа;}$$

Вторые потери будут $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 52 + 10,63 = 62,63 \text{ МПа.}$

Суммарные потери $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 143,9 + 62,63 = 206,53 \text{ МПа.}$

$\sigma_{los} > 100 \text{ МПа}$, принимаем $\sigma_{los} = 206,53 \text{ МПа.}$

Усилие обжатия с учетом суммарных потерь будет равен:

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = (900 - 206,53) \cdot 181,2 = 57,13 \text{ кН.}$$

Проверку образования трещин в плите выполняем для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин и выявления случая расчета по деформациям.

При действии внешней нагрузки в стадии эксплуатации максимальное напряжение в сжатом бетоне равно

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M_{tot} - P_2 \cdot e_{op}}{W_{red}^{inf}} = \frac{57,13 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} + \frac{42,82 \cdot 10^6 - 252 \cdot 57,13 \cdot 10^3}{8812 \cdot 10^3} = 3,52 \text{ МПа;}$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{bn} = 1,6 - 3,52 / 22 = 1,44 > 1, \text{ принимаем } \varphi = 1$$

$$r_{sup} = \varphi \cdot (W_{red}^{inf} / A_{red}) = 1 \cdot (8812 \cdot 10^3 / 1940 \cdot 10^2) = 45,4 \text{ мм.}$$

Так как при действии усилия обжатия P_1 в стадии изготовления минимальное напряжение в бетоне (в верхней зоне), равно

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} - M_w}{W_{red}^{inf}} = \frac{89 \cdot 10^3}{1940 \cdot 10^2} + \frac{89 \cdot 10^3 \cdot 252 - 16,86 \cdot 10^6}{8812 \cdot 10^3} = 1,09 \text{ МПа,}$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser}^{(p)} = 1,6 - 1,09 / 15 = 1,53 > 1,$$

$$\varphi = r_{inf} = \varphi \cdot (W_{red}^{sup} / P_{red}) = 1 \cdot 36544 \cdot 10^3 / 1940 \cdot 10^2 = 188,4 \text{ мм.}$$

Проверим образование верхних начальных трещин

$$P_1 \cdot (e_{op} - r_{inf}) - M_w = 89 \cdot 10^3 (252 - 188,4) - 16,86 \cdot 10^6 =$$

$$= 9,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_{bt,ser}^{(p)} \cdot W_{pl}^{sup} = 1,4 \cdot 14863,5 \cdot 10^3 = 20,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм,}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
	Инв. № подл.

т. е. верхние трещины не образуются.

Определяем момент трещинообразования в нижней зоне плиты:

$$M_{\text{crc}} = R_{\text{bt,ser}} \cdot W_{\text{pl}}^{\text{inf}} + M_{\text{гр}} = 1,8 \cdot 11455 \cdot 10^3 + 16,99 \cdot 10^6 = 37,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{гр}} = P_2(e_{\text{оп}} + r_{\text{sup}}) = 57,13 \cdot 10^3(252 + 45,4) = 16,99 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$M_{\text{crc}} = 37,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{\text{tot}} = 42,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то трещины в растянутой зоне образуются и необходим расчёт по раскрытию трещин.

Расчёт по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси плиты.

Приращение напряжений в растянутой арматуре от непродолжительного действия полной нагрузки ($M = M_{\text{tot}} = 42,82$; $z = 295 \text{ мм}$):

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{\text{сп}})}{A_{\text{сп}}z} = \frac{42,82 \cdot 10^6 - 57,13 \cdot 10^3 \cdot 295}{181,2 \cdot 295} = 172,9 \text{ МПа}$$

($e_{\text{сп}} = 0$, так как усилие обжатия приложено в центре тяжести напрягаемой арматуры).

То же от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок ($M = M_1 = 26,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$):

$$\sigma_s = (26,63 \cdot 10^6 - 57,13 \cdot 10^3 \cdot 295) / (181,2 \cdot 295) = 65,11 \text{ МПа}.$$

То же от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок ($M = M_1 = 26,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $z = 294 \text{ мм}$):

$$\sigma_s = (26,63 \cdot 10^6 - 57,13 \cdot 10^3 \cdot 294) / (181,2 \cdot 294) = 65,71 \text{ МПа}.$$

Ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки:

$$a_{\text{crc}} = \delta \cdot \varphi_l \cdot \eta \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = \\ = 1 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot (172,9 / 180000) \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,009) \sqrt[3]{18} = 0,13 \text{ мм};$$

где $\delta = 1$; $\varphi_l = 1,1$; для арматуры класса К-7 $\eta = 1,0$;

$$\mu = A_{\text{сп}} / (bh_0) = 181,2 / (140 \cdot 270) = 0,009 \quad d = 12 \text{ мм} \text{ — диаметр продольной арматуры.}$$

От непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$a_{\text{crc}} = 1 \cdot 1 \cdot 1,1(65,11 / 200000) \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,009) \sqrt[3]{18} = 0,048 \text{ мм}.$$

От продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок ($\varphi_l = 1,60 - 15\mu$

$$\text{для тяжёлого бетона) } a_{\text{crc}} = 1 \cdot 1,36 \cdot 1,1(65,75 / 180000) \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,009) \sqrt[3]{18} = \\ = 0,067 \text{ мм}.$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

64

Ширина непродолжительного раскрытия трещин будет равна:

$$a_{\text{crcl}} = 0,13 - 0,048 + 0,067 = 0,129 \text{ мм} < [0,3\text{мм}]$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин составит:

$$a_{\text{crcl2}} = 0,067 < [0,2\text{мм}]$$

Расчёт прогиба плиты выполняем с учётом раскрытия трещин.

от действия постоянной и длительной нагрузок:

$$(M = M_1 = 26,63 \text{ кН}\cdot\text{м}, N_{\text{tot}} = P_2 = 57,13 \text{ кН}).$$

$$e_{s,\text{tot}} = M/N_{\text{tot}} = 26,63 \cdot 10^6 / (57,13 \cdot 10^3) = 466,13 \text{ мм}.$$

Определяем коэффициент φ_m , принимая $M_r = M_1 = 26,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$,

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \cdot W_{pl}^{\text{inf}}}{|M_r - M_{rp}|} = \frac{1,8 \cdot 11455 \cdot 10^3}{|26,63 \cdot 10^6 - 16,99 \cdot 10^6|} = 1,44 < 1, \text{ принимаем } \varphi_m = 1.$$

$$\varphi_{ls} = 0,8.$$

принимаем $e_{s,\text{tot}}/h_0 = 1,5$:

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,\text{tot}} / h_0} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,587 - \frac{1 - 0,587^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,587) \cdot 1,5} = 0,63 < 1. \end{aligned}$$

Принимаем $\nu = 0,15$ и $\psi_b = 0,9$.

Вычисляем кривизну от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right] - \frac{N_{\text{tot}} \cdot \psi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_{sp}} = \\ &= \frac{26,9 \cdot 10^6}{270 \cdot 295} \left[\frac{0,63}{180000 \cdot 181,9} + \frac{0,9}{(1,473 + 0,163) \cdot 140 \cdot 27 \cdot 26000 \cdot 0,15} \right] - \frac{28,9 \cdot 10^3 \cdot 0,63}{270 \cdot 180000 \cdot 181,2} = 2,8 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}. \end{aligned}$$

$$\psi_f = \frac{(b_f - b) \cdot h_f}{b \cdot h_0} = \frac{(1460 - 140) \cdot 30}{140 \cdot 270} = 1,473$$

$$\sigma = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}} = \frac{26,9 \cdot 10^6}{140 \cdot 270^2 \cdot 22} = 0,085 \text{ МПа}.$$

$$\lambda = \gamma_f \left(1 - \frac{h_f}{2 \cdot h_0}\right) = 1,473 \cdot \left(1 - \frac{30}{2 \cdot 270}\right) = 1,358$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

65

$$\mu = \frac{A_{sp}}{b \cdot h_0} = \frac{181.2}{140 \cdot 270} = 0,0068$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 7,7; \quad \alpha \cdot \mu = 0,0068 \cdot 7,7 = 0,0529$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot (\sigma + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} + \frac{1,5 + \gamma_f}{11,5 \cdot \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,085 + 1,358)}{10 \cdot 0,0529}} + \frac{1,5 + 1,473}{11,5 \cdot \frac{930}{320} - 5} = 0,163$$

$$0,163 > \frac{h_f}{h_0} = 0,156$$

Вычисляем: $f = \left(\frac{1}{r}\right)_3 Q_m l_0^2 = 2,8 \cdot 10^{-6} \frac{5}{48} \cdot 5860^2 = 10,2 \text{ мм} \approx 1 \text{ см} < f_u = 2,96 \text{ см}$.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № докум.	Лист
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017						

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- СП 63.13330-2012. «Бетонные и железобетонные конструкции» – М.: Стройиздат, 2012.
- СП 20.13330-2011. «Нагрузки и воздействия» – М.: Стройиздат, 2011.
- Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 – 84) – М.:ЦИТП, 1986.
- Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 – 84). Часть I. – М.:ЦИТП, 1986.
- Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 – 84). Часть II. – М.:ЦИТП, 1986.
- Бородачев Н.А. «Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций» – М.: Стройиздат, 2002.
- Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции. Общий курс» – М.: Стройиздат, 1991.

Подп. и дата		Взам. инв. №		Инв. № дубл.		Подп. и дата		Инв. № подл		
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					Лист
										67

4.1 Сбор нагрузок, действующих на фундамент

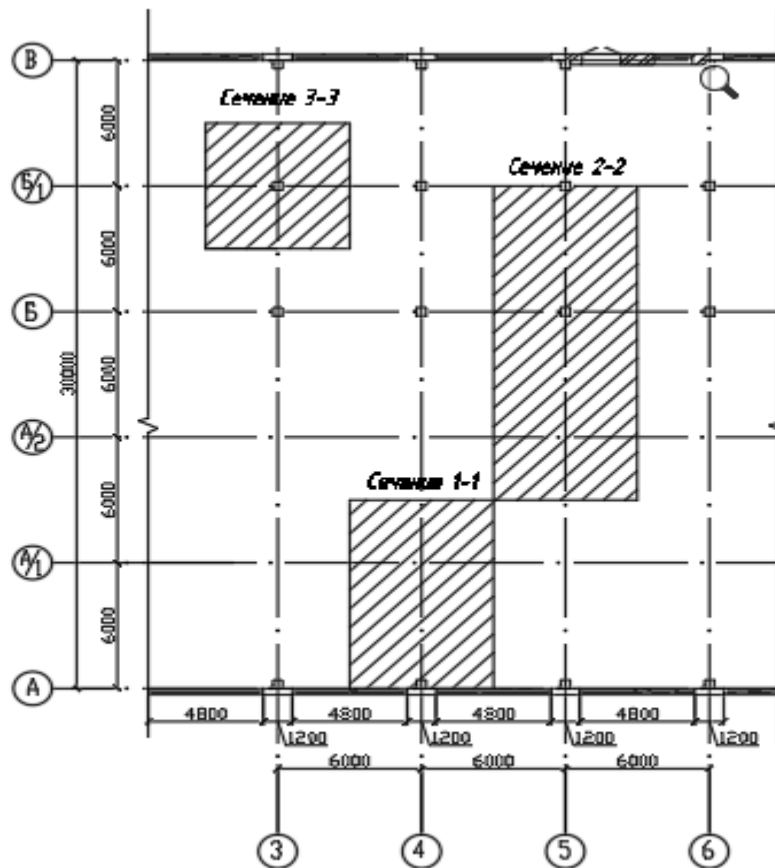


Рисунок 7 – Расчетная схема

Таблица 7 - Сбор нагрузок, действующих на фундамент

Сечение 1-1

Виды нагрузок	N_{II} , кН	γ_f	N_I , кН
Постоянные нагрузки:			
- от собственного веса колонны	40.76	1,1	44.84
- от собственного веса стропильной балки	41.31	1,1	45.44
- от собственного веса плит покрытия	70.36	1,1	77.39
- от собственного веса кровли	38.61	1,3	50.19

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

69

- от веса стеновых панелей	122.5	1,1	134.74
- от веса подкрановой балки	44	1.1	48.4
Временные длительно действующие:			
- от веса снегового покрова	68.04	1,4	95.25
- от крана	133.8	1.1	147.2
- полезная	108	1.05	113.4
Итого:	667.38		756.85

Сечение 2-2

Виды нагрузок	N_{II} , кН	γ_f	N_I , кН
Постоянные нагрузки:			
- от собственного веса колонны	40.76	1,1	44.84
- от собственного веса стропильной балки	69.03	1,1	75.93
- от собственного веса плит покрытия	117.27	1,1	129.0
- от собственного веса кровли	64,35	1,3	83.8
- от собственного веса подкрановой балки	44	1,1	48.4
Временные длительно действующие:			
- от веса снегового покрова	113	1,4	159
- от крана	133.8	1.1	147.2
- полезная	180	1.05	189
Итого:	762.2		877.2

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

70

Сечение 3-3

Виды нагрузок	N_{II} , кН	γ_f	N_I , кН
Постоянные нагрузки:			
- от собственного веса колонны	29.4	1,1	32.34
- от веса ригеля	11.3	1,1	12.43
- от собственного веса плиты перекрытия	46.9	1,1	51.6
- от собственного веса пола	15.84	1.3	20.59
Временные длительно действующие:			
- полезная	12	1.05	12.6
- от веса перегородок	70.3	1.2	84.36
Итого:	185.7		216.9

Расчет фундамента будем вести под колонны в сечении 2-2 и 3-3.

4.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Площадка строительства находится в г. Каменка Пензенской области. Рельеф спокойный. Согласно отчету об инженерно геологических изысканиях данного района выявлены следующие напластования грунтов сверху – вниз:

слой 1 – почвенно-растительный слой (мощностью -1.0 м)

слой 2 – суглинок (мощностью -2.0 м);

слой 3 – глина (мощностью -4.0 м);

слой 4 – песок мелкий (мощностью -15,0 м);

Глубина сезонного промерзания – 1,5 м.

Суглинок:

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{p_s}{p} (1 + 0.01w) - 1$$

ρ - плотность грунта

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

71

Инв. № подл. Подп. и дата. Инв. № инв. №. Взам. инв. №. Инв. № дубл. Подп. и дата. Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ω - природная влажность

$$e = \frac{26.7}{18.2} (1 + 0.01 \cdot 30) - 1 = 0.907$$

- коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e}$$

$$m_v = \frac{0.23}{1 + 0.907} = 0.121 \text{ МПа}^{-1}$$

- модуль деформации

$$E = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0.623}{0.121} = 5.15 \text{ МПа}$$

$$\beta = 1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu} = 1 - \frac{2 \cdot 0.35^2}{1 - 0.35} = 0.623$$

- степень влажности

$$S_r = \frac{0.01 \cdot w \cdot p_s}{e \cdot p_w} = \frac{0.01 \cdot 30 \cdot 26.7}{0.907 \cdot 10} = 0.883$$

(насыщен водой)

- показатель текучести

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{30 - 21}{37 - 21} = 0.562$$

(мягкопластичен)

W – влажность природная;

W_L – влажность на границе текучести;

W_p – влажность на границе пластичности.

Глина:

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{p_s}{p} (1 + 0.01w) - 1$$

ρ - плотность грунта

ω - природная влажность

$$e = \frac{26.9}{18.8} (1 + 0.01 \cdot 35) - 1 = 0.963$$

- коэффициент относительной сжимаемости

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

$$m_v = \frac{m_0}{1 + e}$$

$$m_v = \frac{0,14}{1 + 0,963} = 0,071 \text{ МПа}^{-1}$$

- модуль деформации

$$E = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0,392}{0,071} = 5,52 \text{ МПа}$$

$$\beta = 1 - \frac{2v^2}{1 - v} = 1 - \frac{2 \cdot 0,42^2}{1 - 0,42} = 0,392$$

- степень влажности

$$S_r = \frac{0,01 \cdot w \cdot p_s}{e \cdot p_w} = \frac{0,01 \cdot 35 \cdot 26,9}{0,963 \cdot 10} = 0,978$$

(насыщен водой)

- показатель текучести

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{35 - 25}{46 - 25} = 0,476$$

W – влажность природная;

W_L – влажность на границе текучести;

W_p – влажность на границе пластичности.

Песок мелкий:

- коэффициент пористости:

$$e = \frac{p_s}{p} (1 + 0,01w) - 1 = \frac{26,6}{18,1} (1 + 0,01 \cdot 11) - 1 = 0,631$$

- коэффициент относительной сжимаемости

$$m_v = \frac{0,08}{1 + 0,63} = 0,049 \text{ МПа}^{-1}$$

- модуль деформации

$$E = \frac{\beta}{m_v} = \frac{0,74}{0,049} = 15,1 \text{ МПа}$$

- коэффициент Пуассона

$$\beta = 1 - \frac{2v^2}{1 - v} = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2}{1 - 0,3} = 0,74$$

- степень влажности

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № подл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

73

$$S_r = \frac{0.01 \cdot w \cdot p_s}{e \cdot p_w} = \frac{0.01 \cdot 11 \cdot 26.6}{0.631 \cdot 10} = 0.464$$

4.3. Расчет фундамента мелкого заложения

Глубину заложения фундамента принимаем -1.5м. Грунт под подошвой – суглинок. Расположение подошвы фундамента ниже глубины промерзания обусловлено тем, что при промерзании под подошвой возникают деформации пучения пр

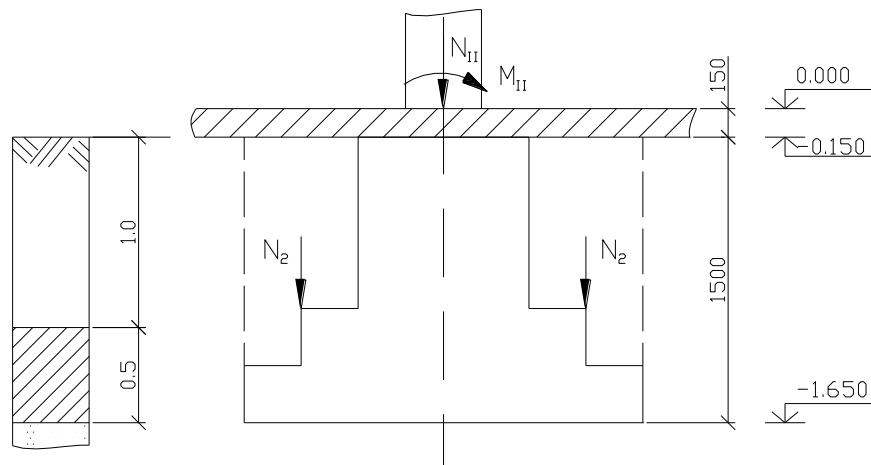


Рис.9 Расчетная схема фундамента.

Определим расчетное сопротивление грунта R:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

где $\gamma_{c1} = 1.1$, $\gamma_{c2} = 1.0$ [2, табл.3];

$$k = 1.0;$$

$$M_\gamma = 0.26; M_q = 2.05; M_c = 4.55 [2, табл.4] \text{ при } \varphi = 13^\circ;$$

$$k_z = 1.0 (b < 10 \text{ м});$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 1 + 18.2 \cdot 0.5}{1 + 0.5} = 16.07 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{18.2 \cdot 1.5 + 18.8 \cdot 4 + 18.1 \cdot 15}{1.5 + 4 + 15} = 18.24 \text{ кН/м}^3;$$

Примем в первом приближении размеры фундамента $b \times l = 1 \times 1$

Получим, что

$$R = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1} [0.26 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18.2 + 2.05 \cdot 1.65 \cdot 16.07 + 4.55 \cdot 10] = 115 \text{ кПа.}$$

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					74
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					

Определим примерную площадь подошвы фундамента.

$$A_1 = \frac{N_{II}}{R - d_I \gamma_0} = \frac{760}{115 - 1.65 \cdot 20} = 9.3 \text{ м}^2; \quad A_2 = \frac{185}{115 - 1.65 \cdot 20} = 2.24 \text{ м}^2$$

Принимаем монолитный железобетонный фундамент с размерами подошвы

$$b \times l = 3 \times 3.3 \quad (A_1 = 9.9 \text{ м}^2)$$

$$b \times l = 1.5 \times 1.5 \quad (A_1 = 2.25 \text{ м}^2)$$

При $b = 3.3$ м

$$R_1 = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1} [0.26 \cdot 3.3 \cdot 1 \cdot 18.2 + 2.05 \cdot 1.65 \cdot 16.07 + 4.55 \cdot 10] = 127 \text{ кПа.}$$

При $b = 1.5$ м

$$R_2 = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1} [0.26 \cdot 1.5 \cdot 1 \cdot 18.2 + 2.05 \cdot 1.65 \cdot 16.07 + 4.55 \cdot 10] = 120 \text{ кПа.}$$

Тогда

$$A_1 = \frac{760}{127 - 1.65 \cdot 20} = 8.09 \text{ м}^2; \quad A_2 = \frac{185}{120 - 1.65 \cdot 20} = 2.13 \text{ м}^2$$

Принимаем фундамент с размерами $b \times l = 2.7 \times 3.0$ ($A_1 = 8.1 \text{ м}^2$)

$$b \times l = 1.5 \times 1.5 \quad (A_1 = 2.25 \text{ м}^2)$$

При $b = 3.0$ м

$$R_1 = \frac{1.1 \cdot 1.0}{1} [0.26 \cdot 3.0 \cdot 1 \cdot 18.2 + 2.05 \cdot 1.65 \cdot 16.07 + 4.55 \cdot 10] = 125 \text{ кПа.}$$

$$A_1 = \frac{760}{125 - 1.65 \cdot 20} = 8.26 \text{ м}^2$$

Принимаем фундамент с размерами $b \times l = 3.0 \times 3.0$ ($A_1 = 9.0 \text{ м}^2$)

Давление под подошвой

$$P = \frac{N_{II}}{A} + d_I \cdot \gamma_0$$

$$P_1 = \frac{760}{3 \cdot 3} + 1.65 \cdot 20 = 117.4 \text{ кПа}; \quad P_2 = \frac{185}{1.5 \cdot 1.5} + 1.65 \cdot 20 = 115.2 \text{ кПа}$$

Получим, что $P_1 = 117.4 \text{ кПа} < R_1 125 \text{ кПа}$,

$$P_2 = 115.2 \text{ кПа} < R_2 120 \text{ кПа}$$

Тогда, окончательно принимаем размеры подошв фундамента

$$b \times l = 3.0 \times 3.0 \quad (A_1 = 9.0 \text{ м}^2)$$

$$b \times l = 1.5 \times 1.5 \quad (A_2 = 2.25 \text{ м}^2)$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Определение осадки фундамента мелкого заложения.

Расчет осадки ведется методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства.

В данном методе вся толща грунта разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$. Граница слоя грунта также является и границей i -того элементарного слоя.

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 80 \text{ мм} \quad (S_u - \text{предельно-допустимая осадка}).$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{ZPi} + \sigma_{ZPi+1}}{2}; \quad \beta = 0,8$$

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{Zq0} = d \cdot \gamma_{II}'$$

Дополнительное давление:

$$\sigma_{Zp0} = P - \sigma_{Zq0}$$

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$$

$$\text{при } E < 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

Определим осадку для фундамента с размерами подошвы

$$b \times l = 3.0 \times 3.0 \quad (A_1 = 9.0 \text{ м}^2)$$

$$h_i = 0.4 \cdot 3 = 1.2 \text{ м}$$

$$\sigma_{Zq0} = 1.65 \cdot 16.07 = 26.51 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{Zp0} = 117.4 - 26.51 = 90.89 \text{ кПа.}$$

Результаты сведем в таблицу.

N	Z, м	$\xi = \frac{2}{l}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа
0	0	0	1	26.51	90.89		5.15
1	1.2	0.8	0.8	48.35	72.71	81.8	5.15
2	1.5	1	0.703	53.81	63.89	68.3	5.15
3	2.7	1.8	0.392	76.37	35.63	49.76	5.52
4	3.9	2.6	0.229	98.93	20.81	28.22	5.52
5	5.1	3.4	0.145	121.49	13.18	16.99	5.52

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

76

Изм Лист № докум. Подп. Дата

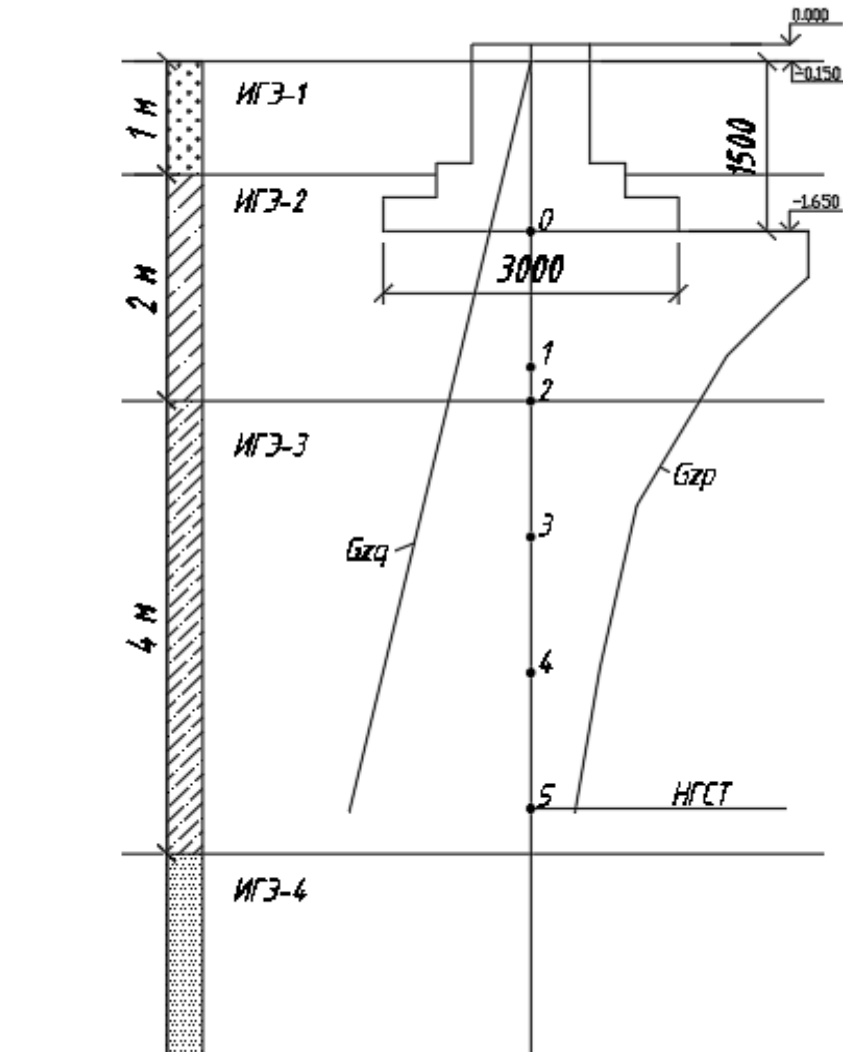
Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл



$$S = 0.8 \left(\left(\frac{81.8 \cdot 1.2 + 68.3 \cdot 0.3}{5.15 \cdot 10^3} \right) + \left(\frac{49.76 \cdot 1.2 + 28.22 \cdot 1.2 + 16.99 \cdot 1.2}{5.52 \cdot 10^3} \right) \right)$$

$$= 0.043 \text{ м} = 43 \text{ мм} < S_u = 80 \text{ мм}.$$

Определим осадку для фундамента с размерами подошвы

$$b \times l = 1.5 \times 1.5 \quad (A_1 = 2.25 \text{ м}^2)$$

$$h_i = 0.4 \cdot 1.5 = 0.6 \text{ м}$$

$$\sigma_{zq0} = 1.65 \cdot 16.07 = 26.51 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{zp0} = 115.2 - 26.51 = 88.69 \text{ кПа}.$$

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
Ине. № подл.	Подп. и дата	Ине. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата

Результаты сведем в таблицу.

N	Z, м	$\xi = \frac{2}{l}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кН}$	$\sigma_{zp}, \text{кН}$	$\sigma_i, \text{кН}$	E, М
0	0	0	1	26.51	88.69		5.15
1	0.6	0.8	0.8	37.43	70.95	79.82	5.15
2	1.2	1.6	0.449	48.35	39.82	55.38	5.15
3	1.5	2.0	0.336	53.81	29.79	34.81	5.15
4	2.1	2.8	0.201	65.09	17.83	23.81	5.52
5	2.7	3.6	0.131	76.37	11.61	14.72	5.52

$$S = 0.8 \left(\left(\frac{79.82 \cdot 0.6 + 55.38 \cdot 0.6 + 34.81 \cdot 0.3}{5.15 \cdot 10^3} \right) + \left(\frac{23.81 \cdot 0.6 + 14.72 \cdot 0.6}{5.52 \cdot 10^3} \right) \right) = 0.022 \text{ м} = 22 \text{ мм} < S_u = 80 \text{ мм}.$$

Осадка не превышает предельно допустимую.

4.4. Расчет фундамента мелкого заложения на песчаной подушке.

Оценивая рациональность принятого типа фундамента мелкого заложения необходимо также рассмотреть вариант применения песчаной подушки с ним. Главной характерной особенностью песчаных подушек является большой модуль деформации. Для ее устройства применяются пески средней крупности. Следует отметить, что в основании, сложенном песками отсутствуют силы морозного пучения, поэтому в регионах строительства, где глубина сезонного промерзания превышает 1,5 м можно уменьшить глубину заложения подошвы.

При проектировании песчаной подушки основным ее параметром для определения является ее толщина. Целесообразней принимать песчаные подушки толщиной до 3-х метров.

Расчет песчаной подушки производим под наиболее нагруженным фундаментом.

$$\text{Толщина подушки } h_n \geq \frac{1}{2} b$$

Выполним замену грунта под подошвой на подушку со следующими характеристиками:

$$\varphi_{II} = 32^\circ, \gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$$

Примем размер подошвы фундамента $b \times l = 1.5 \times 2.1 \text{ м}$

Песчаную подушку выполняем из песка средней крупности. Расчетное сопротивление $R_{n.n.} = 300 \text{ кПа}$.

Толщина песчаной подушки составит $h_n = \frac{1}{2} \cdot 1.5 = 0.75 \text{ м}$, примем $h_n = 0.8 \text{ м}$

Выполним проверку выбранной песчаной подушки.

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр.}}{A} = \frac{760 + 1.5 \cdot 2.1 \cdot 1 \cdot 20}{1.5 \cdot 2.1} = 260 \text{ кПа} < R = 300 \text{ кПа}.$$

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № докл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

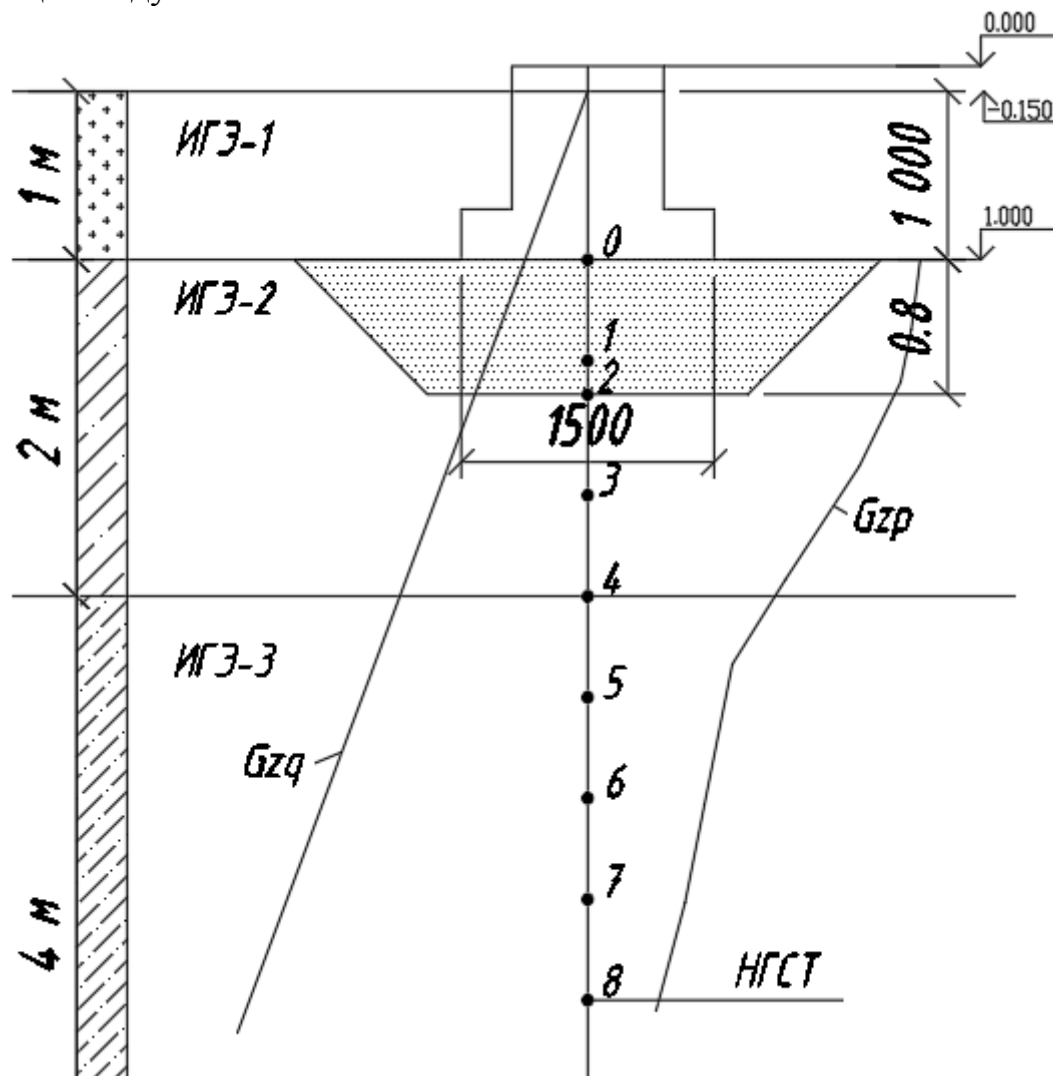
Лист

78

Окончательно размеры фундамента под колонну $b \cdot l = 1.5 \cdot 2.1$ и толщина подушки $h_{\text{п}} = 0.8$ м. Использование песчаной подушки привело к уменьшению габаритов фундамента, что подтверждает целесообразность ее применения в данном случае. (Сравнительно с $b \cdot l = 3.0 \cdot 3.0$)

Условие $S \leq S_u$ – расчетная осадка комбинированного основания не должна превышать допустимых осадок для данного здания или сооружения.

При проектировании песчаных подушек принимаем угол внутреннего трения $\varphi_{\text{п}} = 32^\circ$, удельное сцепление $c_{\text{п}} = 0$, объемная масса подушки $\gamma_{\text{п}} = 17 \text{ кН/м}^3$, модуль деформации подушки $E = 20 \text{ МПа}$.



Песчаная подушка устраивается послойной отсыпкой с укаткой.

Остальной расчет осадки аналогичен расчету осадки фундаментов мелкого заложения в пункте 3.3.

Вся толща грунта разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$. В нашем случае $h_i \leq 0,4 \cdot 1.5 = 0.6 \text{ м}$. Граница слоя грунта также является и границей i -того элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zq,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{\text{п},i} \cdot h_i$$

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № подл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

σ_{zq0} - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zq0} = 15 \text{ кПа};$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0}, \text{ где } P = 260 \text{ кПа}; P_0 = 260 - 15 = 245 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha$$

Расчет осадки ведем в пределах сжимаемой толщи, нижняя граница которой определяется из условий:

$$\text{при } E \geq 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$$

$$\text{при } E < 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zq}$$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 80 \text{ мм} \quad (S_u - \text{предельно допустимая осадки}).$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi+1}}{2}; \beta = 0,8$$

Результаты сведем в таблицу.

N	Z, м	$\xi = \frac{2}{l}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа
0	0	0	1	15	245		28
1	0.6	0.8	0.848	25.2	207.76	226.38	28
2	0.8	1.07	0.765	28.6	187.42	197.59	28
3	1.4	1.9	0.416	39.52	101.92	144.67	5.15
4	2.0	2.7	0.276	50.44	67.62	84.77	5.15
5	2.6	3.5	0.182	61.72	44.59	56.11	5.52
6	3.2	4.3	0.129	73	31.61	38.10	5.52
7	3.8	5.1	0.094	84.28	23.03	27.32	5.52
8	4.4	5.9	0.072	95.04	17.64	20.33	5.52

$$S = 0.8 \left(\left(\frac{226.38 \cdot 0.6 + 197.59 \cdot 0.2}{28 \cdot 10^3} \right) + \left(\frac{144.67 \cdot 0.6 + 84.77 \cdot 0.6}{5.15 \cdot 10^3} \right) + \left(\frac{56.11 \cdot 0.6 + 38.1 \cdot 0.6 + 27.32 \cdot 0.6 + 20.33 \cdot 0.6}{5.52 \cdot 10^3} \right) \right) = 0.049 \text{ м} = 49 \text{ мм}$$

$$< S_u = 80 \text{ мм}.$$

Осадка не превышает предельно допустимую.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

80

4.5. Расчет свайного фундамента под колонну

Конструирование свайных фундамента состоит из определения глубины заложения ростверка, назначения длины свай, вычисления несущей способности, определения расчетно-допускаемой нагрузки, количества свай под колоннами или шаг под стенами.

Глубина заложения ростверка зависит от наличия подвала и глубины сезонного промерзания грунтов. Принимается вариант свайных фундамента из забивных свай сечением 30x30. Длина свай принимается из соображений, что острие свай должно быть погружено в наиболее прочные слои грунта.

Определение несущей способности свай

Исходя из результатов анализа грунтовых условий, назначаем длину свай 7м. При этом острие свай погружаем в наиболее прочный слой грунта (песок мелкий). Несущая способность свай будет складываться из сопротивления грунта под острием свай R и сопротивлением вдоль боковой поверхности f . Значения R и f принимаем по СП 24.13330.2011 «Свайные фундамента». Всю длину свай разбиваем на участки из условия: $l_i \leq 2м$.

Несущая способность свай определяется по формуле:

$$F = \gamma_C (RA\gamma_{CR} + U \sum_{i=1}^n f_i h_i \gamma_{cf}),$$

Где γ_{CR} , γ_{cf} – коэффициенты условий работы грунта, принимаемые по [3, табл.3];

A – площадь свай, принимаемая $0,3 \cdot 0,3 м^2$,

U – периметр свай.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017
					81

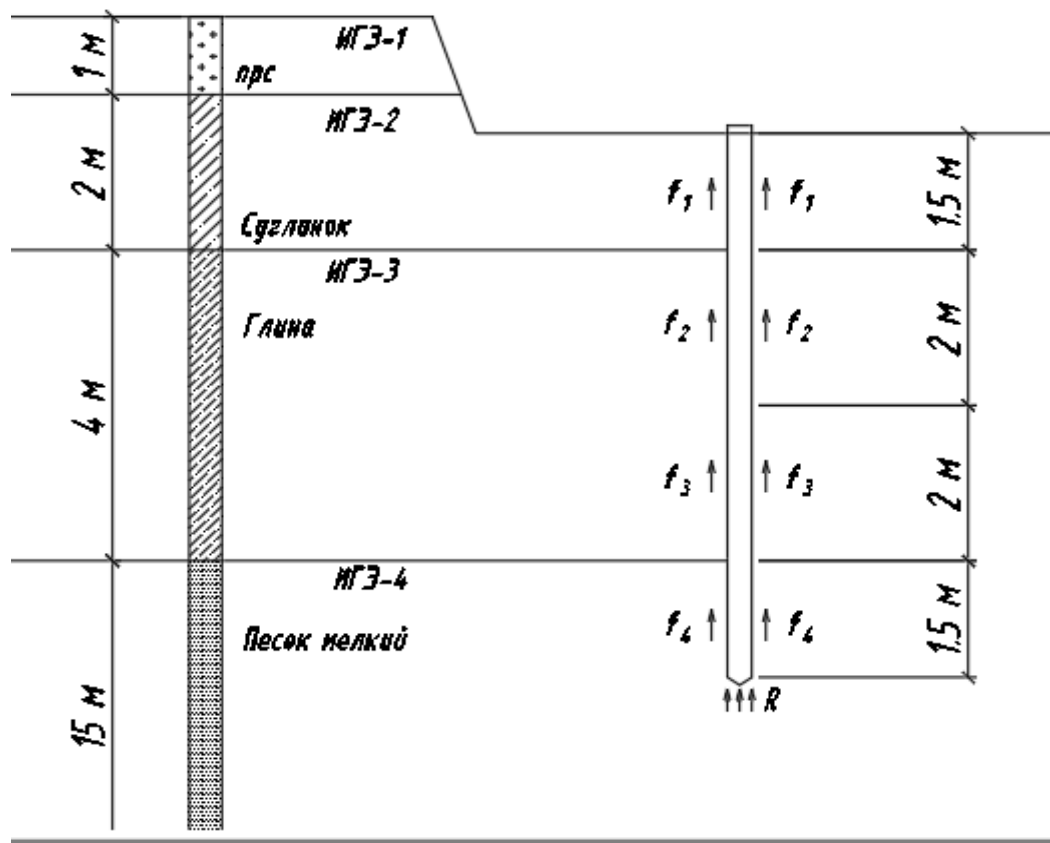


Рисунок 8 - Расчетная схема сваи

Разбиваем пласты суглинка, глины и песка на однородные слои мощностью не более 2 м: $h_1 = 1.5$ м; $h_2 = 2.0$ м; $h_3 = 2.0$ м; $h_4 = 1.5$ м.

По таблицам 7.1 и 7.2 для мелкого песка на глубине 7 м находим:

Расчетное сопротивление под острием сваи: $R = 2400$ кПа;

Расчетные сопротивления вдоль боковой поверхности:

Для суглинка с $I_L = 0,56$

$$z_1 = 0.5 \cdot 1.5 + 1.65 = 2.4 \text{ м} \Rightarrow f_1 = 12.8 \text{ кПа}$$

Для глины с $I_L = 0,48$:

$$z_2 = 2.4 + 0.5 \cdot 2 = 3.4 \text{ м} \Rightarrow f_2 = 20.8 \text{ кПа}$$

$$z_3 = 3.4 + 0.5 \cdot 2 = 4.4 \text{ м} \Rightarrow f_3 = 22.8 \text{ кПа}$$

Для песка мелкого

$$z_4 = 4.4 + 0.5 \cdot 1.5 = 5.15 \text{ м} \Rightarrow f_4 = 40.2 \text{ кПа}$$

$$\gamma_c = \gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$$

$$u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$$

Несущая способность сваи:

$$F_d = 1(1 \cdot 2400 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot 1(12.8 \cdot 1.5 + 20.8 \cdot 2 + 22.8 \cdot 2 + 40.2 \cdot 1.5)) = 420 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление свай:

$$N_d = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{420}{1.4} = 300 \text{ кН} = 30 \text{ т.}$$

Определяем количество свай в кусте

Для основной колонны

$$n = 1.2 \cdot \frac{N_I}{N_d} = 1.2 \cdot \frac{870}{300} = 3.48$$

Принимаем 4 сваи в кусте.

Для фахверковой колонны

$$n = 1.2 \cdot \frac{N_I}{N_d} = 1.2 \cdot \frac{210}{300} = 0.84$$

Принимаем 1 сваю.

Конструируем ростверк, учитывая, что минимальное расстояние между осями свай $-3d$ (здесь d – диаметр (сторона) сваи).

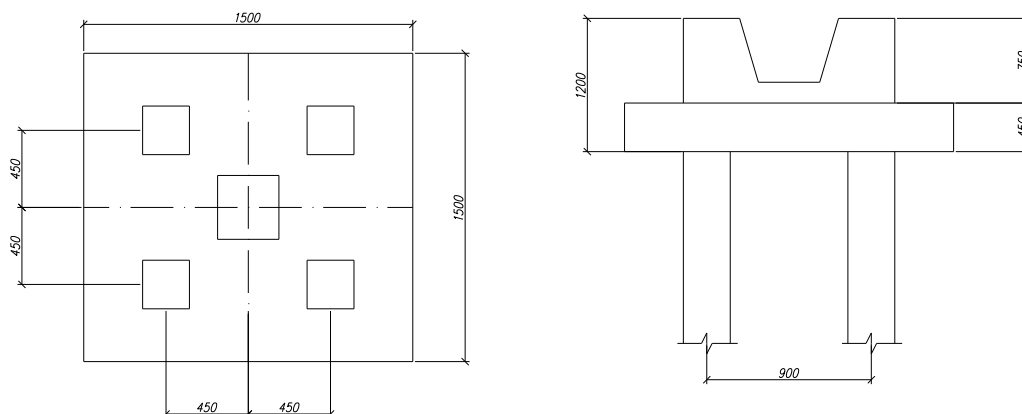


Рисунок 9 - Схема ростверка

Расчет свайного фундамента по деформациям

Расчет фундамента из висячих свай и его основания по деформациям следует производить как для условного фундамента на естественном основании в соответствии с требованиями.

Определим границы условного фундамента на естественном основании АБВГ

Инв. № подл.	Подп. и дата
Инв. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Инв. № дубл.
Инв. № подл.	Подп. и дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

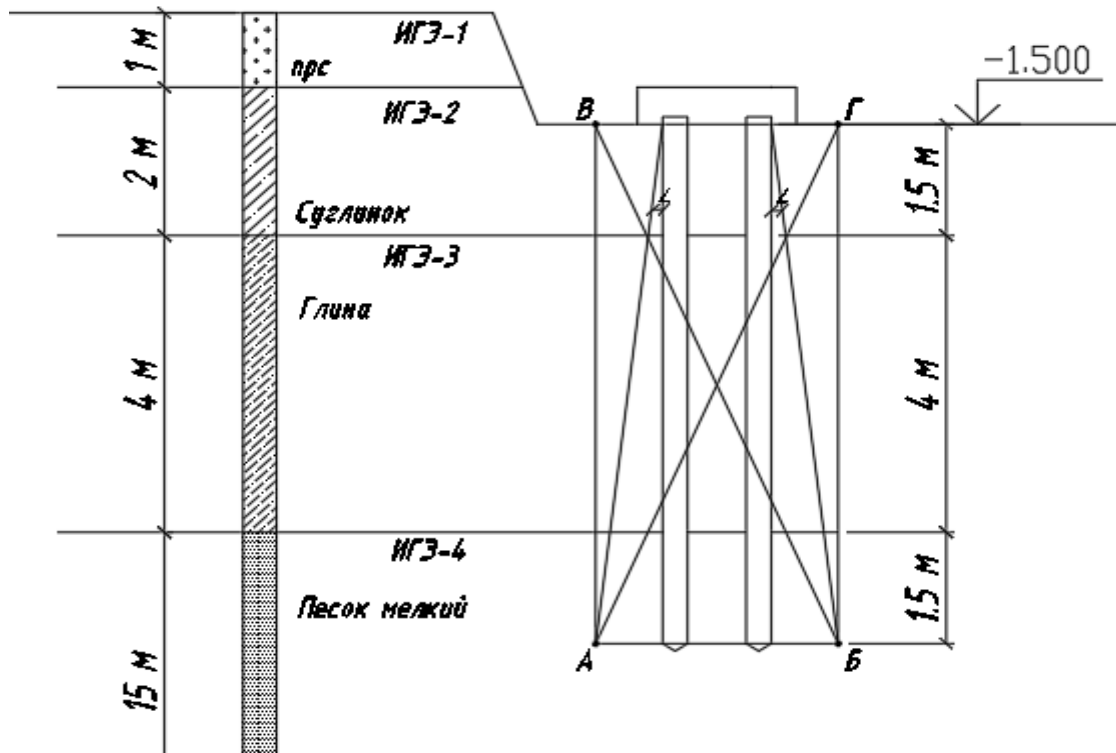


Рисунок 8 – Схема свайного фундамента для расчета по второй группе предельных состояний

Осредненное расчетное значение угла внутреннего трения грунта определяем:

$$\varphi_{\phi} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2' + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{h_2' + h_3 + h_4} = \frac{13 \cdot 1.5 + 12 \cdot 4 + 27 \cdot 1.5}{1.5 + 4 + 1.5} = 15.4^{\circ}$$

где φ_i – расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных, пройденных сваями слоев грунта толщиной h_i ;

Размеры условного фундамента АБВГ:

$$x = h_{\phi} \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\varphi_{\phi}}{4} \right) = 7 \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{15.4}{4} \right) = 0.6 \text{ м.}$$

$$l_y = 2 \cdot x + 4 \cdot d = 2 \cdot 0.6 + 4 \cdot 0.3 = 2,4 \text{ м}$$

$$b_y = 2 \cdot 0.6 + 4 \cdot 0.3 = 2,4 \text{ м}$$

Площадь условного фундамента:

$$A_{\phi} = l_{\phi} \cdot b_{\phi} = 2.4 \cdot 2.4 = 5.76 \text{ м}^2$$

Инв. № подл.	Подп. и дата			
	Взам. инв. №			
Инв. № дубл.	Подп. и дата			
	Взам. инв. №			
Инв. № подл.	Подп. и дата			
	Взам. инв. №			
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017				
Лист 84				

Вычисляем среднее давление под подошвой фундамента:

$$P_y = \frac{1014,9 + 751}{2,3 \cdot 2,3} = 333,8 \text{ кПа}$$

Определяем расчетное сопротивление грунта основания на уровне АВ

$\gamma_{c1} = 1,3; \gamma_{c2} = 1,3; k = 1,0; k_z = 1; b = 2,4; \gamma_{II} = 18,2; c_{II} = 0; d_1 = 1,65 \text{ м};$

$M_\gamma = 0,91, M_q = 4,64, M_c = 7,14 (\varphi = 27^\circ)$

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma'_{IIi} \cdot h_i}{\sum h_i};$$

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

γ_{c1}, γ_{c2} - коэффициенты условия работы

b - ширина подошвы фундамента

γ_{II} - усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента, кН/м^3 .

γ'_{II} - усредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше подошвы фундамента, кН/м^3 .

\tilde{N}_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа .

d_1 - приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала.

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 1,0 + 18,2 \cdot 2 + 18,4 \cdot 4,0 + 18,1 \cdot 1,5}{1,0 + 2,0 + 4,0 + 1,5} = 18,1 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1} [0,91 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,2 + 4,64 \cdot 1,65 \cdot 18,1 + 7,14 \cdot 0] = 300 \text{ кПа}$$

$$P = \frac{N_{II}}{A} + d_1 \cdot \gamma_0 = \frac{760}{2,4 \cdot 2,4} + 7 \cdot 20 = 297 \text{ кПа}$$

$P_y = 297 \text{ кПа} < R = 300 \text{ кПа}$ - условие выполняется

Ине. № подп	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

85

Расчет осадки свайного фундамента.

Расчет оснований по деформациям производят исходя из условия: $S < S_u$

S -величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом

S_u —предельное значение совместной деформации основания и сооружения.

Осадку определяем методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zq0} = \gamma'_{II} \cdot d$$

$$\sigma_{zq0} = 18.1 \cdot 8.5 = 153.85 \text{ кПа}$$

Дополнительные вертикальные давление на основание

$$\sigma_{zp0} = p - \sigma_{zq0}$$

где p - среднее давление под подошвой фундамента

$$\sigma_{zp0} = 297 - 153.85 = 143.15 \text{ кПа}$$

Сжимаемую толщину грунта ниже подошвы фундамента разбиваем на элементарные слои мощностью h_i :

$$h_i = 0,4b$$

$$h_i = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ м.}$$

Таблица 8 - Вертикальное напряжение в основании рассчитываемого фундамента

N	Z, м	$\xi = \frac{2}{1}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа
0	0	0	1	153.8	143.15		15.1
1	0.96	0.8	0.8	171.18	114.52	128.83	15.1
2	1.92	1.6	0.449	188.55	64.27	89.39	15.1

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

86

Инв. № подл. Подп. и дата. Инв. № инв. №. Подп. и дата. Инв. № дубл. Подп. и дата. Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

Определяем осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно-деформируемого полупространства:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

σ_{zpi} - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -ом слое грунта

h_i, E_i - соответственно, толщина и модуль деформации i -го слоя грунта;

n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания

$$S = 0.8 \left(\left(\frac{128.83 \cdot 0.96 + 89.39 \cdot 0.96}{15.1 \cdot 10^3} \right) \right) = 0.014 \text{ м} = 14 \text{ мм} < S_u = 80 \text{ мм}.$$

Критерием сравнительной экономической эффективности является минимум приведенных затрат, которые определяются с учетом себестоимости работа и капитальных вложений в базу строительства, трудоемкости, продолжительности возведения фундаментов и расхода материалов.

Поэтому окончательно принимаем под основные колонны каркаса фундамент мелкого заложения на песчаной подушке с размерами подошвы в плане $b \times l = 1.5 \times 2.1 \text{ м}$. А для фахверковых колонн, фундамент мелкого заложения с размерами подошвы $b \times l = 1.5 \times 1.5 \text{ м}$.

Инв. № подл	Подп. и дата				
	Взам. инв. №				
	Инв. № дубл.				
	Подп. и дата				
	Инв. № подл				
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017 Лист 87

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- СП 20.13330.2011. «Нагрузки и воздействия» – М.: Стройиздат, 2011.
- СП 22.13330.2011. «Основания зданий и сооружений» – М.: Стройиздат, 2011.
- СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» -М.: Стройиздат 2011.
- Берников М.В. «Примеры расчета оснований и фундаментов» – М.: Стройиздат, 1986.
- Методические указания к разработке курсового проекта по дисциплине «Основания и фундаменты»

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата						
										Лист
										88
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					

5.Раздел технологии и организации строительства

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

5.1 Общие положения

В данном разделе необходимо выбрать наиболее технологически эффективные, экономически целесообразные и безопасные методы производства работ. В этом пункте производится анализ чертежей здания с позиции рационального ведения работ, а также подсчет объема работ по основным, вспомогательным и транспортным процессам, которые являются главными частями всего строительного-монтажного производства.

В разделе «Технология и организация строительства» разрабатывается следующая документация: календарный план на возведение мебельного цеха; строительный генплан.

Краткая характеристика объекта:

Мебельный цех в г. Каменке Пензенской области, представляет собой здание имеющие размеры в плане 30х60м. В осях А-Б здание одноэтажное этажное, в осях Б-В двухэтажное, общей высотой 9,6 м.

Площадь застройки – 1920 м²,

Общая площадь – 2520 м².

Строительный объем – 23970 м³.

Основные материалы: бетон, сборный железобетон, кирпич.

Сметная стоимость объекта – 12005,4 тыс. руб. (в ценах на 2001 год).

Сметная стоимость строения – 7020 тыс. руб.

Продолжительность строительства – 6.5 месяцев.

Местные условия строительства:

- перевозки осуществляются автомобильным транспортом, среднее расстояние перевозки не превышает 15 км;
- энергоснабжение строительной площадки осуществляется от существующей трансформаторной сети;
- временный водопровод от существующих сетей.

5.2 Подготовка строительного производства

До начала выполнения строительного-монтажных работ линейный персонал обязан: изучить проектную документацию на объект, получить разрешение на

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

90

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

производство работ, обеспечить бригады (звенья) материалами, механизмами, инструментами и приспособлениями, провести инструктаж по технике безопасности, ознакомить бригаду с проектной документацией. До начала основных строительного-монтажных работ должна быть обеспечена подготовка процесса строительного производства, включающая ряд организационных мероприятий, внеплощадочных и внутриплощадочные подготовительные работы. Среди организационных мероприятий следует особое внимание обратить на решение вопросов об условиях использования для нужд строительства существующих транспортных средств, инженерных коммуникаций, создание разбивочной геодезической основы для строительства складского хозяйства, обеспечения строительной площадки противопожарным оборудованием. Противопожарные и подготовительные работы должны быть завершены до начала основных строительного-монтажных работ. Производство основных строительного-монтажных работ следует начинать после завершения в необходимом объеме организационных мероприятий, внеплощадочных и внутриплощадочных мероприятий. Проектирование организации строительства и производства работ включает решение задач по выбору и применению методов производства основных строительного-монтажных работ, обеспечивающих возведение здания в запланированные сроки при наиболее высоких технико-экономических показателях строительства. С целью снижения сметной стоимости строительства и существенного сокращения затрат ручного труда возведения зданий и сооружений производится с применением технологии, основанной на использовании эффективных средств механизации строительного-монтажных работ.

5.3 Земляные работы

Земляные работы необходимо начинать со срезки грунта и устройства, с повышенной стороны рельефа, нагорной канавы глубиной 1м и шириной 0,5м для защиты площадки от поверхностных и талых вод. До завершения вертикальной планировки на участке строительства надлежит отрыть котлован до проектной отметки заложения фундаментов. Для проведения всех земляных работ на площадке применяют экскаватор ЭО3322А, бульдозер ДЗ-8 и автосамосвалы для непосредственной транспортировки грунта.

Ине. № подл.
Подп. и дата
Ине. № дубл.
Взам. инв. №
Подп. и дата
Ине. № инв.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

91

Бульдозером производится подсыпка грунта, устройство спусков, а также планировочные работы и обратная засыпка траншей после завершения устройства фундаментов. Пневмотрамбовками осуществляется уплотнение грунта. Лишний грунт вывозится автосамосвалами в отвал.

5.4 Устройство фундаментов

Фундаменты под основной каркас объекта возводятся сборно монолитными. Комплекс работ по возведению монолитных железобетонных фундаментов состоит из ряда процессов: заготовительных, транспортных и основных; в состав которых входят изготовление опалубки и ее элементов, арматуры, изготовление бетонной смеси (выполняется в заводских условиях), затем укладка бетонной смеси в опалубку, установленную в проектное положение, уход за бетоном в процессе твердения и демонтаж опалубки.

Перед устройством фундаментов делается бетонная подготовка из бетона В5 толщиной 100 мм. Железобетонные фундаменты изготавливаются из бетона В15. Бетонную смесь доставляют на строительную площадку автосамосвалами. К месту укладки бетонная смесь подается в бадьях, которые подаются краном. Емкость бадьи $0,8\text{ м}^3$. Затем бетонную смесь вибрируют глубинным вибратором послойно, толщина слоя не более 0,3 метра.

5.5 Устройство покрытий и чистых полов

Перед устройством покрытия полов должны быть закончены работы по прокладке скрытых коммуникаций, заделаны отверстия, установлены и закреплены обрамления каналов и закончены все работы, производства которых может вызвать повреждения покрытия пола. Основание под покрытие пола должно быть ровным, сухим и тщательно очищенным от пыли и мусора.

Бетонное покрытие полов устраивается по бетонному основанию (по подстилающему слою). Ровность основания проверяется двухметровой рейкой.

Перед укладкой бетонного и цементного покрытия основание грунтуется цементным молоком. Выравнивание и окончательное уплотнение поверхности покрытия производится виброрейкой. Затем производится устройство покрытий из линолеума. Рулоны линолеума раскатывают и нарезают полотнища нужной длины.

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

92

Раскатанные полотнища выдерживают в свободном состоянии не менее 3 суток. Выпуклости и изогнутые места прижимают, оставляя так до полного выравнивания. По длине полотнища стыкуют прирезкой, а также сваркой. Для прирезки раскатанные полотнища укладывают внахлестку с припуском 10-20 мм. Затем оба полотнища прорезают по линейке. В результате они плотно прилегают друг к другу. Настилают линолеум путем приклеивания к основанию. Обратную сторону линолеума промазывают мастикой, нанесенные слои мастики подсушивают перед наклеиванием «до отлипа». Полотнища линолеума прижимают и прикатывают к основанию, избегая появления воздушных прослоек. Особенно тщательно приклеивают линолеум в местах стыка. Для этого наклейку линолеума ведут в два этапа. Сначала приклеивают полотнища без промазки мастикой полос вдоль стыка шириной 10-15 см, затем после наклейки и прикатки полотнищ приклеивают кромки. Линолеум на войлочной основе укладывают насухо в виде ковров размером на комнату. Устройство полов из керамической плитки смотри в облицовочных работах.

5.6 Отделочные работы

Штукатурные работы

Перед началом штукатурных работ кирпичную поверхность необходимо очистить от пыли, грязи и выступивших на поверхность солей (высолов).

Для обеспечения необходимой вертикальной и горизонтальной поверхности штукатурки необходимо производить штукатурные работы по маякам. Для этого производится провешивание стен и потолков, а затем устраиваются маяки на расстоянии 1,5 м друг от друга. Маяки прикрепляют к специальным маякодержателям, забиваемым в основание под штукатурку.

Для штукатурки внутренних стен помещений применяют известково-гипсовый раствор. Раствор наносят на оштукатуриваемую поверхность механизированным способом с помощью универсальной штукатурной форсунки. При работе в тесных помещениях нанесение раствора производится вручную. Для выполнения штукатурных работ применяют передвижные подмости.

Штукатурный намет состоит из нескольких слоев. Сначала на увлажненную поверхность наносится обрызг – тонкий слой жидкого раствора. Поверхность

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					93

обрызга не сглаживают. После схватывания обрызга наносят грунт – слой более густого раствора, толщиной не более 7 мм. Заглаживают, уплотняют полутерком и выравнивают правилом. Далее наносят накрывку – тонкий слой раствора на мелком песке, чтобы получить ровную, гладкую и равномерно уплотненную поверхность. За счет отсоса влаги из накрывочного слоя раствор густеет и трудно растирается по поверхности, поэтому в процессе затирания поверхность необходимо смачивать водой с помощью кисти. Затирку производят вкруговую. Более чистую поверхность можно получить, если ее дополнительно затереть вразгонку.

Облицовочные работы

В мокрых помещениях стены облицовываются керамической плиткой, а также глазурованной.

Поверхности, подлежащие облицовке, должны быть зачищены от пыли, грязи, наплывов раствора и увлажнены. Основанием под облицовку поверхностей плитками служит выравнивающий слой цементно-песчаного раствора. Покрытие стен плитками начинают с разметки и провешивания поверхностей. После окончательной выверки всей поверхности на расстоянии 100÷200 см друг от друга устанавливают маячные плитки. Маячные плитки выравнивают в вертикальном направлении по отвесу. Установку маячных плиток на стене ведут с углов, закрепляя по две маячные плитки в каждом ряду. Первый ряд облицовки располагают на 70 см выше отметки чистого пола, т.к. после устройства чистого пола эта полоса стены заполняется плинтусным рядом плиток.

Керамические плитки устанавливаются на цементно-песчаном растворе. Раствор укладывается на тыльную сторону плитки. Ширина швов между плитками должна быть не более 3 мм. Ширина швов в обоих направлениях достигается с помощью шаблона.

Малярные работы

Малярные работы производятся после окончания строительно-монтажных и специальных работ.

Вначале производится подготовка окрашиваемой поверхности, т.е. ее очистка и сглаживание. После выполняется шпаклевка, затем грунтовка поверхности. Грунтовка промывает основание, закрепляет отдельные песчинки,

Инв. № подл.
Подп. и дата
Инв. № дубл.
Взам. инв. №
Подп. и дата
Инв. № инв.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

94

увеличивает сцепление основания с вышележащим слоем. Затем шлифуют поверхность. Эти операции повторяют несколько раз до получения идеально гладкой и чистой поверхности без каких-либо царапин. На подготовленную поверхность наносят краску. Окраска поверхности, а также проолифка и грунтовка осуществляются с помощью краскопультов и агрегатов воздушного распыления малярных составов. В тесных местах, где применение средств механизации затруднено, поверхности окрашивают вручную с помощью кистей и валиков.

5.7 Устройство кровель из рулонных материалов

Устройство кровель из рулонных материалов включает выполнение следующих работ: устройство пароизоляции из рулонных или мастичных материалов, теплоизоляции из пенополистерола. Устройство пароизоляции производится по очищенному сухому основания, огрунтованному холодной мастикой. Теплоизоляционный слой устраивается из утеплителя – пенополистерол, выравнивающая стяжка по плитам выполняется из цементно-песчаного раствора с пластифицирующими добавками. Стяжка выполняется полосой в 4 метра. Полосы заполняются через одну цементно-песчаная стяжка перед наклейкой рулонного ковра огрунтовывается холодной мастикой. Рулонные материалы с минеральной посыпкой предварительно очищаются от посыпки и перед наклейкой разворачиваются. Мастика для наклейки ковра должна содержать антисептик в количестве 3-5% веса битума. Для защитного слоя применяются минеральные посыпки (гравий, шлак). При устройстве защитного слоя сначала следует наносить мастику, затем набрасывать подогретый гравий, излишек его смести, а затем таким же образом приступить к устройству второго защитного слоя. Влажный гравий перед укладкой необходимо сушить естественным путем или в сушильном барабане.

Рулонные материалы подаются на крышу в контейнерах по 3 рулона в вертикальном положении, горячие битумные мастики – в термосах. Развозка материалов по кровле к месту наклейки кровельного ковра производится на специальных тележках.

Ине. № подп	
Подп. и дата	
Ине. № дубл.	
Взам. инв. №	
Подп. и дата	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Для подъема рулонных и других материалов применяется строительный подъемник.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

5.8. Календарное планирование

Календарный план строительства (КП) на основе общей организационно-технической схемы устанавливает очередность и сроки строительства основных и вспомогательных зданий и сооружений, пусковых комплексов и работ подготовительного периода с распределением капитальных вложений и объемов смр по этапам строительства и по времени КП.

Календарный план является основным документом в составе ПОС и ППР, разрабатывается в следующей последовательности:

а) на основе рабочих и локальной сметы была составлена ведомость требуемых ресурсов;

б) за тем, на основе указанной ведомости была составлена ведомость укрупненной номенклатуры работ: или группа работ выполняется одними и теми же механизмами или работы выполняются одним составом рабочих и работы по конструктивным особенностям одинаковы или близки – составляется достаточно необходимый перечень работ для графика;

в) используя СНиП 1.04. и ЕНиР определяем трудоемкость работ в чел./днях;

г) исходя из фронта работ определяем численный состав бригады (человек);

д) определяем продолжительность выполнения работ в днях;

е) потребность в механизмах, в маш/сменах.

Затем в технологической последовательности выполнения работ заполняем правую графическую календарного плана, используя данные о продолжительности работ и изобретая их в масштабе времени.

При проектировании календарного плана используется принцип поточной организации строительства и совмещения работ во времени. После этого строятся дифференциальные графики: движения рабочих, освоения средств, расхода материалов и интегральный график освоения средств.

Одним из условий при разработке календарного плана должно соблюдаться условие: фактическая продолжительность строительства объекта (Тф) должна быть меньше или равна нормативной продолжительности (Тн), т.е. $T_f \leq T_n$.

Разработка графиков ресурсов на календарном плане

График движения рабочей силы.

График движения рабочей силы строим в виде суммирующей эпюры под графиком производства работ, где на каждом отрезке времени суммируется количество рабочих, указанное под линиями графиков работ. Оценку производим по коэффициенту неравномерности движения рабочих:

$$K_p = \frac{N_{\max}}{N_{\text{ср}}} = \frac{18}{12.3} = 1,45$$

где N_{\max} – максимальное число рабочих по графику, чел.;

$N_{\text{ср}}$ – среднее число рабочих, определяемое путем деления общей трудоемкости $Q_{\text{общ.}}$, чел.-дн, на общий фактический срок строительства, дн.

Ине. № подл	Подп. и дата
Ине. № докл.	Взам. инв. №
Ине. № инв.	Подп. и дата
Ине. № инв.	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

97

4. Уровень механизации = 29%

5. Коэффициент совмещения работ

$$K_c = D_{\max} / D_{к.п.} = 218,5 / 158 = 1,23$$

5.10. Объектный стройгенплан

В данном дипломном проекте разработан стройгенплан на период возведения надземной части здания мебельного цеха.

В качестве исходных данных для разработки объектного стройгенплана используются следующие материалы:

- генплан участка строительства с существующими коммуникациями.
- рабочие чертежи здания или сооружения.
- общеплощадочный стройгенплан в составе ПОС.
- календарный план возведения объекта.
- информация об источниках снабжения строительства ресурсами.

- объектный стройгенплан является цехом под открытым небом и представляет собой план строительной площадки, на котором должны быть показаны контуры возводимого здания, расположение склада конструкций, постоянные и временные автодороги, размещение временных зданий, места подводки временных инженерных сетей, проходов, проемов, защитного ограждения стройплощадки.

При разработке объектного стройгенплана используются основные принципы решения, принятые на стройгенплане, должны соответствовать генплану и другим документам ППР:

- должно быть обеспечено рациональное использование площадки,
- подбор и размещение бытовых помещений, устройств и пешеходных путей должно обеспечивать удовлетворение бытовых нужд работающих,
- решения, принятые на стройгенплане, должны обеспечивать безопасные условия производства работ, соблюдение противопожарных норм и требований охраны окружающей среды.

При проектировании стройгенплана сначала определяют стоянки и пути движения строительных машин, механизмов, схем движения, габаритов, зон их действия.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

99

При проектировании складов необходимо определить габариты и площадь складских площадок.

После размещения складов осуществляется привязка временных зданий, сооружений, установок и коммуникаций. При этом привязка подземных инженерных сетей предусматривает определение мест подключения к постоянным коммуникациям, трассировку с обозначением промежуточных устройств.

Необходимо показать границы опасных зон вблизи движущихся частей машин, силовых установок, мест перемещения строительных грузов у строящегося объекта, указать ограничение территории строительной площадки и места хранения противопожарного инвентаря, расположение проходов и проездов.

Количество работ принимается по календарному плану, который разрабатывается до составления стройгенплана. По графику движения рабочей силы определяется период «пик», на который ориентируются при определении полного объема строительства временных санитарно-бытовых зданий и сооружений на строительной площадке.

5.11. Выбор крана, транспортных средств

Выбор монтажного крана

Выбор монтажного крана осуществляется по следующим факторам: конструктивной схемы здания, массы монтируемых конструкций, массы грузозахватных приспособлений, высоты строповки, способу монтажа.

По техническим параметрам:

- грузоподъемности (масса наиболее тяжелого элемента, грузозахватного приспособления), т;
- высоте подъема стрелы H , м;
- вылету стрелы L , м.

Данные величины определяют для самых невыгодных условий работы крана.

Требуемая грузоподъемность:

$$Q_{од} \geq P_{уэ} + P_{ад},$$

где $P_{эл}$ – масса элемента;

Ине. № подл	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

$P_{гр}$ – масса грузозахватного приспособления.

Требуемая высота подъема оголовка стрелы крана:

$$H_{кр}^{mp} = h_0 + h_з + h_э + h_{стр} + h_{пол}$$

где h_0 – высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

$h_з$ – высота запаса, м;

$h_э$ – высота монтируемого элемента, м;

$h_{стр}$ – высота строповки, м;

$h_{пол}$ – длина полиспаста, м.

Требуемый вылет крюка находим по формуле:

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(a + d') \cdot (H_{кр}^{mp} - h_{ш})}{h_n + h_c} + C,$$

где a – расстояние от центра строповки поднимаемого элемента до точки опоры, м;

d' – расстояние от центра оси стрелы крана до точки опоры, включая зазор между элементом и стрелой, принимается не менее 0,5м;

$h_{ш}$ – высота шарнира пяты стрелы от уровня стоянки крана, принимаемая от 1 до 2м;

$H_{кр}^{mp}$ – требуемая высота подъема оголовка стрелы крана, м;

$h_{п}$ – длина полиспаста, м;

h_c – расчетная высота грузозахватного приспособления от верха монтируемого элемента до центра крюка крана, м;

C – расстояние от оси вращения крана до оси шарнира пяты стрелы от 1 до 2м;

Требуемую грузоподъемность определяют по формуле:

$$Q_{стр}^{mp} = P_k^n + P_0^n,$$

Где P_k^n – масса монтируемого конструктивного элемента, т

P_0^n – масса установленной на нем оснастки, т

Требуемую длину стрелы крана определяют по формуле:

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(L_{кр}^{mp} - c)^2 + (H_{стр}^{mp} - h_{ш})^2},$$

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Ине. № инв.
Изм.	Лист
№ докум.	Подп.
Дата	

Стропильная балка:

$$H_{кр}^{mp} = 9 + 0,5 + 0,89 + 2,5 = 12,89 \text{ м}$$

$$H_{стр}^{mp} = 12,89 + 1,5 = 14,4 \text{ м}$$

$$Q^{mp} = 4,5 + 0,015 = 4,515 \text{ т}$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,125 + 0,5) \cdot (14,4 - 1)}{2,5 + 1,5} + 2 = 4,1 \text{ м}$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(4,1 - 2)^2 + (14,4 - 1)^2} = \sqrt{4,41 + 179,6} = 13,6 \text{ м}$$

Плита покрытия:

$$H_{кр}^{mp} = 10 + 0,5 + 0,35 + 2,5 + 1,5 = 13,35 \text{ м}$$

$$H_{стр}^{mp} = 13,35 + 1,5 = 14,8 \text{ м}$$

$$Q^{mp} = 1,5 + 0,03 = 1,53 \text{ т}$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(3 + 0,5) \cdot (14,8 - 1)}{2,5 + 1,5} + 2 = 14,1 \text{ м}$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(14,1 - 2)^2 + (14,8 - 1)^2} = \sqrt{146,41 + 190,44} = 18,3 \text{ м}$$

Колонны:

$$H_{кр}^{mp} = 0 + 0,5 + 9,4 + 1,5 = 11,4 \text{ м}$$

$$H_{стр}^{mp} = 11,4 + 1,5 = 12,9 \text{ м}$$

$$Q^{mp} = 4 + 0,18 = 4,18 \text{ т}$$

$$L_{кр}^{mp} = \frac{(0,2 + 0,5) \cdot (12,9 - 1)}{1,5 + 1,5} + 2 = 4,8 \text{ м}$$

$$l_{стр}^{mp} = \sqrt{(4,8 - 2)^2 + (12,9 - 1)^2} = \sqrt{7,84 + 141,61} = 12,2 \text{ м}$$

Предъявляемым требования удовлетворяет кран ДЭК-251 с длиной стрелы 32,5 м.

Выбор транспортных средств

Специализированные автотранспортные средства предназначены для перевозки конструкций, размеры, форма и масса которых не позволяет осуществлять эффективную перевозку их на автомобилях общего применения. Перевозку материальных ресурсов на строительный объект производят на

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

102

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

автомобилях без прицепов, на прицепах и полуприцепах, транспортируемых автотягачами и отцепляемых на строй площадке (заводе, складе). Наибольшее распространение для доставки конструкций получили автопоезда, состоящие из седельного тягача и специализированного полуприцепа.

Для перевозки колонн, и балок принимаем полуприцеп-балковоз УПР1212, КрАЗ-258 (длина перевозимых изделий 12 м, грузоподъемность 12 т).

Для перевозки плит покрытия принимаем полуприцеп-плитовоз УПЛ 1412 с тягачём КрАЗ-258 (длина 12 м, грузоподъемность 14 т).

Расчёт транспортных средств:

Необходимое количество транспортных средств в сутки N определяется для одного из видов строительных конструкций

$$N = \frac{Q \cdot T_{ц}}{T \cdot q \cdot T_{см} \cdot K_{см}}$$

где Q – общий вес данного груза, перевозимого за расчётный период (принимается по ведомости затрат труда, машинного времени, потребности в материалах);

T – продолжительность потребления данного вида груза (принимается по календарному плану);

$T_{ц} = 0,75$ ч. – время полного цикла работы транспортного средства, ч;

$q = 12$ т – полезная грузоподъемность транспорта;

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

$K_{см} = 2$ – коэффициент сменности работы транспорта (принимается в зависимости от количества смен работы по календарному плану).

Сменная продолжительность работы:

$$T_{см} = 8 \cdot K_1 = 8 \cdot 0,9 = 7,2 \text{ ч.},$$

где K_1 – коэффициент использования транспортных средств во времени, принимаемый равным 0,85-0,95.

Продолжительность цикла транспортировки груза:

$$T_{ц} = t_{пв} + \frac{2L}{V} + t_M \text{ ч.},$$

где $t_{пв} = 0,2$ ч. – продолжительность погрузки и выгрузки;

Инв. № подл.	Подп. и дата
	Взам. инв. №
Инв. № дубл.	Подп. и дата
	Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

103

$L=15$ км – расстояние перевозки в один конец;

$V=60$ – средняя скорость движения транспортного средства, км/ч (зависит от типа и грузоподъёмности автотранспорта, рельефа местности, класса и состояния дорог);

t_m – время на маневрирование транспорта в процессе погрузки и выгрузки, принимается равным 0,02-0,05 ч.

При расчёте транспорта для перевозки всех видов конструкций общая его потребность суммируется по всем видам грузоперевозок.

Одновременно с расчётом производится подбор типа автомобиля с учётом обеспечения максимального использования их грузоподъёмности и сохранности строительных конструкций и материалов при перевозке.

Таблица 9 - Ведомость потребности в автотранспорте

Наименование и марка элемента	Наименование и тип транспорта	Грузоподъёмность, т	Количество перевозимых элементов за один рейс	Кол-во единиц автотранспорта
Колонна крайнего ряда 2КБО42.1	Универсальный полуприцеп УПР1212 и КрАЗ-258	12	2	5
Колонна среднего ряда 2КБД42.1	Универсальный полуприцеп УПР1212 и КрАЗ-258	12	2	5
Стропильная балка I80Б1	Универсальный полуприцеп УПР1212 и КрАЗ-258	12	2	5
Плита покрытия ПГ6-1АIVТ	Универсальный полуприцеп УПР1412 и КрАЗ-258	12	3	5
Ригель ж.б. РБР 4.56	Универсальный полуприцеп УПР1212 и КрАЗ-258	12	6	5

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
Ине. № подл.	Ине. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	

5.12 Расчет временных зданий и сооружений

При проектировании стройгенплана необходимо стремиться к сокращению стоимости временных зданий и сооружений, отдавая предпочтение передвижным бытовым помещениям.

К временно подсобным зданиям на строительной площадке относятся: производственные здания и сооружения, склады, служебные здания и санитарно – бытовые помещения.

Расчет их состава ведется с учетом максимального использования постоянных существующих или вновь возводимых сооружений.

Номенклатура временных сооружений включает автомобильные дороги, проезды, пути и подъезды с площадками под механизмы, пешеходные дороги и переходы, инженерные сети- электроснабжение, связь, водо- и теплоснабжение, газопроводы, канализация.

Установив номенклатуру зданий и сооружений, переходят к определению их площадей.

Определение номенклатуры и площадей временных зданий производится на основании расчетной численности работающих на строительной площадке и норм площади на одного человека; при этом число работающих N_p принимается по времени нахождения на строительстве объекта максимального состава исполнителей согласно календарному плану производства работ и графику движения рабочих:

1. Число работающих мужчин и женщин соответственно.

$$N_p^m = 0,7 \cdot N_p = 0,7 \cdot 18 \approx 13 \text{ чел.}$$

$$N_p^ж = 0,3 \cdot N_p = 0,3 \cdot 18 \approx 5 \text{ чел.}$$

2. Общая численность работающих на строительстве объекта:

$$N = \frac{N_p}{K_p} = \frac{18}{0,787} = 23 \text{ чел.}$$

где K_p - нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве работающих на возводимом объекте.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

105

3. Количество инженерно-технических работников $N_{ИТР}$ с учетом нормативных коэффициентов категории работников.

$$N_{ИТР} = N \cdot K_{И} = 23 \cdot 0,134 = 3 \text{ чел.}$$

4. Количество служащих:

$$N_c = N \cdot K_c = 23 \cdot 0,043 \approx 1 \text{ чел.};$$

Численность младшего обслуживающего персонала (МОП)

$$N_{МОП} = N \cdot K_m = 23 \cdot 0,036 \approx 1 \text{ чел.}$$

5. Расчет требуемых площадей и оборудование бытовых помещений производится для мужчин и женщин соответственно:

$$A_M = K \cdot N_p^M; A_{Ж} = K \cdot N_p^Ж$$

Таблица 10 - Расчет площадей временных зданий.

Временные здания	Кол-во Работавших	Площадь помещения, м ²		Тип временного здания	Размеры здания, м
		на одного работающего	общая		
Служебные					
Прорабская	4	4	16	передвижной вагон	6x3
Проходная	1	-	4	сборно-разборный	2x3
Санитарно-бытовые					
Гардероб с умывальной					
	5	0,82+0	5,1	передвижной вагон	6x3
	13	0,82+0	13,26		
Душевая					
Женщины	5	0,54	2,7	передвижной вагон	6x3
Мужчины	13	0,54	7,02		
Помещение для сушки					
Женщины	5	0,2	1	передвижной вагон	4,1x2,2
Мужчины	13	0,2	2,6		

Ине. № подл.	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Ине. № инв.	Подп. и дата
Ине. № инв.	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

106

Помещение для отдыха, и приема пищи.			13		
Женщины	5	1	5	передвижной вагон	6x3
Мужчины	13	1	13		
Туалет с умывальной	18	0,1	1,8	контейнер	2x3

5.13 Расчёт складских помещений и площадок

Для правильной организации складского хозяйства на строительной площадке необходимо предусматривать:

- открытые площадки для хранения кирпича, железобетонных конструкций и других материалов и конструкций, на которые не влияют колебания температуры и влажности;
- навесы для хранения столярных изделий, рулонных материалов, асбоцементных листов и др.;
- закрытые отапливаемые и неотапливаемые склады.

Площадь складов рассчитывается по количеству материалов:

$$Q_{зан.} = Q_{общ.} / (T \cdot L \cdot n \cdot k)$$

где $Q_{зан.}$ – запас материалов на складе; $Q_{общ.}$ – общее количество материалов, необходимых для строительства; L - коэффициент неравномерности поступления материалов на объект равный для автотранспорта 1,1; k - коэффициент неравномерности потребления материалов, принимаемый 1,3; T - продолжительность расчётного периода.

Полезная площадь склада F без проходов определяется по формуле

$$F = Q_{зан.} / q$$

где q - количество материалов, укладываемое на 1 м² площади склада

Общая площадь склада

$$S = F / B$$

где B - коэффициент его пользования, равный для открытых складов строительных материалов 0,6

Расчёт складов под ж/б плиты.

$$Q_{зан.} = 218 / (5 \cdot 1,1 \cdot 1,3) = 106,4 \text{ м}^3 \quad F = 106,4 / 0,75 = 141,86 \text{ м}^2$$

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

107

$S=106,4/0,5=212,8 \text{ м}^2$ Принимаем площадку 36х6м

Расчёт складов под ж/б колонны.

$Q_{зан}=26/(5 \cdot 1,1 \cdot 1,3)=92,95 \text{ м}^3 \quad F=92,95/1=141,86 \text{ м}^2$

$S=92,95/0,4=125 \text{ м}^2$ Принимаем площадку 21х6м

5.14 Определение потребности в воде и электроэнергии

Определение потребности в воде. Водоснабжение строительства должно осуществляться с учетом действующих систем водоснабжения.

При устройстве сетей временного водоснабжения в первую очередь следует прокладывать и использовать сети запроектированного постоянного водопровода. При решении вопроса о временном водоснабжении строительной площадки задача заключается в определении схемы расположения сети и диаметра трубопровода, подающего воду на следующие нужды производственные ($Q_{пр.}$), хозяйственно – бытовые ($Q_{хоз}$), душевые установки ($Q_{душ.}$), пожаротушение ($Q_{пож.}$). Полная потребность в воде составит $Q_{общ.} = 0,5 (Q_{пр.} + Q_{хоз.} + Q_{душ.}) + Q_{пож.}$,

Расход воды на производственные нужды определяется на основании календарного плана и норм расхода воды.

Удельный расход воды на производственные нужды и обеспечение работы строительных машин.

Работа экскаватора маш. - час. удельный расход 12 литров, длительность потребления 8 часов.

Заправка экскаватора 1 маш. удельный расход 100 литров, длительность потребления 8 часов.

Поливка бетона и опалубки, м^3 , удельный расход 300 литров, длительность потребления 24 часа.

Поливка каменной кладки 1 тыс. шт., удельный расход 200 литров, длительность потребления 8 часов.

Штукатурные работы м^2 , удельный расход 8 литров, длительность потребления 8 часов.

Малярные работы м^2 , удельный расход 1 литр, длительность потребления 8 часов.

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

108

Инв. № подл.	Подп. и дата			
	Взам. инв. №			
Инв. № дубл.	Подп. и дата			
	Инв. № инв.			
Инв. № подл.	Подп. и дата			
	Инв. № инв.			
Инв. № подл.	Подп. и дата			
	Инв. № инв.			
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Заправка и обмывка тракторов 1 маш., удельный расход 400 литров, длительность потребления 24 часа.

Увлажнение грунта при уплотнении м³, удельный расход 150 литров, длительность потребления 8 часов.

Поливка уплотняемого щебня м³, удельный расход 6 литров, длительность потребления 8 часов.

Питание компрессора м³ воздуха, удельный расход 8 литров, длительность потребления 8 часов.

По максимальной потребности находят секундный расход воды на производственные нужды, л./сек.:

$$Q_{пр.} = 1,2 \sum \frac{V \cdot q_1 \cdot K_q}{t \cdot 3600},$$

V – производительность данных установок употребляющих воду, либо объем СМР в сутки или смену .

1,2 – коэффициент на неучтенные потери воды.

q_1 - норма расхода воды на потребителя, литр

K_q - коэффициент неравномерности потребления воды.

t - количество часов работы, к которой отнесен расход воды.

$$Q_{пр.} = 1,2 \sum \frac{V \cdot q_1 \cdot K_q}{t \cdot 3600} = 1,2 \cdot \frac{10000 \cdot 1,6}{8 \cdot 3600} = 0,66 \text{ л / с}$$

Потребность в воде на хозяйственно-бытовые нужды определяют как сумму расхода воды на хозяйственно-питьевые цели и душевые установки

$$Q_{хоз} = Q_{хоз.пит} + Q_{душ}$$

Секундный расход воды на хозяйственно-бытовые нужды.

$$Q_{хоз.пит} = \frac{N_{max}^{см} \cdot q_2 \cdot K_q}{t \cdot 3600}$$

$N_{max}^{см}$ - максимальное число рабочих в смену, принимаемое по графику движения рабочих, чел.

q_2 - норма потребления воды на человека в смену, л (для канализованных площадок 25литров)

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

$$Q_{\text{хоз.пит}} = \frac{N_{\text{max}}^{\text{см}} \cdot q_2 \cdot K_q}{t \cdot 3600} = \frac{18 \cdot 25 \cdot 2,7}{8 \cdot 3600} = 0,04 \text{ л/с}$$

Секундный расход воды на душевые установки:

$$Q_{\text{душ.}} = \frac{N_{\text{max}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot K_q}{t_{\text{душ.}} \cdot 3600}$$

q_3 - норма потребления воды на человека, пользующегося душем (принимается равной 30литров).

K_q - коэффициент учитывающий количество работающих, пользующихся душем (равен 0,3)

$t_{\text{душ.}}$ - время пользования душем (равно 0,7)

$$Q_{\text{душ.}} = \frac{N_{\text{max}}^{\text{см}} \cdot q_3 \cdot K_q}{t_{\text{душ.}} \cdot 3600} = \frac{18 \cdot 30 \cdot 0,3}{0,7 \cdot 3600} = 0,064 \text{ л/с}$$

$$Q_{\text{хоз}} = Q_{\text{хоз.пит}} + Q_{\text{душ.}} = 0,04 + 0,064 = 0,104 \text{ л/с}$$

Расход воды на пожаротушение на стройплощадке примем $Q_{\text{пож}} = 10 \text{ л/с}$, т. е. предусматривать одновременное действие струй из двух гидрантов по 5 л/с. Таким образом,

$$Q_{\text{общ.}} = 0,5 (Q_{\text{пр.}} + Q_{\text{хоз.}} + Q_{\text{душ.}}) + Q_{\text{пож}} = 0,5 \cdot (0,66 + 0,04 + 0,068) + 10 = 10,4 \text{ л/с,}$$

Диаметр трубопровода для временного водопровода рассчитывают

$$D = \sqrt{4 \cdot 1000 \frac{Q_{\text{расч}}}{\text{ПУ}}},$$

$$D = 2 \sqrt{2 \cdot 1000 \frac{Q_{\text{расч}}}{\pi \cdot v}}$$

так как π и 1000 постоянные величины, то $D = 35,69 \sqrt{Q_{\text{расч.}}/v}$,

v – скорость движения воды [м/с]

где $Q_{\text{расч.}} = Q_{\text{общ.}}$

$$D = 35,69 \sqrt{\frac{10,4}{1,5}} = 94 \text{ мм диаметр противопожарного водопровода принимаем 100}$$

мм.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

110

$$Q_{\text{общ.}} = 0,66 + 0,04 + 0,068 = 0,77 \text{ л/с.}$$

$$D = 35,69 \sqrt{\frac{0,77}{1,5}} = 25,6 \text{ мм принимаем диаметр труб внешнего водопровода } 26,8$$

мм.

Определение потребности в электроэнергии.

При проектировании временного электроснабжения стройплощадки анализируют следующие исходные данные: виды, объемы и сроки выполнения СМР, сменность работ, тип строительных машин, механизмов и оборудования, площадь временных зданий и сооружений, площадь строительной площадки.

Проектирование электроснабжения производят в следующей последовательности:

- определяют потребителей и их удельную мощность;
- выявляют источники получения электроэнергии;
- вычисляют общую потребность в электроэнергии, а по ней – требуемую мощность трансформатора и производят его выбор;
- проектируют схему электросети и размещают подстанцию на стройплощадке.

Электрическая энергия расходуется:

- производственные силовые установки;
- технологические процессы;
- наружное и внутреннее освещение.

Мощность источника электроэнергии:

$$P_{\text{мп}} = K \left(\sum \frac{P_c \cdot K_{1c}}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_{\text{п}} \cdot K_{2c}}{\cos \varphi} + K_{3c} \cdot \sum P_{\text{в.о.}} + K_{4c} \cdot \sum P_{\text{н.о.}} \right)$$

K – коэффициент потери мощности в сети равен 1,05.

P_c - мощность машин и других силовых установок.

$P_{\text{п}}$ - мощность, расходуемая на производственные нужды, кВт.

$P_{\text{в.о.}}$ - мощность, расходуемая на внутреннее освещение, кВт.

$P_{\text{н.о.}}$ - мощность, расходуемая на наружное освещение, кВт

$\cos \varphi$ - коэффициент мощности в сети.

$K_{1c}, K_{2c}, K_{3c}, K_{4c}$ - коэффициенты спроса.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

111

Таблица 11 - Расчет потребителей во временном электроснабжении

Наименование потребителей	Единица измерения	Количество	Удельная мощность на единицу измерения, кВт	Коэффициент спроса	Коэффициент мощности сети	Требуемая мощность, кВт
Силовые потребители						
Установка пневмобетон	шт	1	14	0,6	0,75	11,2
Сварочный аппарат	шт	2	15	0,8	0,4	0,63
Итого:						11,83
Наружное освещение						
Монтаж строительных конструкций	Вт/ м ²	144	3	1	1	0,432
Каменная кладка	Вт/ м ²	112	3	1	1	0,336
Освещение охранное	Вт/ м ²	0,394	1,5	1	1	0,591
Итого:						1,359
Внутреннее освещение						
Прорабская	Вт/ м ²	18	10	0,8	1	0,144
Гардероб с умывальной	Вт/ м ²	18	10	0,8	1	0,144
Душевая	Вт/ м ²	18	8	0,8	1	0,115
Помещение для сушки	Вт/ м ²	86	8	0,8	1	0,05
Проходная	Вт/ м ²	6	8	0,8	1	0,03
Итого						0,483
Всего						13,67

$P_{тр} = 1,05 \cdot 13,67 = 14,4 \text{ кВт}$ устанавливаем трансформаторную подстанцию мощностью 100 кВт, принимаем трансформатор ТМ-100/6 мощность 100 кВт, масса 830 кг.

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

112

Инв. № подл. Подп. и дата. Взам. инв. №. Подп. и дата. Инв. № дубл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

6. РАЗДЕЛ ЭКОНОМИКИ СТРОИТЕЛЬСТВА

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

6.1 Определение сметной стоимости объекта

Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Из состава сметной документации в данной работе выполняются локальная смета, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для районов I зоны строительства (г.Пенза), при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦм-2001.

6.2 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты. При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости выделяются отдельно. Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты. Например, общестроительные работы (локальная смета № 1, ЛС - 1), отопление (ЛС - 7), водоснабжение (ЛС - 9) и т. д. по всему комплексу специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР. Для расчета объектной сметы используются следующие сметные нормативы:

- укрупненные показатели сметной стоимости с учетом накладных расходов и плановых накоплений.

Кроме того, в объектных сметах начисляются:

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

115

- средства на временные здания и сооружения (в % к сметной стоимости СМР);
- зимнее удорожание (в % к сметной стоимости СМР);
- резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов);
- показатель единичной стоимости.

Инв. № подп	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					

ЛОКАЛЬНАЯ СМЕТА

Сметная стоимость: **7 020,235** тыс. руб.

Нормативная трудоемкость: **20,659** тыс. чел.ч

Сметная заработная плата: **204,708** тыс. руб.

Составлена в базисных ценах на 01.2001 г.

№ поз	Шифр и № позиции норматива, Наименование работ и затрат, Единица измерения	Количество	Стоим. ед., руб.		Общая стоимость, руб.			Затр. труда рабочих, не зан. обл. машин, чел-ч	
			всего	экс. маш.	всего	оплата труда осн. раб.	экс. маш.	обслуж. машины	
								оплата труда осн. раб.	в т.ч. опл. труда мех.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Раздел 1. ЗЕМЛЯНЫЕ РАБОТЫ

1.	E01-01-030-2 Разработка грунта с перемещением до 10 м бульдозерами мощностью 59 (80) кВт (л.с.), 2 группа грунтов, 1000 м3	0,5	<u>174,81</u> ¹	<u>174,81</u> ¹	587,41		<u>587,41</u>	-	-
2.	E01-01-003-14 Разработка грунта в отвал экскаваторами с ковшом вместимостью 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 2, 1000 м3	0,5	<u>537,61</u> ³	<u>433,80</u> ³	768,81 ¹	51,91	<u>716,90</u> ¹	<u>13,57</u>	<u>6,785</u>
3.	E01-01-013-14 Разработка грунта с погрузкой на автомобилесамосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью 0,5 (0,5-0,63) м3, группа грунтов 2, 1000 м3	1	<u>029,05</u> ⁵	<u>902,52</u> ⁴	029,05 ⁵	115,36	<u>902,52</u> ⁴	<u>15,08</u>	<u>15,08</u>
4.	E01-02-055-2 Разработка грунта вручную, группа грунтов 2, 100 м3	0,25	<u>551,69</u> ¹	-	387,92	387,92	-	<u>189</u>	<u>47,25</u>
. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 1					773,19	555,19	<u>206,83</u> ⁷		<u>69,115</u>
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -					773,19	555,19	<u>206,83</u> ⁷		<u>69,115</u>
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=95 - по стр. 1-3; %=80 - по стр. 4)					494,62		<u>079,34</u> ¹		<u>69,57</u>
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=50 - по стр. 1-3; %=45 - по стр. 4)					797,87		<u>079,34</u> ¹		<u>69,57</u>

Изм Лист № докум. Подп. Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -	3 665 459,51	27 284,13	023,75 <u>54</u> <u>831,02</u> 7 023,75	2268,3688 449,554
. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=130 - по стр. 13, 19, 21, 23, 25; %=155 - по стр. 15, 17; %=122 - по стр. 27; %=118 - по стр. 29; %=100 - по стр. 31)	47 972,90			
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=85 - по стр. 13, 19, 21, 23, 25; %=100 - по стр. 15, 17; %=80 - по стр. 27; %=63 - по стр. 29; %=70 - по стр. 31)	29 946,94			
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -	3 743 379,35			
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 3	3 743 379,35			
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ	47 972,90			
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ	29 946,94			

Раздел 4. РАЗНЫЕ РАБОТЫ

20.	E11-01-002-1 Устройство подстилающих слоев песчаных, м3	225	<u>171,84</u> 28,81	<u>22,16</u> 3,95	38 664,00	6 482,25	<u>986,00</u> 888,75	<u>3,41</u> 0,3	<u>767,25</u> 67,5
21.	E11-01-002-4 Устройство подстилающих слоев щебеночных, м3	225	<u>454,31</u> 32,26	<u>40,58</u> 7,24	102 219,75	7 258,50	<u>130,50</u> 629,00	<u>3,73</u> 0,55	<u>839,25</u> 123,75
22.	E11-01-002-9 Устройство подстилающих слоев бетонных, м3	225	<u>77,00</u> 30,05	<u>0,31</u>	17 325,00	6 761,25	<u>69,75</u>	<u>3,66</u>	<u>823,5</u>
23.	S401-0005 Бетон тяжелый, класс В 12,5 (M150), м3	225	<u>658,06</u>	-	148 063,50		-	-	-
24.	E11-01-014-2 Устройство полов бетонных толщиной 150 мм, 100 м2	22,5	<u>11</u> <u>064,22</u> 313,90	<u>222,29</u> 153,59	248 944,96	7 062,75	<u>5</u> <u>001,53</u> 3 455,78	<u>33,5</u>	<u>753,75</u>
25.	E09-04-010-1 Монтаж витражей, витрин с двойным или одинарным остеклением для высотных зданий, т	10	<u>4</u> <u>750,92</u> 2 518,66	<u>1</u> <u>412,24</u> 119,96	47 509,20	25 186,60	<u>14</u> <u>122,40</u> 1 199,60	<u>268,8</u> 7,09	<u>2688</u> 70,9
26.	S206-9001 Конструкции витражей из алюминиевых сплавов (с нащельниками и сливами), м2 <i>Поправки: ПЗ: +1550</i>	500	<u>1</u> <u>550,00</u>	-	775 000,00		-	-	-
27.	E09-04-011-1 Монтаж каркасов ворот большепролетных зданий, ангаров и др. без механизмов открывания, т	5	<u>3</u> <u>613,77</u> 453,96	<u>2</u> <u>443,19</u> 177,21	18 068,85	2 269,80	<u>12</u> <u>215,95</u> 886,05	<u>46,37</u> 8,68	<u>231,85</u> 43,4
28.	S201-9002 Конструкции стальные, т <i>Поправки: ПЗ: +8000</i>	5	<u>8</u> <u>000,00</u>	-	40 000,00		-	-	-

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

BKP-2069059-08.03.01-130898-2017

29.	E08-02-002-6 Кладка перегородок из кирпича неармированных толщиной в 1/2 кирпича при высоте этажа свыше 4 м, 100 м2	2,5	<u>2</u> 670,14	<u>461,59</u>	6 675,36	2 297,93	<u>1</u> 153,98	<u>110,08</u>	<u>275,2</u>
30.	E11-01-027-2 Устройство покрытий на цементном растворе из плиток керамических для полов многоцветных, 100 м2	22,5	<u>7</u> 659,98	<u>155,27</u>	172 349,56	23 042,70	<u>3</u> 493,58	<u>119,78</u>	<u>2695,05</u>
	. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ 4				1 614	80	50 173,69		9073,85
	СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -				820,18	361,78	9 312,03		375,675
	. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=123 - по стр. 32-34, 36, 42; %=122 - по стр. 41)				73 937,60		23 835,34		6154
	. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=75 - по стр. 32-34, 36, 42; %=80 - по стр. 41)				45 221,17		7 226,38		261,375
	ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -				1 668 400,90				
	СТОИМОСТЬ МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ -				65 578,05	27 456,40	26 338,35		2919,85
	. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=90 - по стр. 37, 39)				26 587,85		2 085,65		114,3
	. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=85 - по стр. 37, 39)				25 110,74				
	ВСЕГО, СТОИМОСТЬ МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ -				117 276,64				
	. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 4				1 785 677,54				
	ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ				100 525,45				
	ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ				70 331,91				
Раздел 5. КРОВЛЯ									
31.	E12-01-015-1 Устройство пароизоляции оклеечной: в один слой, 100 м2	22,5	<u>2</u> 694,37	<u>50,93</u>	60 623,34	3 608,78	<u>1</u> 145,93	<u>17,51</u>	<u>393,975</u>
32.	E12-01-014-2 Утепление покрытий керамзитом, м3	300	<u>455,66</u>	<u>30,10</u>	136 698,00	6 978,00	<u>9</u> 030,00	<u>3,04</u>	<u>912</u>
33.	E12-01-017-1 Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных: толщиной 15 мм, 100 м2	22,5	<u>1</u> 606,99	<u>186,39</u>	36 157,29	4 685,18	<u>4</u> 193,78	<u>27,22</u>	<u>612,45</u>
34.	E12-01-017-2	22,5	<u>58,37</u>	<u>2,63</u>	1	17,33	<u>59,18</u>	<u>0,1</u>	<u>2,25</u>

Подп. и дата	Взам. инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. № подл.

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

121

Изм Лист № докум. Подп. Дата

Устройство выравнивающих стяжек цементно-песчаных: добавлять или исключать на каждый 1 мм изменения толщины к 12- 01-017-01, 100 м2			313,34						
	0,77	0,41				9,23	0,03	0,675	

Е12-01-002-1 Устройство кровель плоских четырехслойных из рулонных кровельных материалов: на битумной мастике с защитным слоем из гравия на битумной антисептированной мастике, 100 м2	35.	23	<u>551,77</u>	<u>243,26</u>	219	6	<u>594,98</u>	<u>29,72</u>	<u>683,56</u>
			272,24	12,32	690,71	261,52	283,36	0,82	18,86

С101-9123 Материалы рулонные кровельные, м2 <i>Поправки: ПЗ: +6.5</i>	36.	10580	<u>6.50</u>	-	68		-	-	-
					770,00				

. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ	5				523	21	<u>023,87</u>		<u>2604,235</u>
					252,68	550,81	2		169,235
							342,27		

СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -					523	21	<u>023,87</u>		<u>2604,235</u>
					252,68	550,81	2		169,235
							342,27		

. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=120					28				
- по стр. 43-47)					671,70				
. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ -					15				
(%=65 - по стр. 43-47)					530,49				
ВСЕГО, СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ -					567				454,87
. ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 5					567				454,87
ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ					28				671,70
ВСЕГО СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ					15				530,49

Раздел 6. ОТДЕЛОЧНЫЕ РАБОТЫ

Е15-02-001-1 Улучшенная штукатурка цементно-известковым раствором по камню стен, 100 м2	37.	25	<u>773,72</u>	<u>53,43</u>	44	16	<u>335,75</u>	<u>70,88</u>	<u>1772</u>
			664,15	35,06	343,00	603,75	876,50	2,78	69,5

Е15-04-025-8 Улучшенная окраска масляными составами по штукатурке стен, 100 м2	38.	5	<u>830,48</u>	<u>9,29</u>	9	2	<u>46,45</u>	<u>51,01</u>	<u>255,05</u>
			451,95	0,19	152,40	259,75	0,95	0,01	0,05

Е15-04-001-2 Окраска водными составами внутри помещений клеевая улучшенная, 100 м2	39.	22,5	<u>229,50</u>	<u>3,67</u>	5	2	<u>82,58</u>	<u>11,11</u>	<u>249,975</u>
			97,32	0,19	163,76	189,70	4,28	0,01	0,225

. ИТОГО ПО РАЗДЕЛУ	6				58	21	<u>464,78</u>		<u>2277,025</u>
					659,16	053,20	881,73		69,775
СТОИМОСТЬ ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ					58	21	<u>464,78</u>		<u>2277,025</u>
					659,16	053,20	881,73		69,775

Подп. и дата	Взам. инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

РАБОТ -

881,73

69,775

. НАКЛАДНЫЕ 23
 РАСХОДЫ - (%=105) 031,68
 . СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - 12
 (%=55) 064,22
 ВСЕГО, СТОИМОСТЬ 93
 ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ - 755,06
 . ВСЕГО ПО РАЗДЕЛУ 6 93
 755,06
 ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ 23
 РАСХОДЫ 031,68
 ВСЕГО СМЕТНАЯ 12
 ПРИБЫЛЬ 064,22

. ИТОГО ПО СМЕТЕ

6 639	174	<u>252</u>	<u>19001,78</u>
544,28	428,03	<u>392,55</u>	
		30	1657,6035
		279,71	

СТОИМОСТЬ
ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ
РАБОТ -

6 573	146	<u>226</u>	<u>16081,93</u>
966,23	971,63	<u>054,20</u>	
		28	1543,3035
		194,06	

. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=95 - по стр. 1-3, 11,
 12; %=80 - по стр. 4; %=130 - по стр. 5, 8, 13, 19, 21, 23,
 25; %=105 - по стр. 7, 49-51; %=122 - по стр. 10, 27, 41;
 %=155 - по стр. 15, 17; %=118 - по стр. 29; %=100 - по
 стр. 31; %=123 - по стр. 32-34... 214
 811,13

. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - (%=50 - по стр. 1-3, 11, 12;
 %=45 - по стр. 4; %=80 - по стр. 5, 10, 27, 41; %=65 - по
 стр. 7, 43-47; %=85 - по стр. 8, 13, 19, 21, 23, 25; %=100
 - по стр. 15, 17; %=63 - по стр. 29; %=70 - по стр. 31;
 %=75 - по стр. 32-34, 36, 42... 128
 181,32

ВСЕГО, СТОИМОСТЬ 6 916
 ОБЩЕСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ - 958,68

СТОИМОСТЬ
МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ
РАБОТ -

65	27	<u>26</u>	<u>2919,85</u>
578,05	456,40	<u>338,35</u>	
		2	114,3
		085,65	

. НАКЛАДНЫЕ РАСХОДЫ - (%=90 -
 по стр. 37, 39) 26
 587,85

. СМЕТНАЯ ПРИБЫЛЬ - 25
 (%=85 - по стр. 37, 39) 110,74
 ВСЕГО, СТОИМОСТЬ 117
 МЕТАЛЛОМОНТАЖНЫХ РАБОТ - 276,64

. ВСЕГО ПО СМЕТЕ 7 020
 235,32
 ВСЕГО НАКЛАДНЫЕ 241
 РАСХОДЫ 398,98
 ВСЕГО СМЕТНАЯ 153
 ПРИБЫЛЬ 292,06

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №	Инв. № дубл.	Подп. и дата	Инв. № подл.					Лист
										123
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					

6.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

Расчет отдельных глав ведется по укрупненным нормативам на основе объектной сметы.

В этом сметном документе показываются итоги по каждой главе и суммарные по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы, получаемые от разборки временных зданий и сооружений в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8, а также материалов, полученных от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений – в размере, определяемом по расчету.

На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета ведется по укрупненным сметным нормативам.

Глава 1. «Подготовка территории строительства». Содержание ее определено в прил. 4,5, а стоимостные нормативы даны в табл.1,2 прил.9.

Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости .

Затраты по главе III «Объекты подсобного и обслуживающего назначения».

Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. По прил. 11 определяется количество инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

124

Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам.

Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам

Главы 11 и 12 принимаются по нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2% , производственных зданий – 3% от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета.

После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

На основе показателей сметной стоимости рассчитывается ряд производных стоимостных показателей.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Объектный сметный расчет (объектная смета)

Сметная стоимость _____ **8 813,7** _____ тыс. руб.
 Средства на оплату труда _____ **174,43** _____ тыс.руб.
 Составлена в ценах на 2001г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Наименование работ	Сметная стоимость, тыс. руб.			
			строительно-монтажных работ	оборудования, мебели, инвентаря (12% от СМР)	прочих затрат (1% от СМР)	всего, руб.
1	2	3	4	5	6	7
1	ЛС-1	Общестроительные работы	7019,75	842,37	70,20	7932,32
2.		Отопление	132,60	15,91	1,33	149,84
3.		Вентиляция	62,40	7,49	0,62	70,51
4.		Водопровод	39,00	4,68	0,39	44,07
5.		Канализация	202,79	24,34	2,03	229,16
6.		Горячее водоснабжение	23,40	2,81	0,23	26,44
7.		Газификация	78,00	9,36	0,78	88,14
8.		Телефон, радио	70,20	8,42	0,70	79,32
9.		Электрификация	171,59	20,59	1,72	193,9
		<i>Итого по объектной смете</i>	7799,73	935,97	78,0	8813,70

Подп. и дата
 Взам. инв. №
 Инв. № дубл.
 Подп. и дата
 Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

126

Сводный сметный расчет в сумме _____ 10566,61 тыс. руб.
 В том числе возвратных сумм _____ 12,86 тыс. руб.

(ссылка на документ об утверждении)

Составлен в ценах: 2001г.

№ п/п	Номера сметных расчетов и смет	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс. руб.			Общая сметная стоимость, т.р
			Строительно-монтажных работ	оборудования, мебели и инвентаря	прочих затрат	
1	2	3	4,5	6	7	8
ГЛАВА I. ПОДГОТОВКА ТЕРРИТОРИИ СТРОИТЕЛЬСТВА						
1		Отвод территории строительства (0,3% от Σгл.2-3)	-	-	26,44	26,44
2		Подготовка территории строительства (0,3% от Σгл. 2-3)	26,44	-	-	26,43
Итого по гл.1			26,44	-	26,44	52,86

ГЛАВА 2. ОСНОВНЫЕ ОБЪЕКТЫ СТРОИТЕЛЬСТВА

3	ОС№1	Производственный цех	7799,73	935,97	78,0	8813,70
---	------	----------------------	---------	--------	------	---------

ГЛАВА 3. ОБЪЕКТЫ ПОДСОБНОГО И ОБСЛУЖИВАЮЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ

Итого по гл.2-3			7799,73	935,97	78,0	8813,70
-----------------	--	--	---------	--------	------	---------

ГЛАВА 6. НАРУЖНЫЕ СЕТИ И СООРУЖЕНИЯ ВОДОСНАБЖЕНИЯ, КАНАЛИЗАЦИИ, ТЕПЛОСНАБЖЕНИЯ И ГАЗОСНАБЖЕНИЯ

Подп. и дата
 Взам. инв. №
 Инв. № дубл.
 Подп. и дата
 Инв. № подл.

Лист

VKP-2069059-08.03.01-130898-2017

127

Изм Лист № докум. Подп. Дата

4	ОС №1	Затраты на внешние сети газоснабжения, водоснабжения, теплоснабжения, канализации; водоподъемные и очистные сооружения, артезианские колодцы и т.п. (4,2% от Σгл.2-3)	340,69	40,88	3,4	384,98
Итого по гл. 1-6			8073,43	1014,29	110,96	9198,68

ГЛАВА 7. БЛАГОУСТРОЙСТВО И ОЗЕЛЕНЕНИЕ ТЕРРИТОРИИ

5	ОС №1	Расходы на благоустройство территории: озеленение, устройство тротуаров, архитектурное оформление и пр. (1% от Σгл.2-3)	91,66	-	-	91,66
Итого по гл. 1-7			8165,15	1014,29	110,96	9290,34

ГЛАВА 8. ВРЕМЕННЫЕ ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ

6	ОС №1	Строительство временных зданий и сооружений (1% от СМР Σгл.1-7)	85,71	-	-	85,71
Итого по гл.1-8			8250,8	1014,29	110,96	9376,05

ГЛАВА 9. ПРОЧИЕ РАБОТЫ И ЗАТРАТЫ

7	ОС №1	Прочие работы и затраты (1,7% от СМР Σгл.1-8)	147,16	-	-	147,16
Итого по гл. 1-9			8397,96	1014,29	110,96	9523,21

ГЛАВА 10 СОДЕРЖАНИЕ ДИРЕКЦИИ (ТЕХНИЧЕСКИЙ НАДЗОР) СТРОЯЩЕГОСЯ ПРЕДПРИЯТИЯ (УЧРЕЖДЕНИЯ) И АВТОРСКИЙ НАДЗОР

Име. № подл. Подп. и дата
Име. № дубл. Подп. и дата
Взам. инв. №
Име. № инв. №

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

128

8	ОС№1	Затраты на содержание дирекции (1,3% от Σгл.1-9)	-	-	129,07	129,07
---	------	--	---	---	--------	--------

ГЛАВА 12. ПРОЕКТНЫЕ И ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЕ РАБОТЫ

9	ОС№1	Затраты на проектирование комплекса или объекта, изыскательские и научно-исследовательские работы, связанные с проектированием. (3% от Σгл.1-10)	-	-	301,73	301,73
		Итого по гл. 1-12	8397,96	1014,29	541,76	9954,01
10	ОС№1	Резерв средств на непредвиденные расходы и затраты (2% гл. 1-12)	-	-	207,19	207,19
11	ОС№1	Возвратные суммы (15% от итого по гл.8)	12,86			12,86
Итого по ССР			8410,82	1014,29	748,95	10174,06

Ине. № подп	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Взам. инв. №
Подп. и дата	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

129

6.4 Объемно-планировочная характеристика объекта

Таблица 14 - Объемно- планировочная характеристика объекта

Наименование показателя	Единицы измерения	Количество
Число этажей	этаж	1
Строительный объем	м ³	34300
Общая площадь	м ²	2520
Высота этажа	м	9,6
Ширина и длина здания	м ²	30x60

6.5 Техничко-экономические показатели строительства

Таблица 15 - Техничко-экономические показатели строительства

Наименование показателей	Единицы измерения	Количество
Отношение строительного объема к общей площади (объемный)	K ₂	5,1
Отношение площади наружных стен к общей площади	K ₃	0,66
Отношение периметра наружных стен к общей площади (коэффициент компактности)	K ₄	0,051
Площадь земельного участка, приходящаяся на 1 м ² общей площади		2,24
Затраты на восстановление и ремонт зданий. В том числе:		
- отчисления на восстановление (реновацию)	т.руб./год	212,5
- отчисления в ремонтный фонд (см. п. 3.1.)	т.руб./год	292,3
Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий:		
- отопление	т.руб./год	205,1
- водоснабжение		162,04
Затраты на содержание зданий и территорий:		
- мест общего пользования		3,34
- прилегающих территорий	т.руб./год	38,81
- внешних инженерных сетей		63,28
Административно - управленческие расходы	т.руб./год	22,91
Всего текущих затрат	т.руб./год	1000,28

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

131

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Л.Г. Дикман «Организация и планирование строительного производства» – М.: Высшая школа, 1988.
- 2 Методические указания по дипломному проектированию «Технико – экономическая оценка проектных решений» – Пенза 1992.
- 3 ЕНиР Е2 «Земляные работы» – М: Стройиздат 1987.
- 4 ЕНиР Е4 «Монтаж сборных и устройство железобетонных конструкций» – М: Стройиздат 1987.
- 5 ЕНиР Е5 «Монтаж металлических конструкций» – М: Стройиздат 1987.
- 6 ЕНиР Е20 «Ремонтно – строительные работы» – М: Стройиздат 1987.
- 7 ЕНиР Е22 «Сварочные работы» – М: Стройиздат 1987.
- 8 ЕНиР Е28 «Монтаж подъемно – транспортного оборудования» – М: Стройиздат 1987.
- 9 ТЕР 81–02–01–2001 «Земляные работы» – Правительство Пензенской области.
- 10 ТЕР 81–02–07–2001 «Бетонные и железобетонные конструкции сборные» – Правительство Пензенской области.

Име. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	
					Лист
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	132

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

7. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
					ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017
					133

5.1 ВВЕДЕНИЕ

Для обеспечения безопасных условий работ при строительстве объекта до начала выполнения основных строительного-монтажных работ необходимо в ПОС и ППР предусмотреть выполнение подготовительных работ.

До начала строительства объекта выполняются следующие общеплощадочные подготовительные работы:

1. Ограждение территории площадки;
2. Размещение санитарно-бытовых помещений за пределами опасных зон;
3. Устройство временных дорог и подъездных путей;
4. Устройство освещения, электроснабжения и др. коммуникаций;
5. Устройство площадки складирования и других необходимых подготовительных работ.

Безопасность решений при строительстве объекта в ПОС и ППР обеспечивается за счет выполнения следующих условий:

- сокращение объемов работ, выполняемых в условиях действия опасных и вредных производственных факторов за счет применения проектных решений, обеспечивающих возможность применения более безопасных методов выполнения работ;

- определения безопасной последовательности выполнения работ, а также необходимых условий для обеспечения безопасности при совмещении работ в пространстве и во времени;

- выбора и размещения машин и механизмов с учетом безопасности их работы;

- выбора безопасных методов и приемов выполнения работ;

- оснащения рабочих мест необходимой технологической оснасткой;

- разработки решений по охране труда при выполнении работ по строительству, реконструкции и эксплуатации объектов.

Учет требований безопасности производится в следующей документации в составе ПОС:

1. календарном плане, в котором определяются сроки и очередность безопасного проведения работ;

2. стройгенплана, включающего в себя: размещение объекта, санитарно-бытовое обеспечение, определение опасных зон, пожарную безопасность и ряд других факторов.

3. пояснительной записке, содержащей все необходимые обоснования и расчеты для принятия решений.

Состав и содержание основных проектных решений по охране труда в ПОС и ППР определяется:

СНи П 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве. ч. 1. Общие требования», СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. ч. 2. Строительное производство» и рядом других нормативных документов.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

134

6.1. Организация безопасных условий труда на стройплощадке

6.1.1. Ограждение стройплощадки

Для выделения территории строительной площадки, участков производства строительно-монтажных работ и опасных зон предусматривается устройство защитных ограждений. В ограждении предусматриваются типовые ворота для проезда машин и калитки для прохода людей.

Для ограждения территории стройплощадки применяются металлические щиты, закрепленные на стойках, высота щитов 2 м.

6.1.2. Опасные зоны

На стройплощадке обозначены опасные зоны вокруг здания, и радиус опасной зоны работы крана.

Радиус опасной зоны крана ДЭК-251 будет равен:

$$R_{o.z.} = R_{max} + S,$$

где

R_{max} – максимальный вылет стрелы крана, м;

S – возможный отлет конструкций при обрыве стропов, м;

Опасная зона вокруг здания составит 20,0 м. Опасные зоны обозначаются специальными знаками с надписями установленной формы.

6.1.3. Временные дороги

До начала строительства на стройплощадке сооружаются подъездные пути и внутрипостроечные дороги, имеющие твердое покрытие и обеспечивающие свободный доступ транспортных средств и строительных машин ко всем участкам производства работ. На стройплощадке устраивается кольцевая дорога шириной 3.5 м. Радиус закругления дорог 12,0 м. На выезде со стройплощадки устраивается место для мытья колес транспортных средств.

При выезде на территорию стройплощадки, а также на участках строительства вывешиваются хорошо видимые, а в темное время освещаемые, предупредительные и указательные знаки безопасности и плакаты по технике безопасности.

6.1.4. Складирование конструкций

Изделия и материалы, не требующие хранения в закрытых помещениях складироваться на открытых площадках в зоне действия крана и других механизмов.

Железобетонные и металлические конструкции складироваться у места монтажа на прокладках и подкладках.

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
------	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

135

6.2. Пожарная безопасность

1. До начала строительного-монтажных работ необходимо снести все строения и сооружения, находящиеся в противопожарных разрывах.

2. Расположение складских и вспомогательных зданий на территории строительства должно соответствовать стройгенплану с учетом требований ППБ-01-03.

3. Территория, занятая под открытые склады горючих материалов должна быть очищена от щепы, сухой травы и бурьяна.

4. Предусмотренные проектом наружные пожарные лестницы и ограждения на крыше строящегося здания устраиваются сразу же после монтажа несущих конструкций.

5. Все лестницы монтируются одновременно с устройством лестничных клеток.

6. Все средства подмащивания, выполненные из древесины, должны быть пропитаны огнезащитным составом.

7. Сушка одежды и обуви должна производиться в специальных вагончиках с применением водяных калориферов.

8. При производстве работ внутри здания с применением горючих веществ и материалов запрещено производить вблизи этих мест сварочные и другие работы с применением открытого огня.

9. Во время работ, связанных с устройством гидро- и пароизоляции на кровле запрещаются все виды огневых работ в связи с возможной опасностью воспламенения горючих стройматериалов.

10. Порожняя тара из под горючих и легковоспламеняющихся жидкостей, должна храниться на специально отведенной площадке.

11. Не допускается применение веществ, материалов и изделий, на которые отсутствуют характеристики их пожарной опасности.

12. Помещения, где производятся работы с горючими веществами и материалами должны быть оборудованы первичными средствами пожаротушения из расчета: 2 огнетушителя на 100 м² помещения.

13. Варка и разогрев битумных мастик должны производиться в специальных котлах, расположенных на расстоянии не менее 10 м от здания.

14. Запрещено подогревать битумные составы внутри помещения с использованием открытого огня.

В соответствии с нормами ППБ 01-03 (Приложение 1) число первичных средств пожаротушения должно быть на 200 м² пола 1 огнетушитель, 1 ящик объемом 0,5 м³ с песком, 1 бочка емкостью 250 л и два ведра.

Расчетное количество:

- огнетушитель – 4 шт.;
- ящиков с песком – 4 м³;
- бочек с водой – 2 шт. по 250 л.

Помимо этого у прорабской установлен пожарный щит и каждое временное бытовое помещение оборудовано огнетушителем.

Подп. и дата	
Взам. инв. №	
Инв. № дубл.	
Подп. и дата	
Инв. № подл.	

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

136

6.5. Безопасность производства основных видов строительного-монтажных работ

6.5.1. Земляные работы

Основной опасностью при производстве земляных работ является обрушение грунта в процессе его разработки и последующих работах при устройстве фундамента. Односторонняя обратная засыпка пазух свежеложенных блоков стен и фундаментов допускается лишь после достижения бетоном необходимой прочности, а стен подвалов – после устройства перекрытия. Экскаватор во время работы необходимо располагать на спланированном месте. Получающие в забое «kozyрки» немедленно срезаются. Загрузка автомашины экскаватором производится так, чтобы ковш подавался с боковой или задней стороны кузова, а не через кабину водителя. Передвижение экскаватора с загруженным ковшом запрещается. При рытье котлованов в местах, где происходит движение людей устанавливаются ограждения с предупредительными надписями; в ночное время огражденные места освещают. Не допускается установка и движение машин в пределах призмы обрушения грунта.

6.5.2. Монтажные работы

Основными причинами возникновения производственной опасности являются: неисправное состояние или отсутствие подмостей, переходных мостиков, лестниц, ограждающих устройств, средств индивидуальной защиты, необоснованный выбор такелажных приспособлений, способов строповки и подъемно-транспортного оборудования. Нарушение требований к временному закреплению устанавливаемых элементов, соприкосновение подъемных машин с ЛЭП, кабельными линиями, неисправность изоляции токоведущих проводов, отсутствие заземления конструкций и механизмов.

Для обеспечения безопасности при выполнении монтажных работ предусматриваем выполнение следующих операций:

- определяются места расположения и зоны монтажных кранов, механизмов;
- соблюдение технологической последовательности монтажа;
- организация рабочих мест и подходов к ним;
- указание способов и мест складирования строительных материалов и оборудования;
- определение методов устойчивого временного закрепления элементов здания при монтаже.

6.5.3. Кровельные работы

Выполнение кровельных работ на высоте обуславливает возникновение производственной опасности, связанной с возможностью падения людей, инструмента и материалов, приготовление, транспортировка и нанесение битумных мастик может быть источником получения ожогов, являющихся характерной

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017	Лист
											137

травмой для кровельщиков. При производстве работ на крышах рабочие должны пользоваться предохранительными поясами, надевать войлочную или резиновую обувь. Бачки с горячими мастиками устанавливают на горизонтальной плоскости. Все работающие должны быть снабжены брезентовыми костюмами и перчатками. Пожарный пост оборудован ящиком с песком. Расстояние от битумоварочного котла до здания – 10 м.

6.5.4. Изоляционные работы

Котлы для разогрева мастик должны иметь плотно закрывающиеся крышки. Возле каждого котла должен находиться комплект противопожарных средств. Применение открытого огня для подогрева битума на рабочих местах запрещено.

В соответствии с законом «Об охране окружающей среды в РФ», основными природоохранными мероприятиями при разработке данного проекта являются: охрана почвы, воздушного и одного бассейна, утилизация отходов.

7.1. Охрана почвы

До начала строительства производится снятие плодородного слоя почвы, который транспортируется к месту временного хранения.

После окончания строительства часть плодородной земли используется при благоустройстве.

Образующий при производстве СМР строительный мусор собирается на специально выделенной площадке и затем используется для отсыпки при строительстве дорог.

7.2. Охрана водного бассейна

Здание производственного цеха оборудуется хозяйственно-питьевым и противопожарным водопроводом. Источником водоснабжения является городской водопровод. Хозяйственно-бытовые сточные воды отводятся в систему канализации, причем для производственного процесса используется вода, очищенная на специальных очистных сооружениях на самом заводе.

Поверхностные воды (осадки, талы воды и т.п.) отводятся по рельефу местности с дальнейшим перехватом ливневой канализации.

7.3. Охрана воздушного бассейна

Источников загрязнения воздушного бассейна нет.

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

138

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Методические указания к разделу «Безопасность и экологичность» в дипломном проектировании для специальности 29.03.00. – Пенза, 1994.
2. Справочник. Природоохранные нормы и правила проектирования.
3. Руководство по учету техники безопасности и производств санитарии в проекте производства работ – М: Стройиздат 1980.
4. В.П. Журавлев, Н.С. Серпокрылов, С.Л. Пушенко «Охрана окружающей среды в строительстве» – М: издательство АСВ, 1995.

Инв. № подл	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата						
										Лист
										139
Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					

НАУЧНО ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКАЯ РАБОТА

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Лист
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата	ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

В научно исследовательской работе произведено сравнение двускатной балки покрытия БДР-18 и сегментной фермы ФС-18. Расчет балки см. расчетно-конструктивный раздел.

СБОР НАГРУЗОК НА СЕГМЕНТНУЮ ФЕРМУ ФС – 18

Сегментная ферма рассчитывают на действие постоянных и временных нагрузок. К числу постоянных относятся нагрузки от кровли, плит покрытия и собственного веса балки. Из числа временных нагрузок на балку действует только снеговая нагрузка в четырех вариантах загрузки.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Постоянные нагрузки. Кровля:			
- слой гравия, втопленного в битум;	0.160	1.3	0.208
- 3-слойный рубероидный ковер;	0.090	1.3	0.117
- цементная стяжка $\delta=20$ мм, $\rho=18$ кН/м ³ ;	0.360	1.3	0.468
- пенополистерол $\delta=150$ мм, $\rho=0.5$ кН/м ³ ;	0.075	1.3	0.098
- пароизоляция, 1 слой;	0.030	1.3	0.039
Ребристые плиты покрытия 3х6 м с учетом заливки швов $\delta=65.5$ мм, $\rho=19.9$ кН/м ³ ;	1.303	1.1	1.434
Раскосная ферма ($V_b=2.42$ м ³ , пролет 18м, шаг колонн 6 м, бетон легкий D1800) $2.42*19.9/(18*6)=0.765$ кН/м ²	0.446	1.1	0.490
И т о г о	2.464		2.854
Временные нагрузки.			
Снеговая нагрузка	1.26	1.4	1.8
И т о г о	3.724		4.654

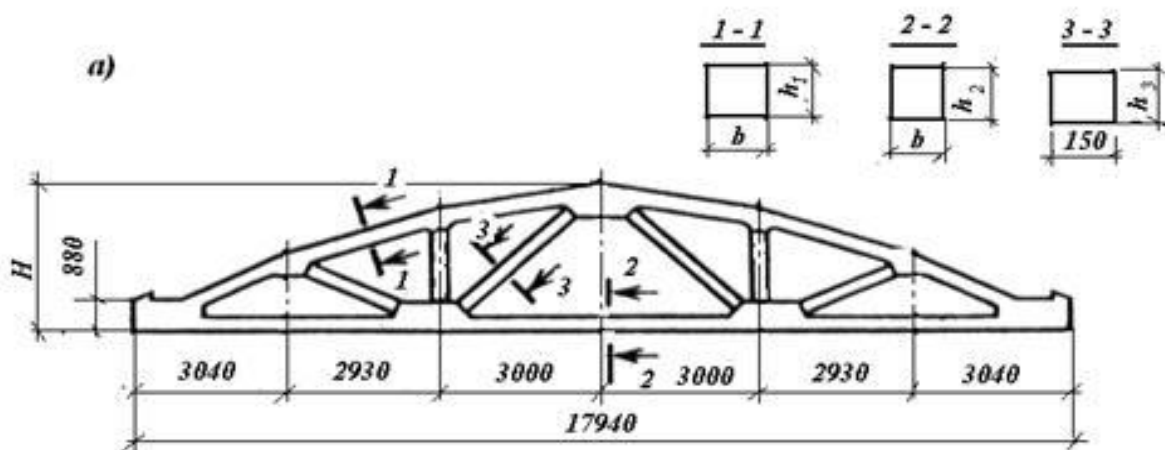
На фермы с учетом коэффициента по назначению здания будут действовать следующие расчетные нагрузки:

- постоянная $q_{п}=2.854*6*1.0=11.124$ кН/м;
- временная $q_{вр}=1.8*6*1.0=10.8$ кН/м.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В СЕЧЕНИЯХ ФЕРМЫ ФС – 18.

Усилия в расчетных сечениях сегментной фермы ФС – 18 будем определять используя таблицу усилий в этих сечениях от единичной нагрузки [6, таблица VI.2]. Геометрическая схема и расчетные сечения фермы ФС – 18 приведены на рис. 4.

Но- мер сече- ния	Усилия от постоянной и снеговой нагрузок					
	Постоянная			Постоянная + снеговая1		
	N	M	Q	N	M	Q
1	-182.099	0.144	0.500	-358.896	0.285	0.986
2	-182.099	1.068	0.500	-358.896	2.105	0.986
3	-180.431	0.912	-0.222	-355.607	1.798	-0.438
4	-180.431	0.322	-0.222	-355.607	0.636	-0.438
5	-175.759	0.267	0.100	-346.399	0.526	0.197
6	-175.759	0.522	0.100	-346.399	1.030	0.197
7	162.032	0.478	0.044	319.345	0.943	0.088
8	162.032	0.678	0.044	319.345	1.337	0.088
9	177.595	0.467	0	350.017	0.921	0
10	177.595	0.467	0	350.017	0.921	0
11	4.560	-0.088	0.055	-8.989	-0.175	0.109
12	4.560	-0.022	0.055	-8.989	-0.044	0.109
13	14.661	0	0.066	28.895	0	0.131
14	14.661	0.200	0.066	28.895	0.395	0.131
15	-3.170	0.111	-0.022	-6.248	0.219	-0.044
16	-3.170	0.044	-0.022	-6.248	0.088	-0.044



РАСЧЕТ СЕГМЕНТНОЙ ФЕРМЫ ФС – 18.

Для анализа напряженного состояния элементов фермы построим эпюры усилий N и M от суммарного действия постоянной и снеговой нагрузки (снеговая 1), как показано на рис.4.

Нормативные и расчетные характеристики легкого бетона класса В40, марка по плотности 1800 на плотном заполнителе, твердеющего в условиях тепловой

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

142

Изм Лист № докум. Подп. Дата

Подп. и дата

Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Подп. и дата

Инв. № подл

обработки при атмосферном давлении, (для влажности 70%) ($\gamma_{b2}=0.9$): $R_{bn}=R_{b,ser}=29$ МПа; $R_b=22$ МПа; $R_{btn}=R_{bt,ser}=2.1$ МПа; $R_{bt}=1.4$ МПа; $R_{bp}=25$ МПа; $E_b=21000$ МПа.

Расчетные характеристики ненапрягаемой арматуры:

продольной класса А-400, $R_s=R_{sc}=280$ МПа; $E_s=200000$ МПа.,

поперечной класса А-240, $R_{sw}=265$ МПа; $E_s=200000$ МПа.

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса К-7, $R_{sn}=R_{s,ser}=1400$ МПа, $R_s=1250$ МПа, $E_s=180000$ МПа.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp}=900$ МПа.

Способ натяжения арматуры - механический на упоры. Проверяем условие (1) [1]

при отклонении значения предварительного напряжения $p=0,05\sigma_{sp}=0.05 \cdot 500 = 25$ МПа.

Так как $\sigma_{sp}+p=900+25=925$ МПа < $R_{s,ser}=1500$ МПа, и $\sigma_{sp}-p=500-25=475$

$0.3 R_{s,ser}=450$ МПа то условие выполняется.

Расчет элементов нижнего пояса фермы.

Согласно эпюрам усилий N и M, наиболее неблагоприятное сочетание усилий имеем в сечении номер 9 при $N=350.017$ кН и $M=0.921$ кНм.

Требуемую площадь сечения напрягаемой арматуры находим по формуле [4] $A_{sptot} = N/(\eta R_s) = 350.017 \cdot 10^3 / [1,2 \cdot 510] = 571.92$ мм²

Принимаем $2\varnothing 14$ ($A_{sp}=A_{sp}'=308$ мм² $A_{sptot}=616$ мм²).

Расчет трещиностойкости нижнего пояса балки выполняем на действие усилий от нормативных нагрузок, величины которых получим путем деления значений усилий от расчетных нагрузок на средний коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{fm}=1,213$. Для сечения 9 получим :

усилия от суммарного действия постоянной и полного значения снеговой нагрузки

$$N = N/\gamma_{fm} = 350.017/1,213 = 288.55 \text{ кН.}$$

$$M = M/\gamma_{fm} = 0.921/1,213 = 0.76 \text{ кНм.}$$

усилия от постоянной и длительной части снеговой нагрузки

$$N_1 = [N_g + (N - N_g) \cdot k_1] / \gamma_{fm} = [177.595 + (350.017 - 177.595) \cdot 0,3] / 1,213 = 189.05 \text{ кН.}$$

$$M_1 = [M_g + (M - M_g) \cdot k_1] / \gamma_{fm} = [0.467 + (0.921 - 0.467) \cdot 0,3] / 1,213 = 0.497 \text{ кН*м.}$$

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № подл.	Лист
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017						

По табл.1,б [4] находим, что нижний пояс балки должен удовлетворять 3-й категории требований по трещиностойкости, т.е. допускается непродолжительное раскрытие трещин шириной 0.3 мм и продолжительное шириной 0.2 мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения вычисляем по формулам (11) -(13) [4] и (168) -(175) [5].

Площадь приведенного сечения

$$A_{red}=A+\alpha A_{sp\ tot}=250 \cdot 200+9,05 \cdot 308=52787 \text{ мм}^2, \text{ где}$$

$$\alpha=E_s/E_b=190000/21000=9,05$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red}=I+2\alpha A_{sp} y_{sp}^2=250 \cdot 200^3/12+9,05 \cdot 308 \cdot 55^2+9,05 \cdot 308 \cdot 55^2=1.8353 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_{sp}=h/2-a_p=200/2-45=55 \text{ мм.}$$

Момент сопротивления приведенного сечения

$$W_{red}^{inf}=I_{red}/y_0=1.8353 \cdot 10^8/100=1.8353 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $y_0=h/2=200/2=100 \text{ мм.}$

Упругопластический момент сопротивления сечения

$W_{pl}^{inf}=\gamma W_{red}^{inf}=1,75 \cdot 1.8353 \cdot 10^6=3,212 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$, где $\gamma=1,75$ принимается по табл. 38 [5].

Определим первые потери предварительного напряжения арматуры по поз. 1-6 табл.5 [2] для естественного способа твердения.

Потери от релаксации напряжений в арматуре $\sigma_1=(0,22 \sigma_{sp}/R_{s,ser}-0,1)\sigma_{sp}=(0,22 \cdot 500/590-0,1) \cdot 500=43 \text{ МПа.}$

Потери от температурного перепада $\sigma_2=1,25 \Delta t=1,25 \cdot 65=81,25.$

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств $\sigma_3=(\Delta l/l) E_s=(3.35/19000) 190000=33.5 \text{ МПа,}$

где $\Delta l=1,25+0,15d=1,25+0,15 \cdot 14=3.35 \text{ мм}$ и $l=18+1=19 \text{ м}=19000 \text{ мм.}$

Потери $\sigma_4=\sigma_5=0.$

Усилие обжатия с учетом потерь по поз. 1-5 и эксцентриситет его относительно центра тяжести приведенного сечения соответственно будут равны:

VKP-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

144

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 500 - 43 - 81,25 - 33,5 = 342,25 \text{ МПа}$$

$$P_1 = \sigma_{sp} A_{sp \text{ tot}} = 342,25 \cdot 616 = 210,83 \text{ кН.}$$

Определим потери от быстро натекающей ползучести бетона:

$$\sigma_{bp} = (P_1 / A_{red}) = 210,83 \cdot 10^3 / 52787 = 3,99 \text{ МПа,}$$

принимаем $\alpha = 0,8$,

поскольку $\sigma_{bp} / R_{bp} = 3,99 / 25 = 0,159 < \alpha$, то

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 5,43 \text{ МПа;}$$

Таким образом, первые потери и соответственно напряжения в напрягаемой арматуре будут равны: $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 43 + 81,25 + 33,5 + 5,43 = 163,18 \text{ МПа;}$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{los1} = 500 - 163,18 = 336,82 \text{ МПа;}$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь и соответствующие напряжения в бетоне составят:

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp \text{ tot}} = 336,82 \cdot 616 = 207,48 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 207,48 \cdot 10^3 / 52787 = 3,93 \text{ МПа;}$$

поскольку $\sigma_{bp} / R_{bp} = 3,93 / 25 = 0,157 < 0,95$ то требования табл.7(2) удовлетворяются.

Определим вторые потери преднапряжения арматуры по поз. 8 и 9 табл.5 [2].

Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$

Потери от ползучести бетона будут равны

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,157 = 20,02 \text{ МПа.}$$

Таким образом, вторые потери составят

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 20,02 = 55,02 \text{ МПа,}$$

а полные $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 163,18 + 55,02 = 218,2 \text{ МПа.} > 100 \text{ МПа.}$

Вычислим напряжения в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь и соответствующее усилие обжатия : $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 500 - 218,2 = 281,8 \text{ МПа;}$

Усилия обжатия с учетом суммарных потерь и его эксцентриситет соответственно равны:

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp \text{ tot}} = 281,8 \cdot 616 = 173,6 \text{ кН}$$

Проверку образования трещин выполняем по формулам п.4.5 (2) для выяснения необходимости расчета по ширине раскрытия трещин.

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № инв.	Лист
	Инв. № инв.					
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017						145
Изм.	Лист	№ докум.	Подп.	Дата		

Определим расстояние r от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от максимально растянутой внешней нагрузкой грани сечения. Поскольку $N=189.05\text{кН} > P_2=173.6\text{ кН}$, то величину r вычисляем по формуле:

$$r = W_{pl}^{inf} / [A + 2\alpha (A_{sp} + A'_{sp})] = 3,212 \cdot 10^6 / [250 \cdot 200 + 2 \cdot 9,05 \cdot (308 + 308)] = 52.53 \text{ мм.}$$

Тогда $M_{гр} = P_2 \cdot (e_{op2} + r) = 173.6 \cdot 10^3 (0 + 52.5) = 9.114 \text{ кН} \cdot \text{м}$; соответственно $M_{срс} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}^{inf} + M_{гр} = 2.1 \cdot 3,212 \cdot 10^6 + 9.114 \cdot 10^6 = 15.859 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Момент внешней продольной силы

$$M_r = N \cdot (e_0 + r) = 189.05 \cdot 10^3 \cdot (2.63 + 52.5) = 10.42 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ где } e_0 = M/N = 0.497 \cdot 10^6 / 189.05 \cdot 10^3 = 2.63 \text{ мм.}$$

Поскольку $M_{срс} = 15.859 \text{ кН} \cdot \text{м} \geq M_r = 10.42 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то трещины, нормальные к продольной оси элемента, не образуются, и расчет по раскрытию трещин не требуется.

2.2. Расчет элементов верхнего пояса фермы.

В соответствии с эпюрами усилий N и M , наиболее опасным в верхнем поясе балки будет сечение 7 с максимальным значением продольной силы .

Для сечения 7 имеем усилия от расчетных нагрузок:

$N=358.896\text{ кН}$; $M=2.105\text{ кНм.}$; $N_1=193.848\text{ кН}$; $M_1=1.137\text{ кНм}$. Находим: расчетную длину элемента $l_0=0.9 \cdot l=0,9 \cdot 3,224=2,90\text{ м.}$; расчетный эксцентриситет

$$e_0 = M/N = 2.105 \cdot 10^6 / 358.896 \cdot 10^3 = 5.86 \text{ мм};$$

случайный эксцентриситет $e_a = h/30 = 180/30 = 6,0 \text{ мм} < e_a = 10 \text{ мм} > e_0 = 5,86$, то для расчета оставляем $e_a = 10 \text{ мм}$.

Поскольку $l_0 = 2,90 \text{ м} < 20h = 20 \cdot 0,18 = 3,6 \text{ м}$, расчет выполняем по методике расчета сжатых элементов на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом согласно п. 3.64 [3].

Принимая в первом приближении $\varphi = 0,9$ вычислим требуемую площадь сечения продольной арматуры по формуле

$$A_{s,tot} = N / \varphi R_{sc} - A (R_b / R_{sc}) = 358.896 / 0.9 \cdot 280 - 250 \cdot 180 (22/280) = 314 \text{ мм}^2$$

Принимаем $4\varnothing 10 \text{ А-II}$, ($A_{s,tot} = 314 \text{ мм}^2$).

Подп. и дата
Взам. инв. №
Инв. № дубл.
Подп. и дата
Инв. № подл.

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Лист

146

$N_1/N=0,54$, $l_0/h=2900/180=16.11$, $a^1=30<0.15h=37\text{мм}$, значит $\varphi_b=0,867$ и $\varphi_{sb}=0,897$.

Так как $\alpha=280 \cdot 452/(22 \cdot 250 \cdot 180)=0,128$, то $\varphi=\varphi_b+2(\varphi_{sb}-\varphi_b)\alpha_s=0,867+2(0,897-0,867)0,128=0,875$

$m\%=(314/(250 \cdot 180))100\%=0.69\%>0,2\%$

Поперечная арматура А240Ø6мм, с шагом $s=200\text{мм}$,

что равно $20d=20 \cdot 10=200\text{мм}<500\text{мм}$

2.3.Расчет элементов решётки.

К элементам решётки относятся стойки и раскосы фермы. $b=150\text{мм}$ $h=120\text{мм}$ для фермы марки 2ФС-18.

Раскос 13-14

$N=28.895\text{ кН}$, арматура класса А-240, $R_s=R_{sc}=170\text{ МПа}$,

$A_s=N/R_s=28895/170=103.20\text{ мм}^2$. Принимаем 4Ø10 А-240, ($A_s=314\text{ мм}^2$).

Раскос 15-16

$N=6.248\text{ кН}$, $N_1=3.375\text{ кН}$, $l_0=0.8 \cdot 3.873=3,10\text{м}$, $l_0/h=3,10/0.12=25.8>20$.

$e_a=h/30=150/30=5\text{ мм}$.

$e_a>10$, то $e_a=10$

$m=314/(150 \cdot 120)=0,017>0,004$, $\varphi_e=1+1 \cdot 0.135/0.25=1,54<2$

$M_{11}=3.375(10+60-30)=0.135\text{ кНм}$

$M_{11}=6.248(10+60-30)=0.25\text{ кНм}$

$e_0/h=10/120=0,08333<\delta_{e,\min}=0.5-0.258-0.22=0.022$, принимаем $\delta_e=0,022$

$m\alpha=0,017 \cdot 170000/21000=0,14$

$N_{cr}=1,6E_bbh/(l_0/h)^2[(0,11/(0,1+\delta_e)+0,1)/3\varphi_e+m\alpha((h_0-a^1)/h)^2]=1,6 \cdot 21000 \cdot 150 \cdot 150/21,5^2[(0,11/(0,1+0,087)+0,1)/3 \cdot 1,69+0,14((115-35)/150)^2]=254,8\text{ кН}$

$n=1/(1-N/N_{cr})=1/(1-100,61/254,8)=1,65$

$e=e_0n+(h_0-a^1)/2=10 \cdot 1,65+(115-35)/2=56,5\text{ мм}$

$\alpha_n=N/R_bbh_0=100610/(19,8 \cdot 150 \cdot 115)=0,295$

$\alpha_m=100610 \cdot 56,5/(19,8 \cdot 150 \cdot 115^2)=0,1447$, $\delta=35/115=0,3043$

$\xi_R=0.542$, т.к. $\alpha_n=0,295<\xi_R=0,542$, то значение $A_s=A_s^1$ определяем по формуле

Инв. № подл.	Подп. и дата	Инв. № дубл.	Взам. инв. №	Подп. и дата	Инв. № инв.	Лист
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017						

$A_s = A_s^1 = R_b \cdot b \cdot h_0 / R_s (\alpha_m - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2) / 1 - \delta) = 19.8 \cdot 150 \cdot 115 / 365 (0,1447 - 0,295 (1 - 0,295 / 2)) / 1 - 0,3043 = -143,63 \text{ мм}^2$. Окончательно оставляем конструктивное армирование $A_s = A_s^1 = 157 \text{ мм}^2$ (по 2Ø10 А-240)

2.4. Расчет и конструирование опорного узла фермы.

Расчет выполняем в соответствии с рекомендациями [10]. Усилие в нижнем поясе в крайней панели $N = 319.345 \text{ кН}$, а опорная реакция $Q = Q_{\max} = 162.208 \text{ кН}$.

Необходимую длину зоны передачи напряжений для продольной рабочей арматуры диаметром 12 мм. класса А-400 находим по требованиям п.2.29 [2]:

$$l_p = (\omega_p \cdot \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) d = (0,25 \cdot 500 / 25 + 10) 12 = 204 \text{ мм.},$$

где $\omega_p = 0,25, \lambda_p = 10$;

Координаты точки В будут равны : $x = 410 \text{ мм.}, y = 110 \text{ мм.}$

Ряды напрягаемой арматуры, считая снизу, пересекают линию АВС при у равном: для 1-го ряда 50 мм., $l_x = 300 + 50 = 350 \text{ мм.}$; для 2-го ряда 170 мм., $l_x = 516 \text{ мм.}$

Соответственно значение коэффициента $\gamma_{sp} = l_x / l_p$ для рядов напрягаемой арматуры составляет: для первого ряда $350 / 204 = 1,716$; для второго ряда $516 / 204 = 2,529$.

Усилие воспринимаемое напрягаемой арматурой в сечении АВС:

$$N_{sp} = R_s \sum \gamma_{spi} A_{spi} = 500 * 45,5 * (1,716 + 2,529) = 134,6 \text{ кН.}$$

Усилие которое должно быть воспринято ненапрягаемой арматурой при вертикальных поперечных стержнях.

$$N_s = N - N_{sp} = 319.345 - 134,6 = 184.75 \text{ кН.}$$

Принимаем вертикальные хомуты минимального диаметра 6 мм класса А-240 с рекомендуемым шагом $s = 100 \text{ мм.}$

Определяем минимальное количество продольной арматуры у верхней грани опорного узла: $A_s = 0,0005 \cdot b \cdot h = 0,0005 \cdot 250 \cdot 780 = 109,2 \text{ мм}^2$. Принимаем 2 диаметра 10 класса А-240, $A_s = 157 \text{ мм}^2$.

Ине. № подл	Подп. и дата
Ине. № дубл.	Подп. и дата
Взам. инв. №	Подп. и дата
Ине. № инв.	Подп. и дата

Изм	Лист	№ докум.	Подп.	Дата
-----	------	----------	-------	------

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017

Фасад 1-11

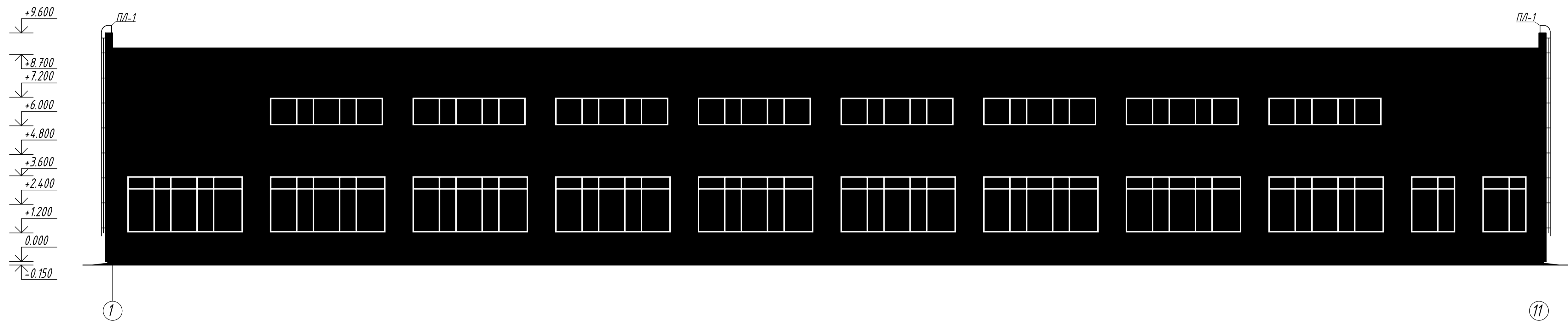
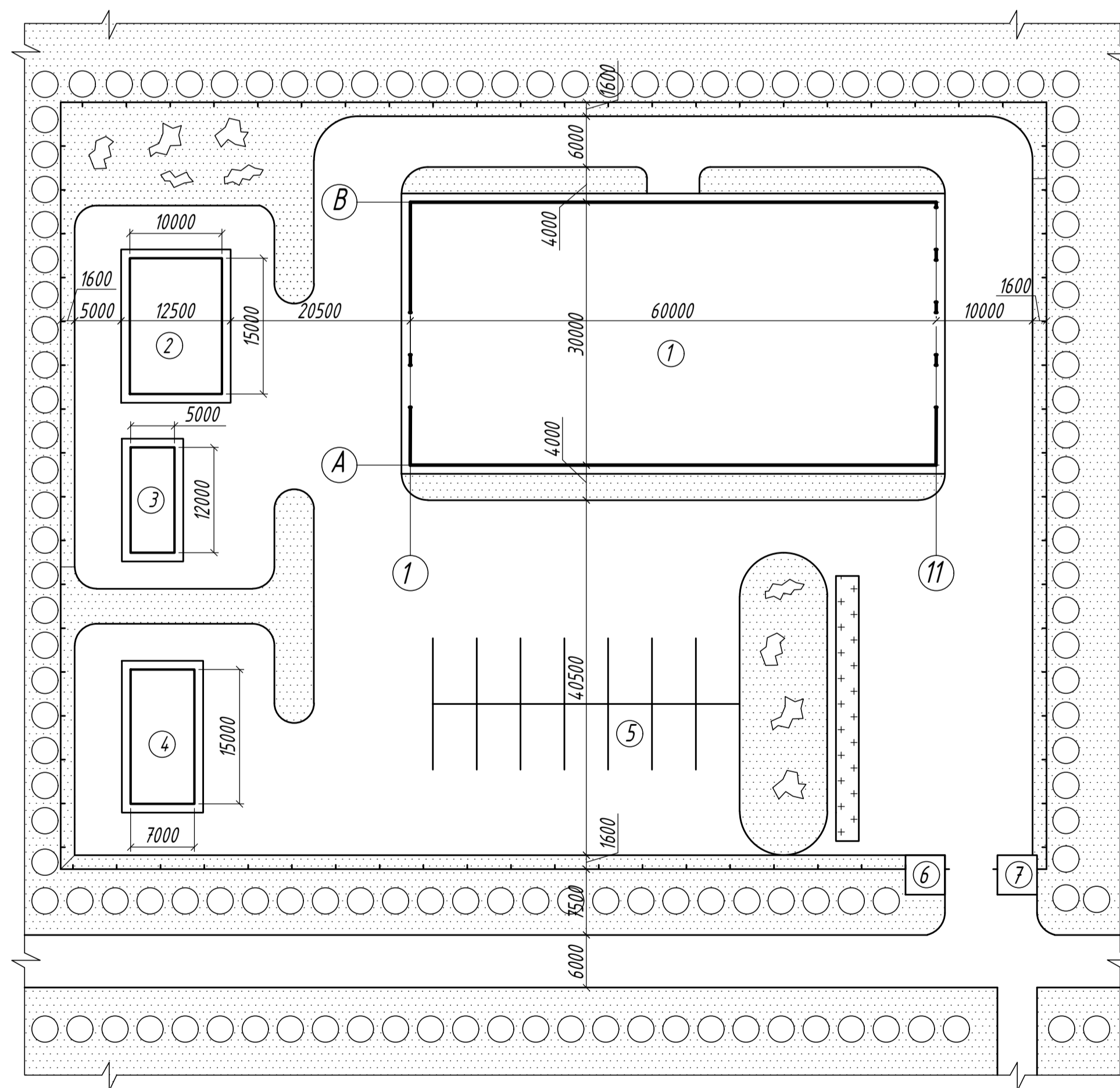


Схема организации земельного участка



Экспликация зданий и сооружений

N	Наименование	Площадь м ²
1	Мебельный цех	1800.0
2	Складское помещение	150
3	Гараж	60
4	Выставочный зал	105
5	Стоянка частного и служебного транспорта	75.0
6	Проходная	16.0
7	Проходная	16.0

ТЭП Генплана

1. Площадь участка - 0.99 га;
2. Площадь застройки - 0.215 га;
3. Площадь озеленения - 0.1715 га;
4. Площадь асфальтового покрытия - 0.46 га;
5. Коэффициент застройки - 0.2;
6. Коэффициент озеленения - 0.17.

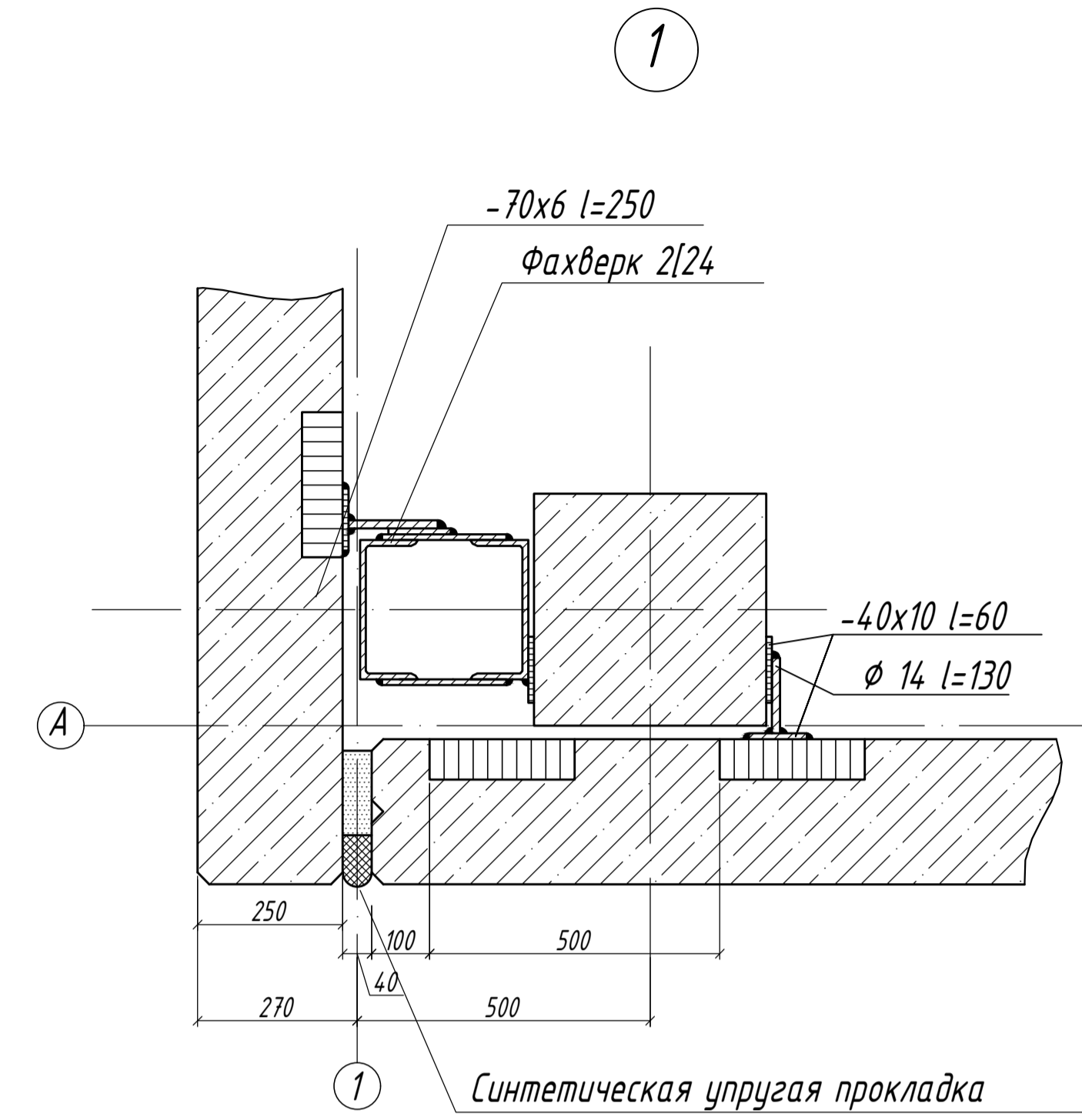
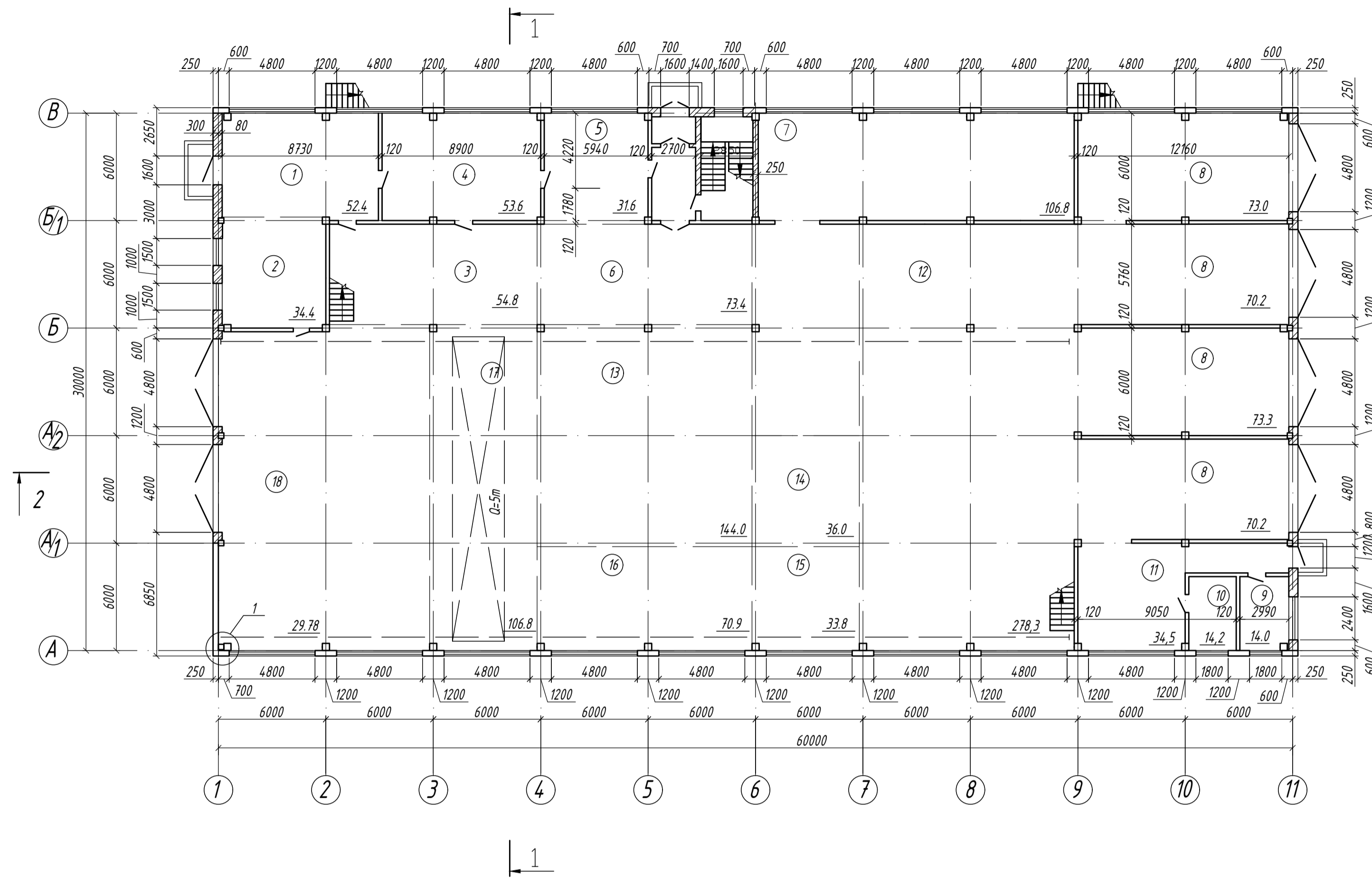
Условные обозначения

	Деревья
	Асфальтовое покрытие
	Газон
	Кустарник
	Клумба

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.									
Руковод.	Арикин М.В.									
Арх.-стр.	Луцков И.М.									
Расч.-конст.	Арикин М.В.									
Осн. и фонд	Луцков В.С.									
Тех. и орг. стр.	Алаферкина Н.В.									
Эконом. стр.	Хавьянова А.Н.									
Экол.и БЖД	Разживина Г.П.									
НИР	Арикин М.В.									
И.контр.	Арикин М.В.									
Студент	Баранова А.А.									
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017										
Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60 м в г. Каменке Пензенской области										
Промышленное здание								Страницы	Лист	Листов
								ВКР	1	10
Фасад 1-11, схема организации земельного участка, экспликация зданий, ТЭП.								ПГУАС, каф. СК группа СТ1-42		

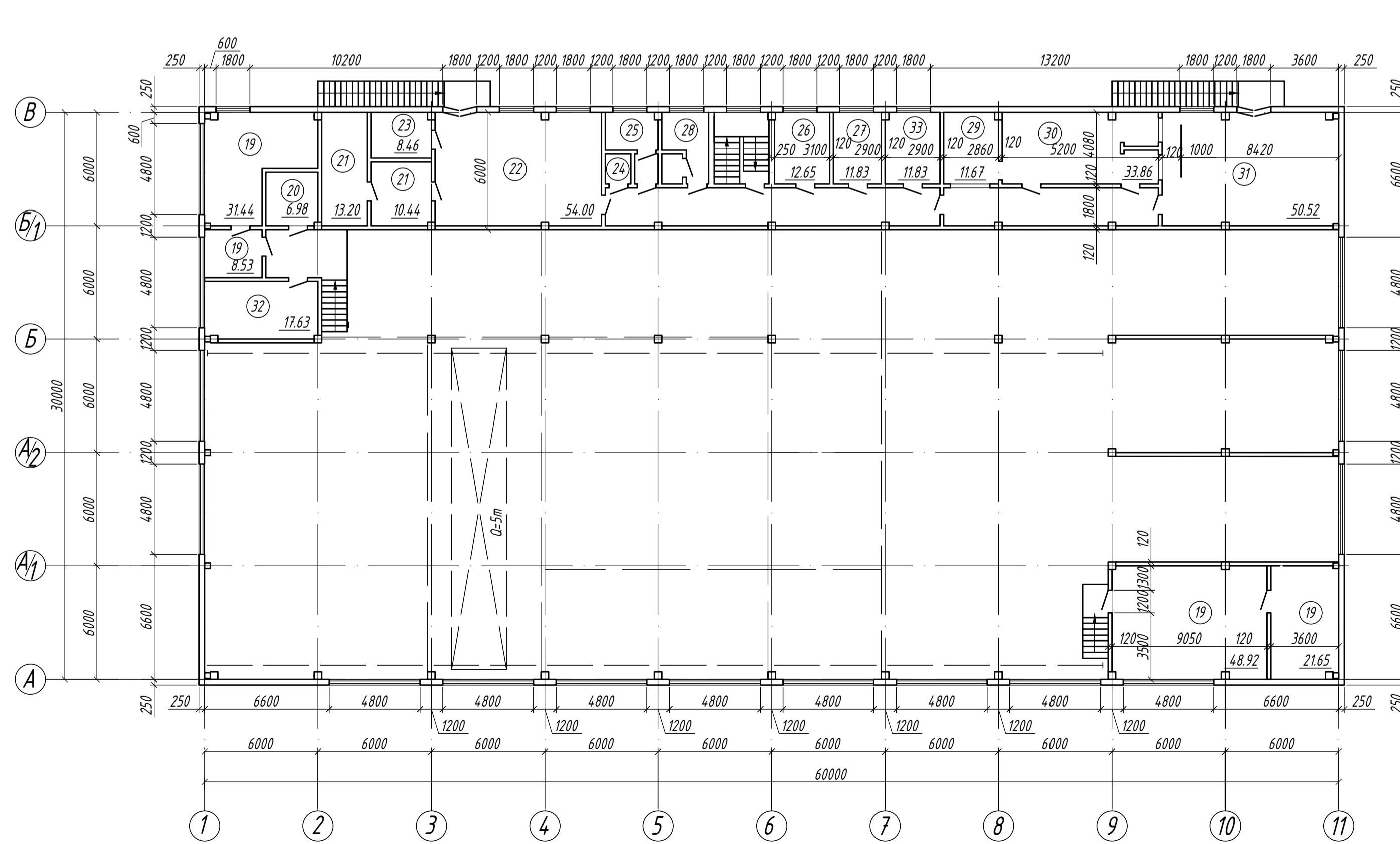
Экспликация помещений

План на отм. 0.000

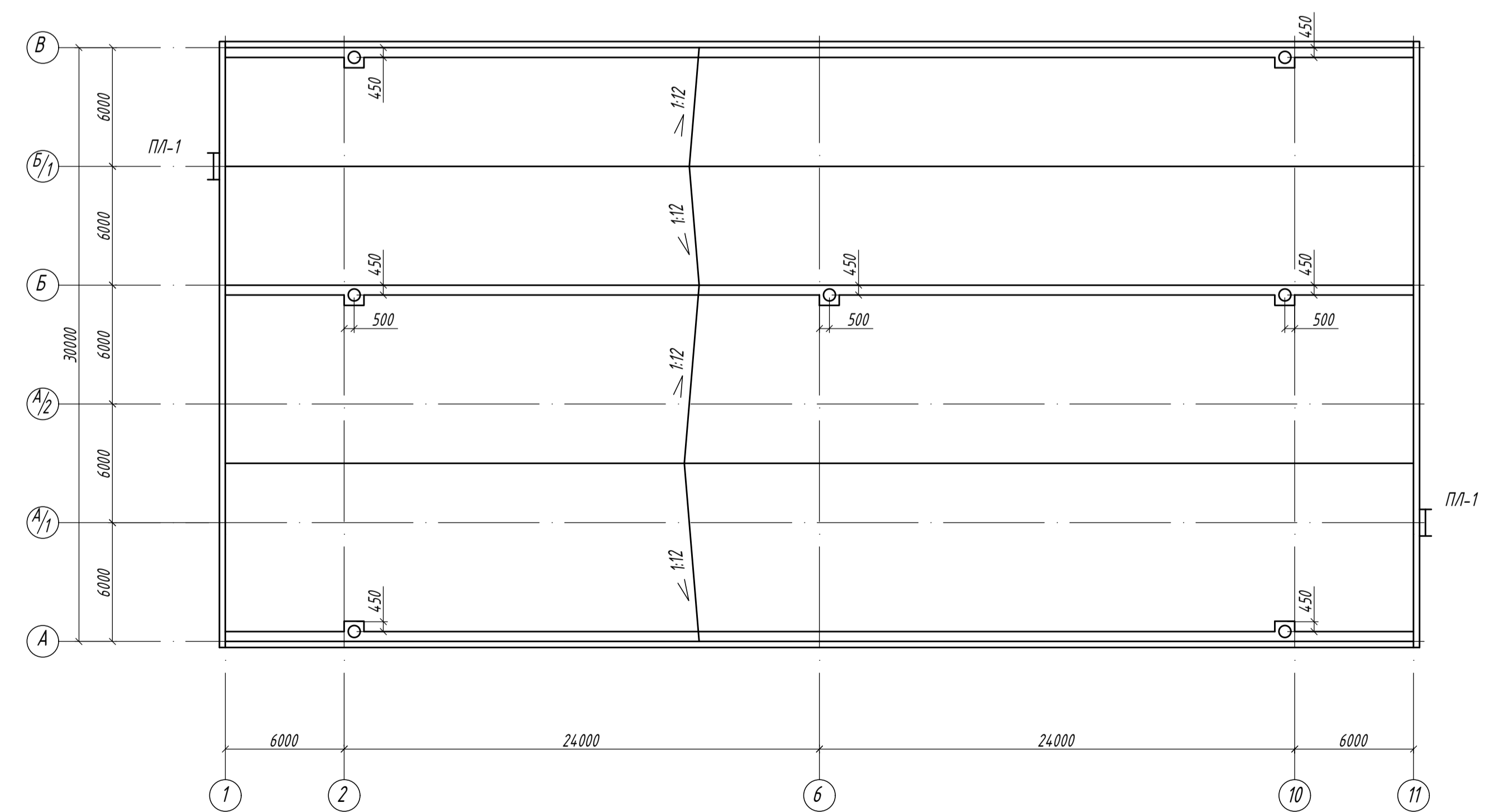


N	Наименование помещения	Площадь м ²	Примеч.
1	Участок шлифовки стекла	52,4	
2	Участок резки стекла	34,4	
3	Фрезеровочный участок	54,8	
4	Участок упаковки стекла	53,6	
5	Участок сборки рамочных фасадов	31,6	
6	Сверильно-присадочный участок	73,4	
7	Лакокрасочный участок	106,8	
8	Склад готовой продукции	268,7	
9	Отдел контроля качества	14,0	
10	Склад фурнитуры	14,2	
11	Склад бракованной продукции	34,5	
12	Участок сборки и упаковки	278,3	
13	Участок обработки кромок	144,0	
14	Участок прессования	36,0	
15	Участок шлифования	33,8	
16	Участок изготовления гнутых фасадов	70,9	
17	Участок облицовки	106,8	
18	Форматно-раскrojный участок	210,2	
19	Венткамера	110,54	
20	Тепловой пункт	6,98	
21	Мужская душевая с преддушевой	23,64	
22	Гардеробная мужская	54,00	
23	Кладовая спецодежды	8,46	
24	Женская уборная	3,61	
25	Мужская уборная	12,65	
26	Комната ИТР	14,03	
27	Заведующий цехом	11,83	
28	Гардеробная женская с душевой	10,27	
29	Моечная столовой посуды	11,67	
30	Кухня с раздаточными	33,86	
31	Одеденный зал	50,52	
32	Электрощитовая	17,63	
33	Медпункт	11,83	

План на отм. +4.800



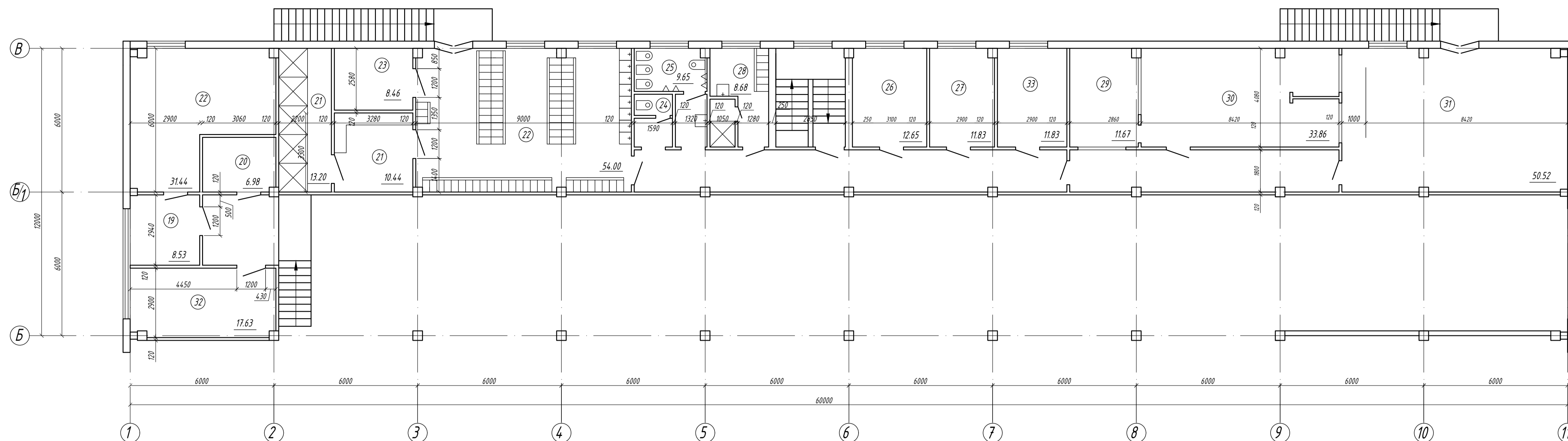
План кровли



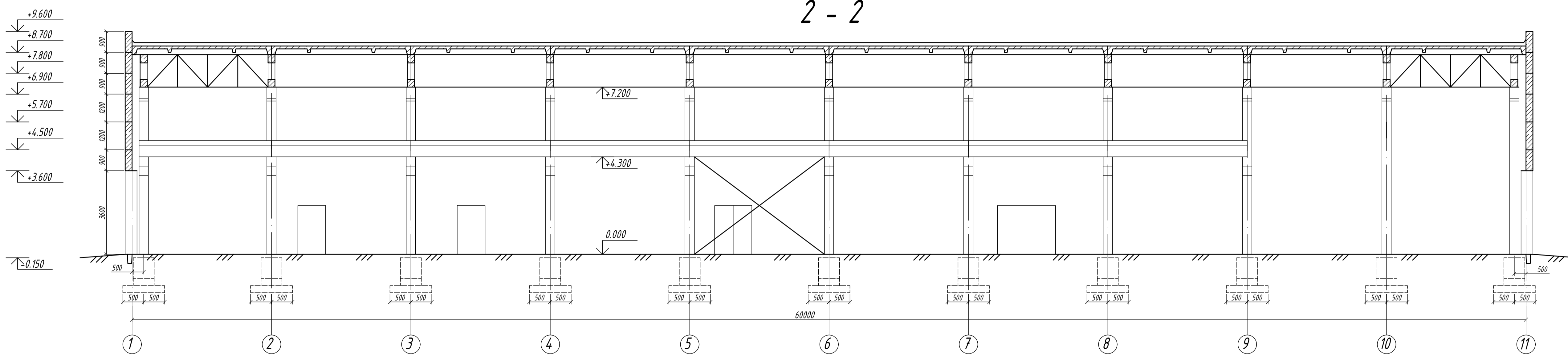
Зав. каф.	Ласьков Н.Н.			
Руковод.	Аришкин М.В.			
Арх.-стр.	Лушков И.М.			
Расч.-конст.	Аришкин М.В.			
Инж. и фонд.	Лушков В.С.			
Тех. и орг.стр.	Азаркина Н.В.			
Эконом.стр.	Харьянов А.Н.			
Экол.и БЖД	Разживина Г.П.			
НИР	Аришкин М.В.			
Инж.контр.	Аришкин М.В.			
Студент	Баранова А.А.			

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017		
Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30x60 м в г. Каменке Пензенской области		
Промышленное здание	Стация	Лист
	ВКР	10
План на отм. +0.000, план на отм. +4.800, узел 1, экспликация помещений, план кровли		
ПУАС, каф. СК группа СТ1-42		

Фрагмент 1 на отм. +4.800

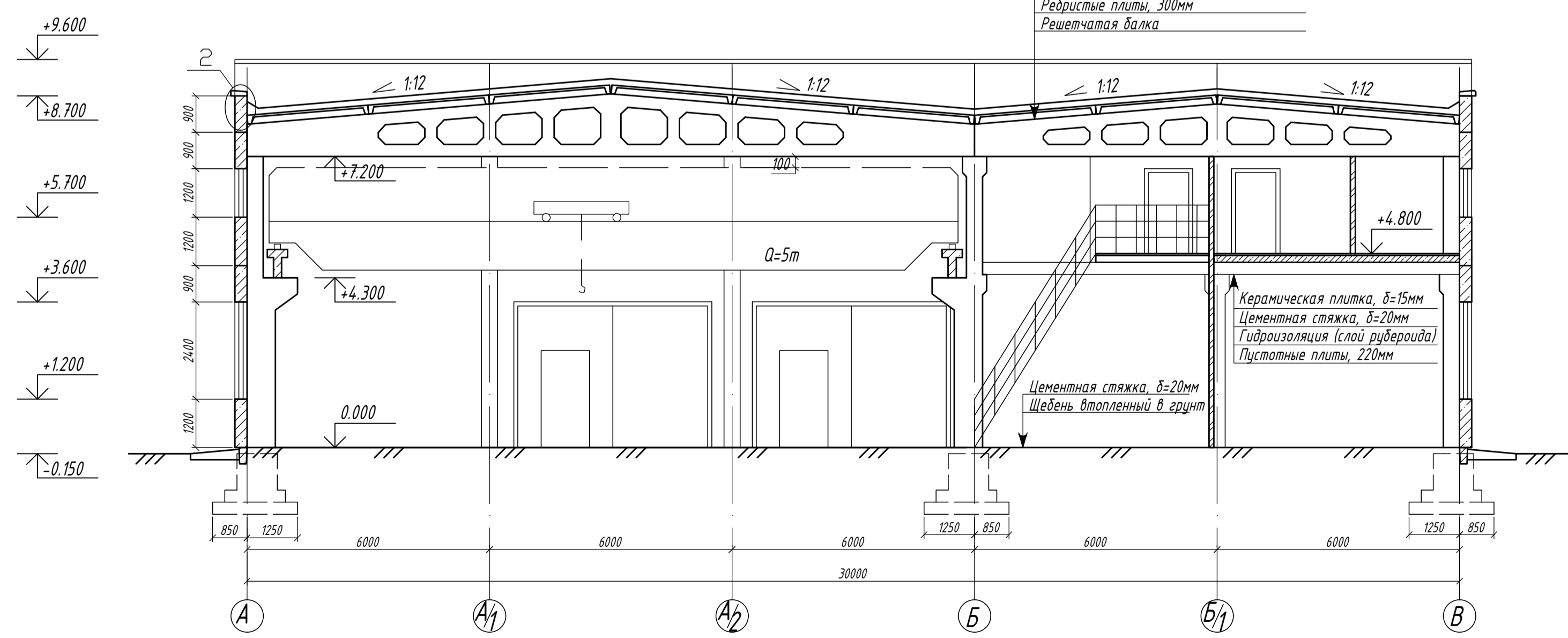


2 - 2

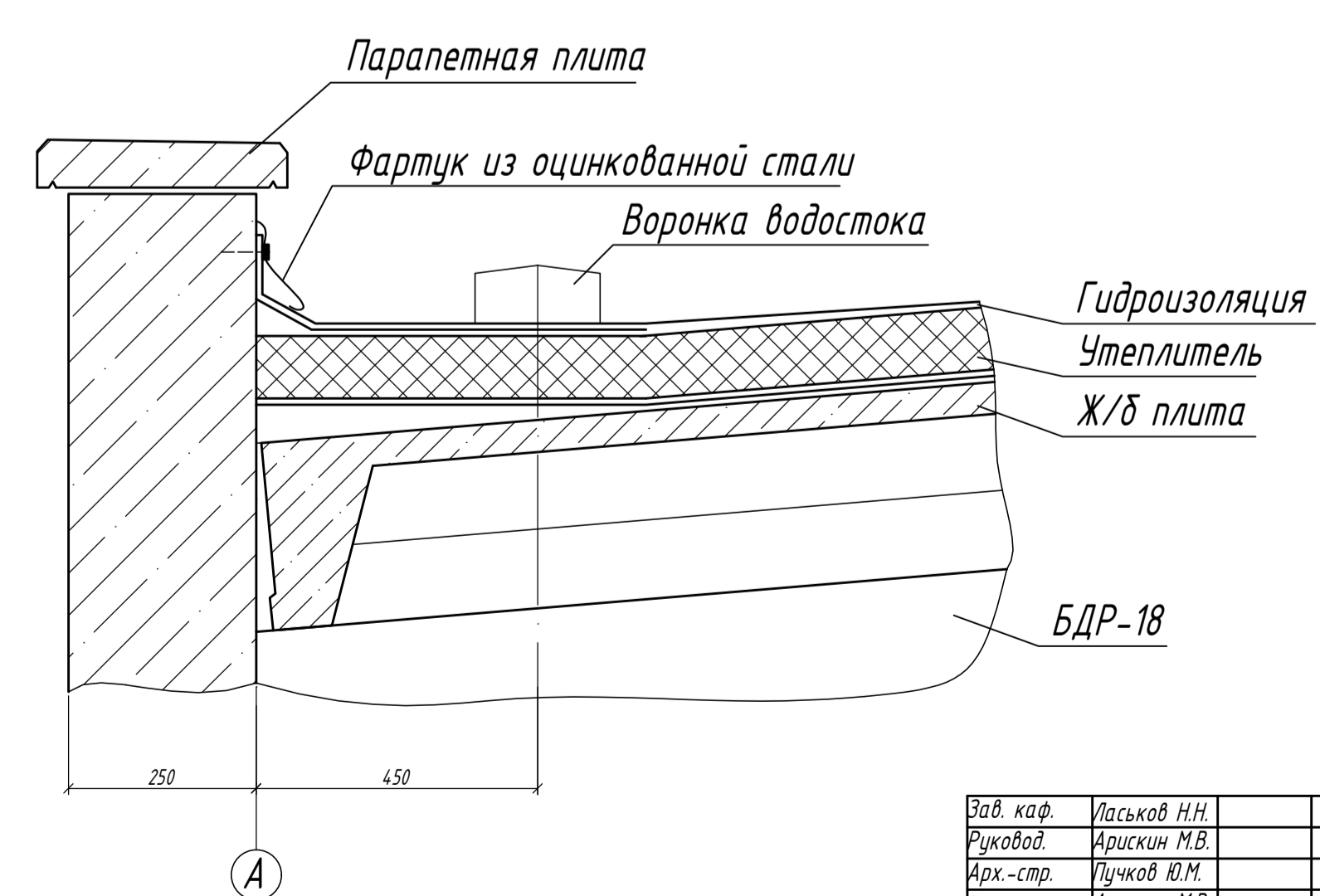


1 - 1

Слой графия втолненного в битум
 3 слоя рубероида на битумной мастике
 Цементная стяжка, $\delta=20\text{мм}$
 Утеплитель (пенополистерол, $\delta=150\text{мм}$)
 Пароизоляция (1 слой рубероида)
 Ребристые плиты, 300мм
 Решетчатая балка



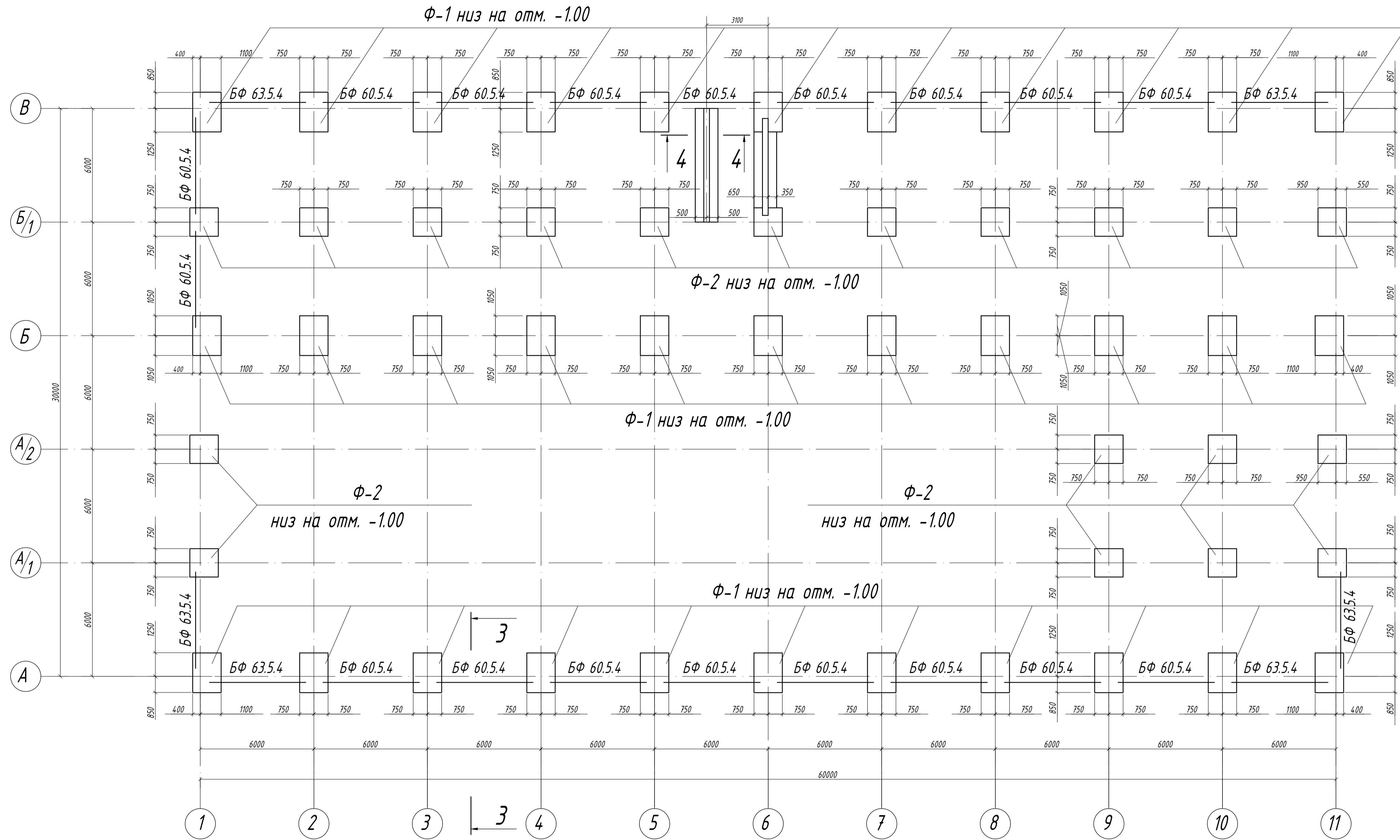
2



Зав. каф.	Ласьков Н.Н.				
Руковод.	Аришкин М.В.				
Арх.-стр.	Лушков И.М.				
Расч.-конст.	Аришкин М.В.				
Осн. и фонд.	Лушков В.С.				
Тех. и орг.стр.	Кафаркина Н.В.				
Эконом.стр.	Харьязнов А.Н.				
Экол.и БЖД.	Разживина Г.П.				
НИР	Аришкин М.В.				
Т.контр.	Аришкин М.В.				
Студент	Баранова А.А.				

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017					
Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60 м в г. Каменке Пензенской области					
Промышленное здание			Стадия	Лист	Листов
			ВКР	3	10
Фрагмент 1 на отм. +4.800, разрезы 1-1, 2-2, узел 2			ПУАС, каф. СК группа СТ1-42		

План фундаментов

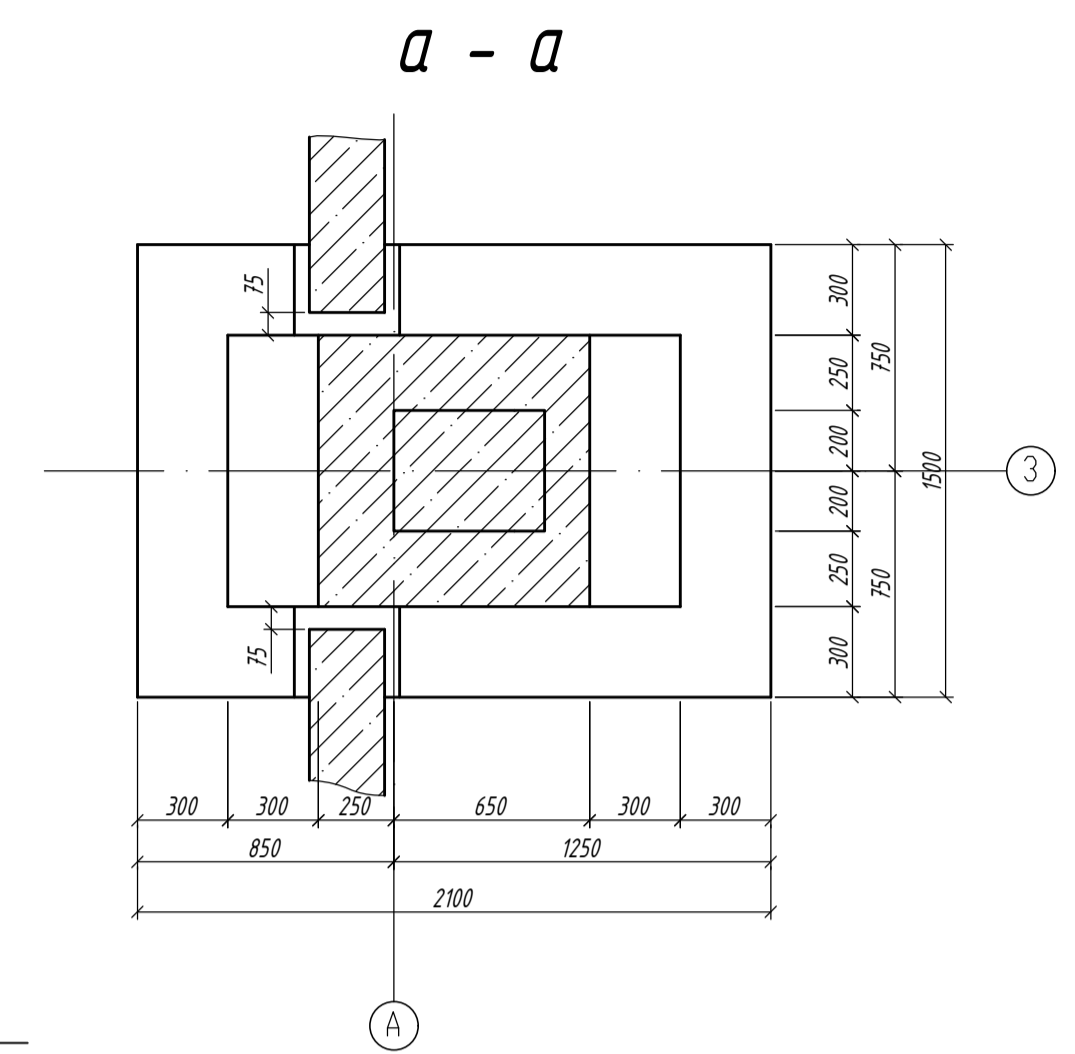
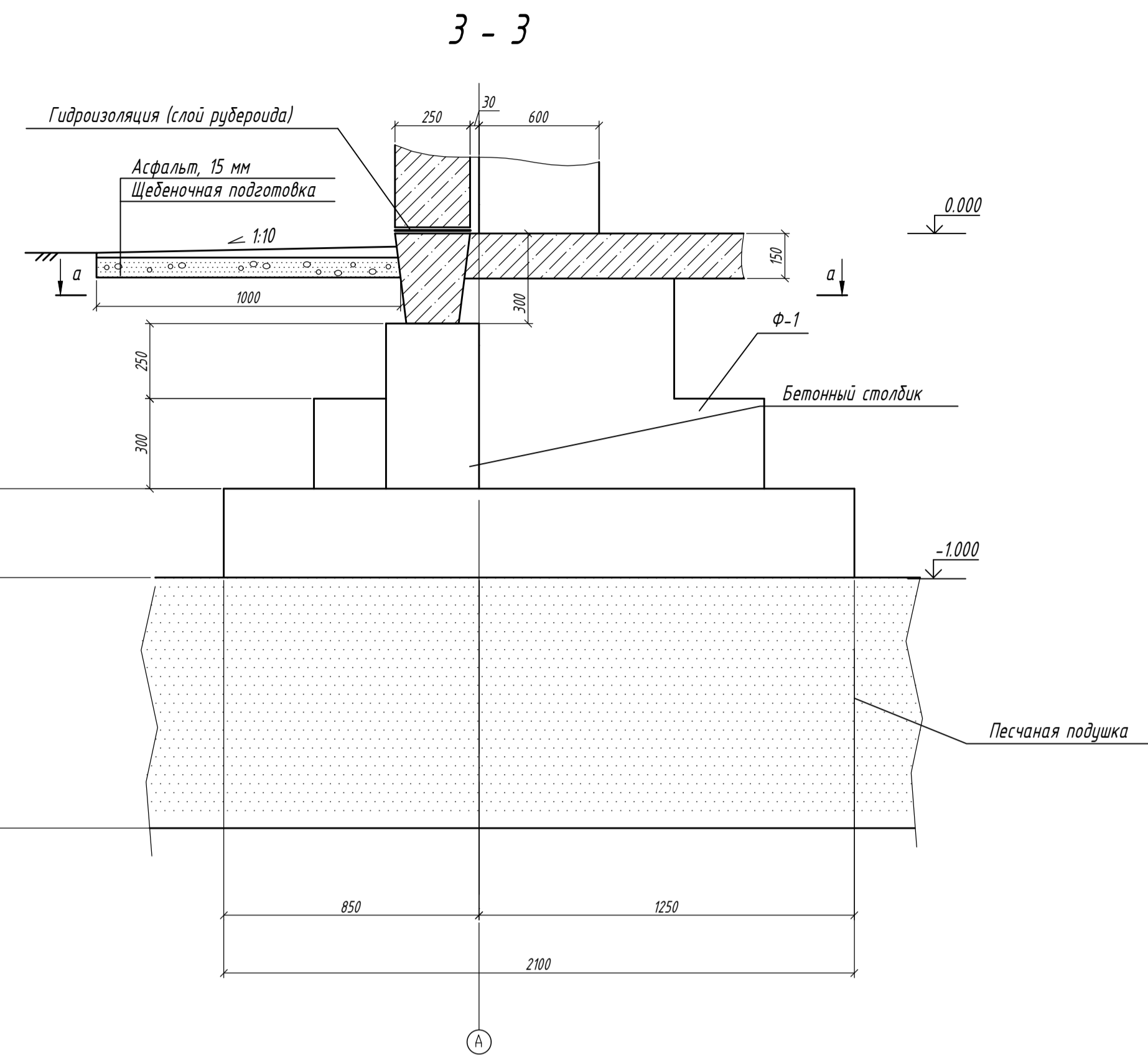
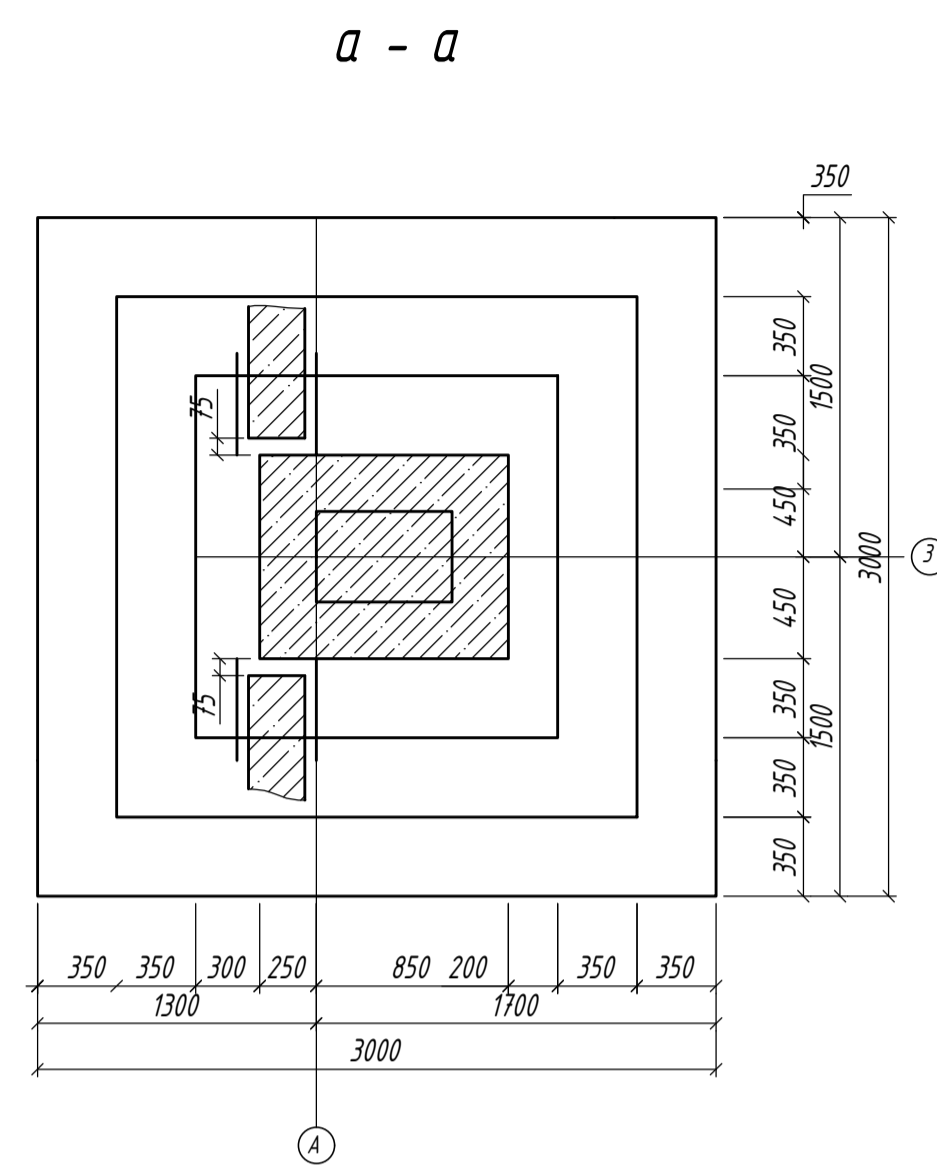
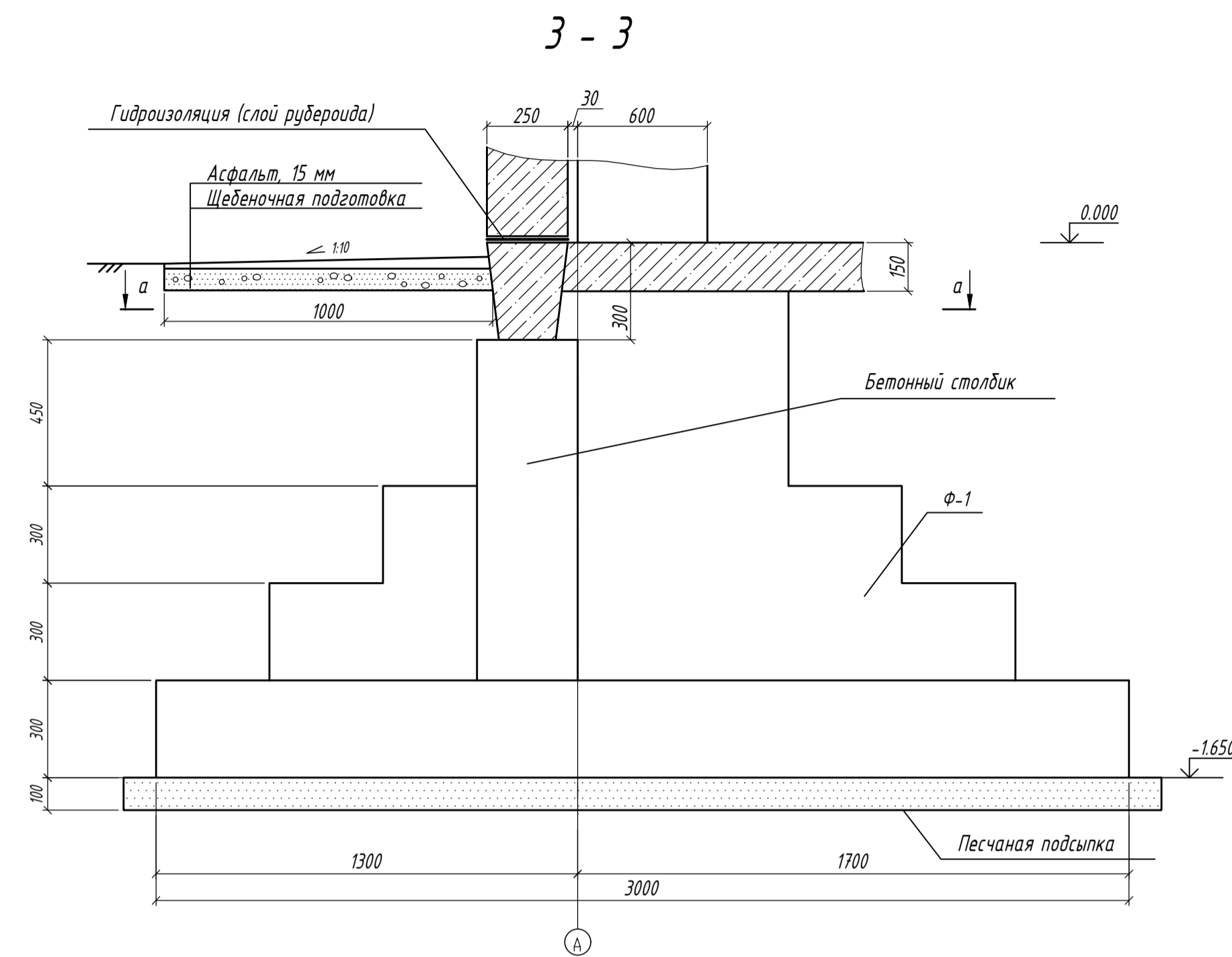


Данный лист смотреть совместно с листом 5

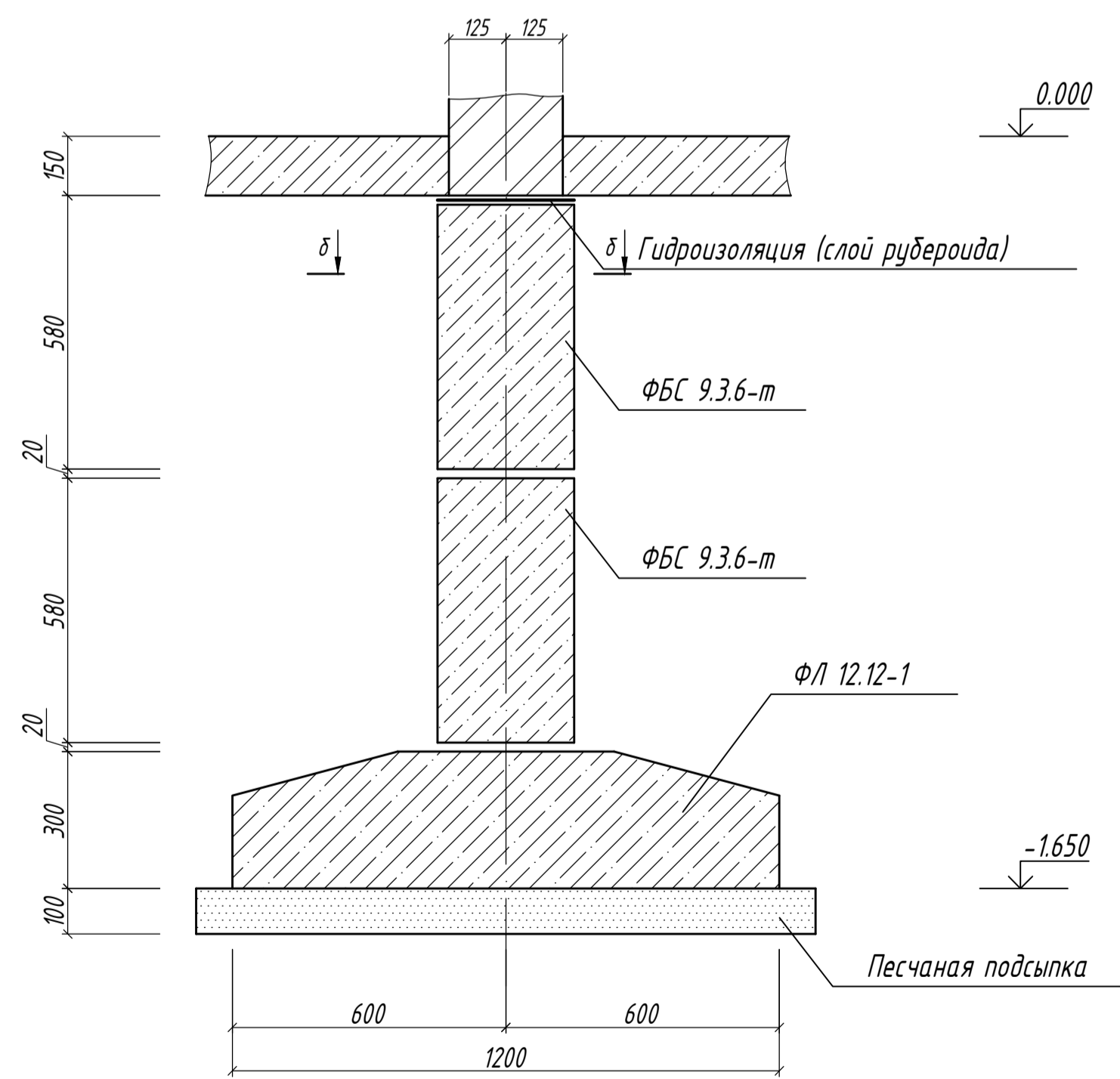
Зав. каф.	Ласьков Н.Н.				
Руковод.	Аришкин М.В.				
Арх.-стр.	Луцков И.М.				
Расч.-конст.	Аришкин М.В.				
Инж. и фонд.	Луцков В.С.				
Тех. и орг. стр.	Алафеева Н.В.				
Эконом. стр.	Хавьянов А.Н.				
Экол. и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Аришкин М.В.				
Инж. контр.	Аришкин М.В.				
Студент	Баранова А.А.				
		ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017			
		Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60 м в г. Каменке Пензенской области			
		Промышленное здание		Стадия	Лист
				ВКР	4
					10
		План фундаментов, спецификация		ПУАС, каф. СК группа СТ1-4.2	

Фундамент мелкого заложения

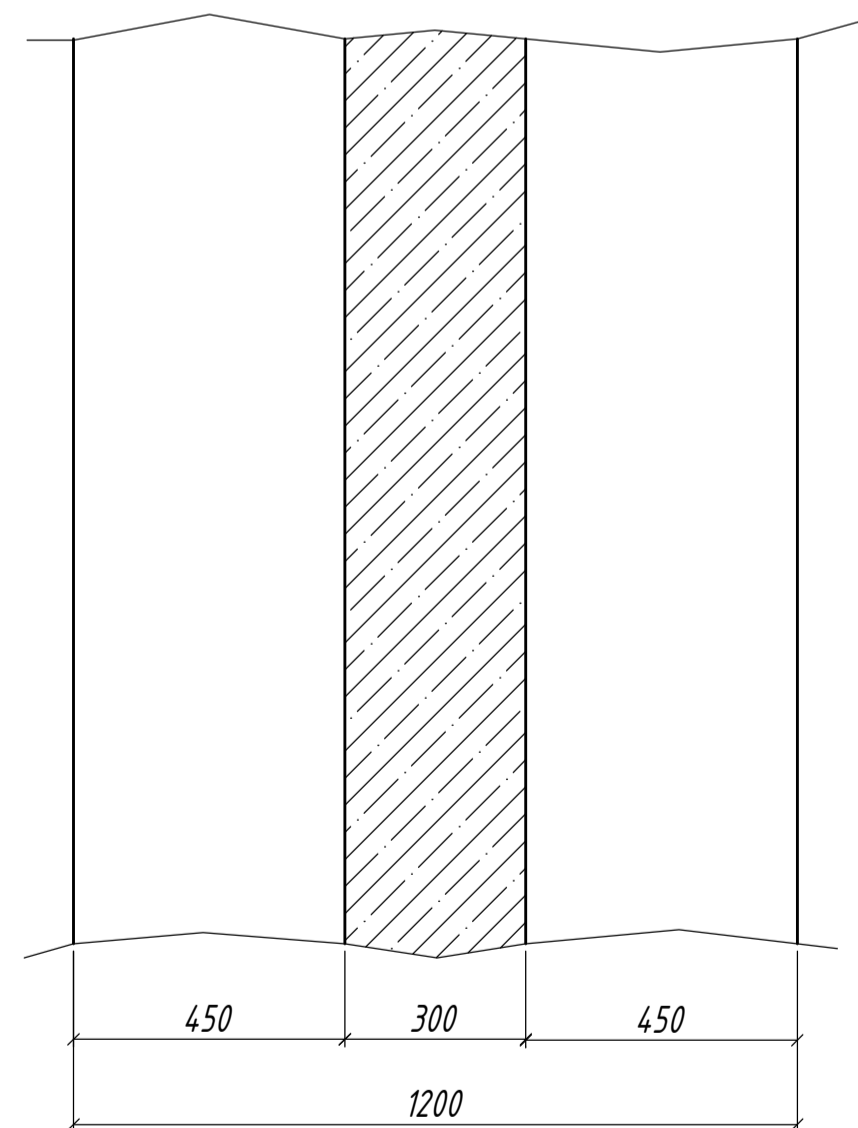
Фундамент мелкого заложения на песчаной подушке



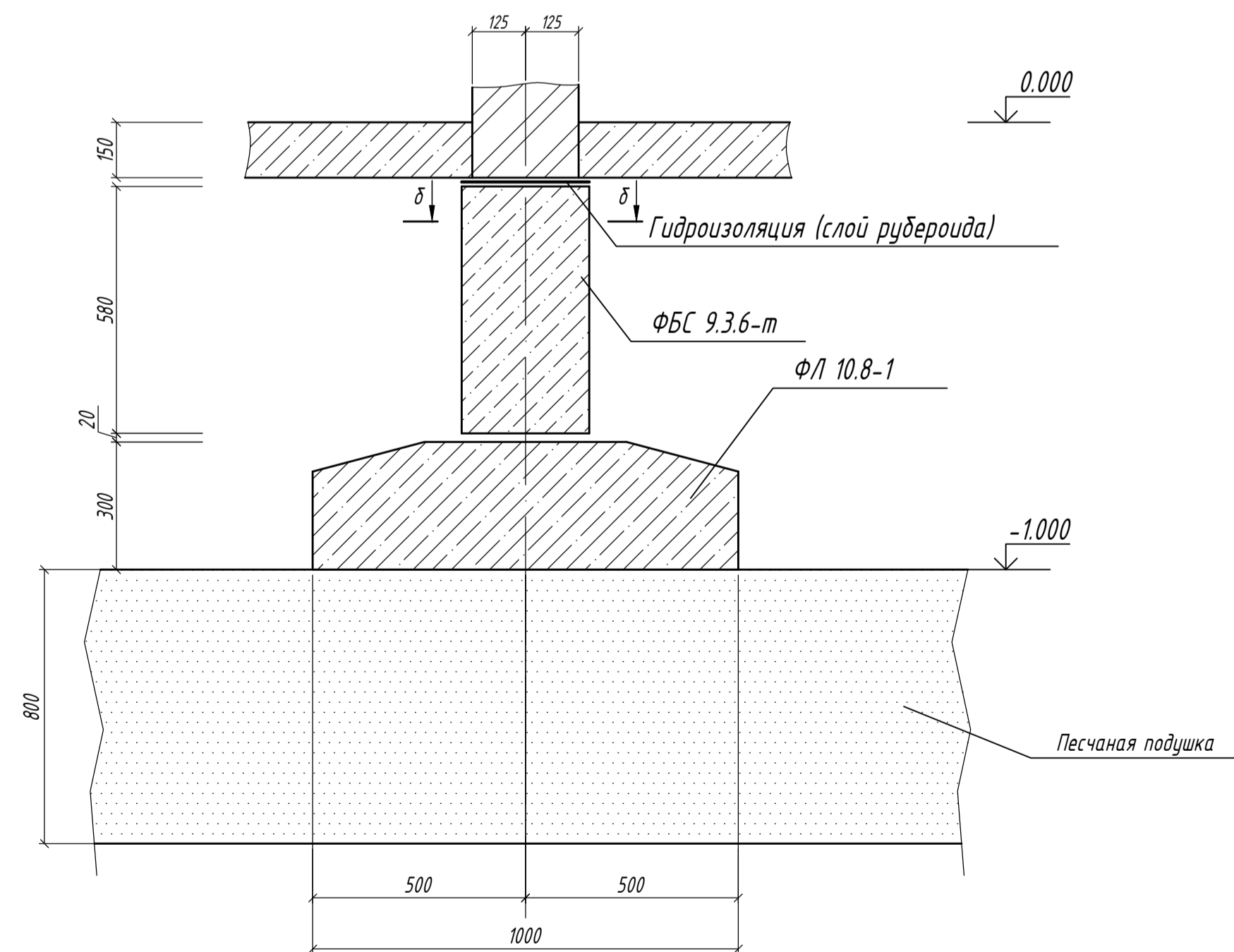
4 - 4



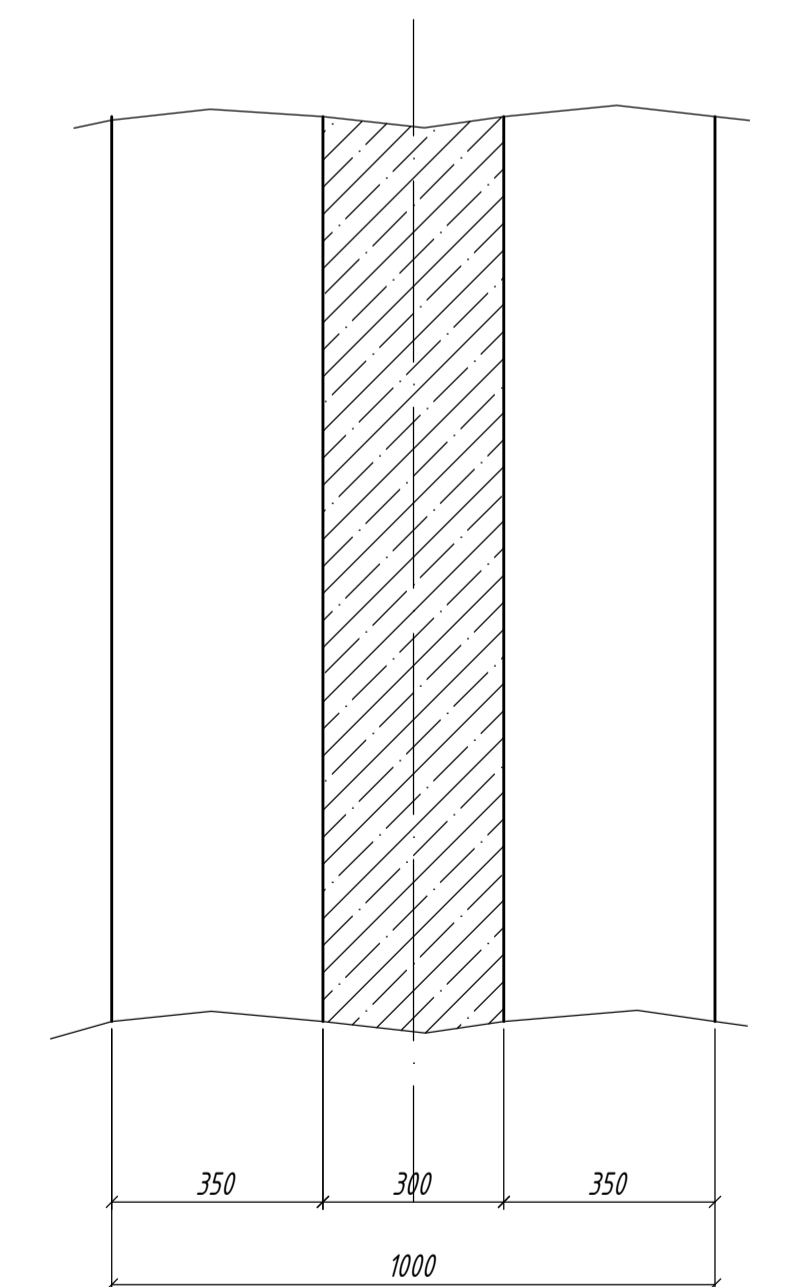
δ - δ



4 - 4



δ - δ



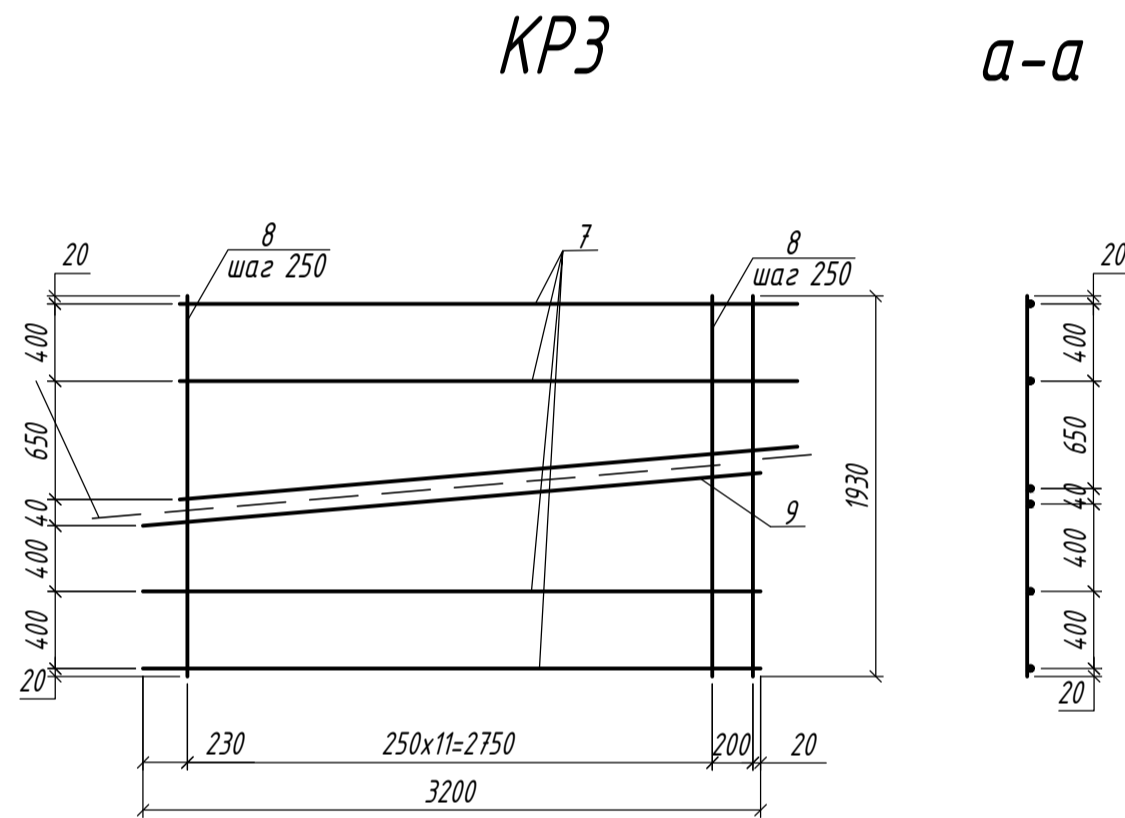
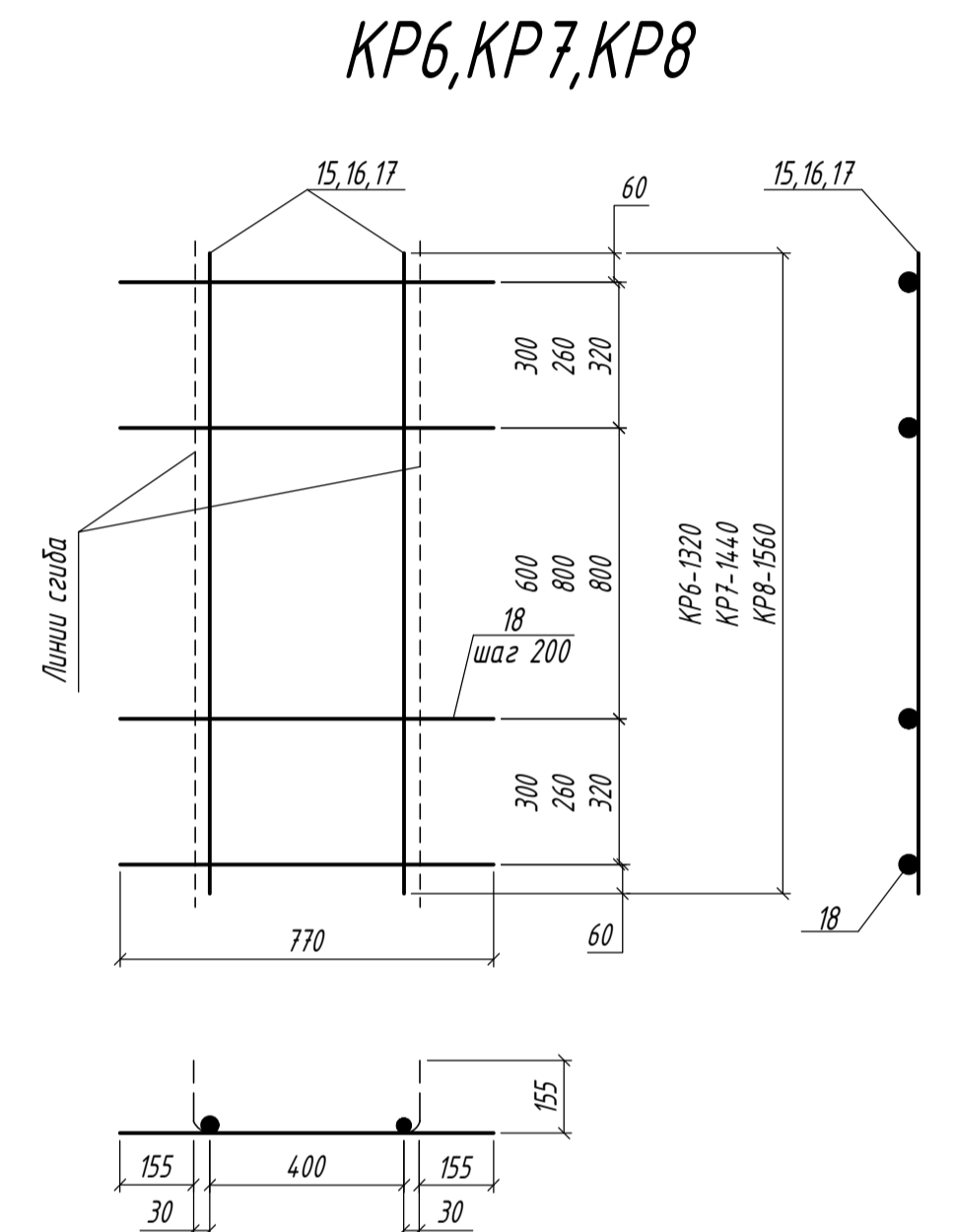
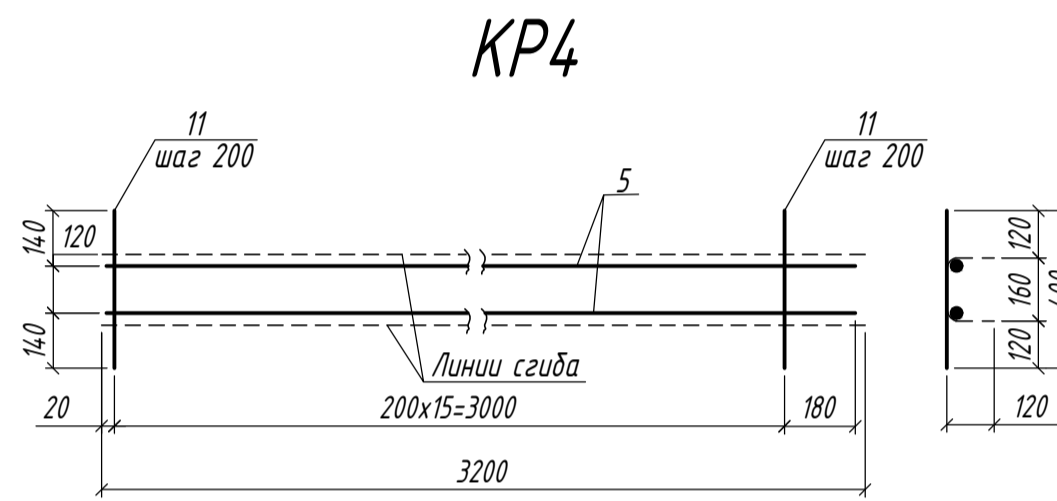
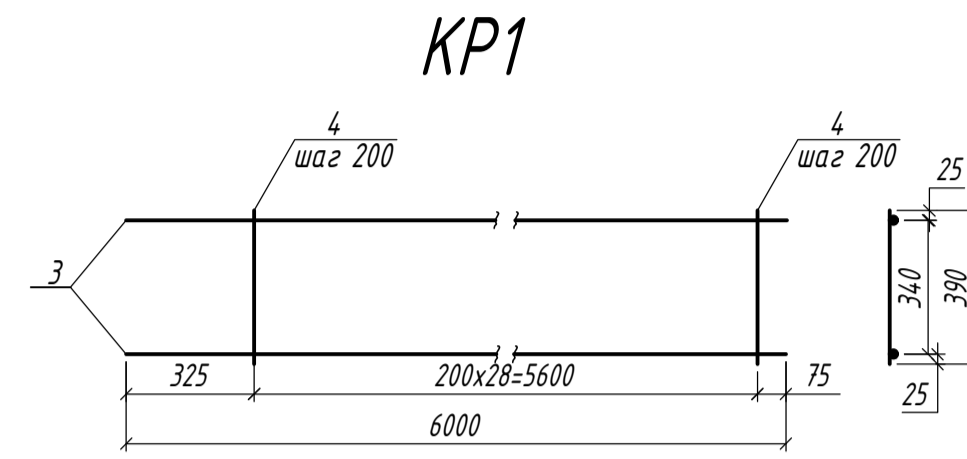
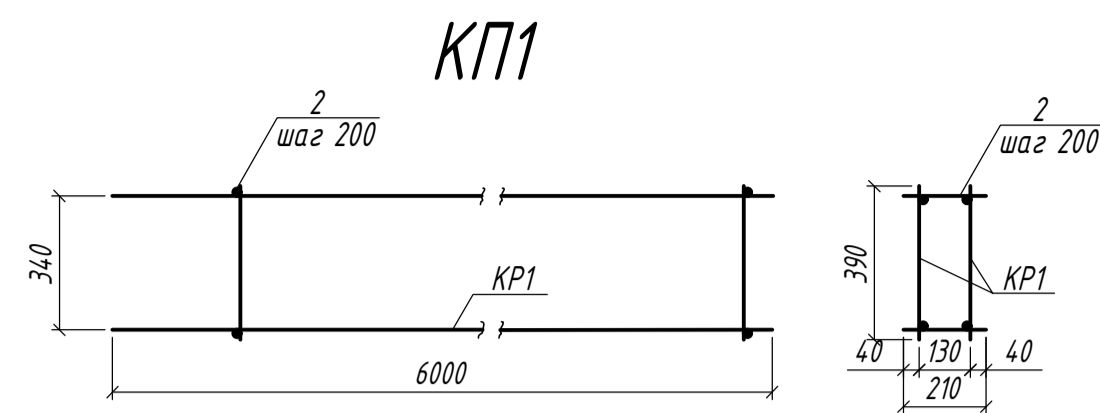
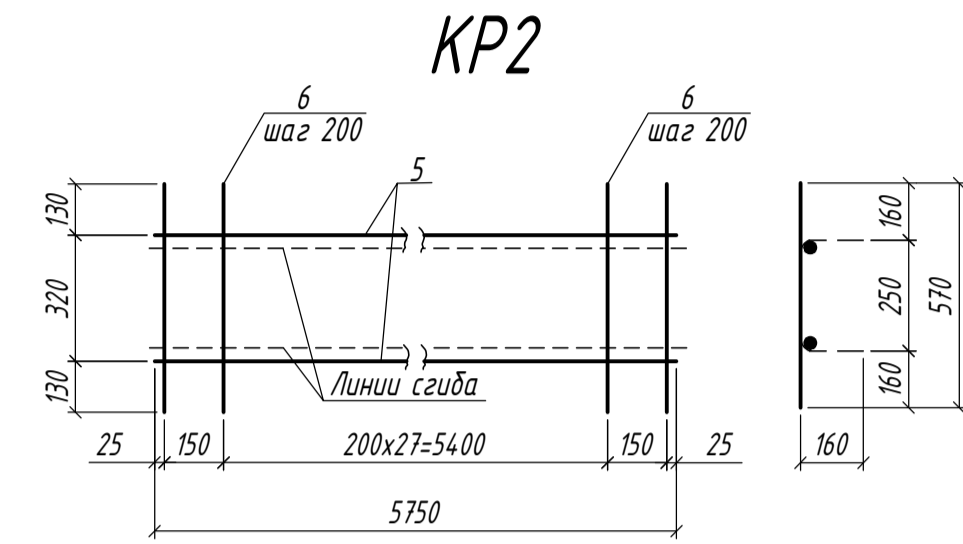
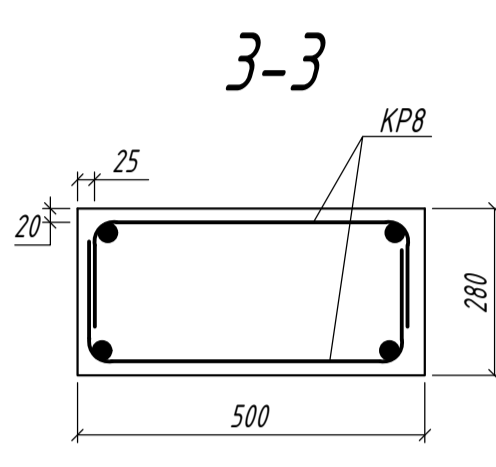
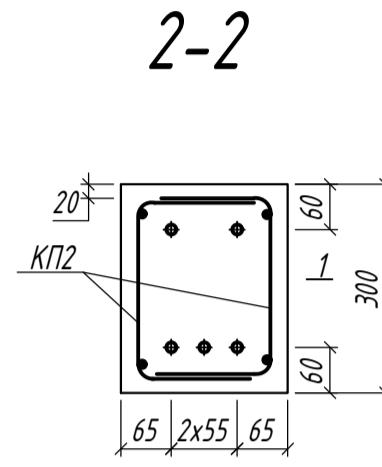
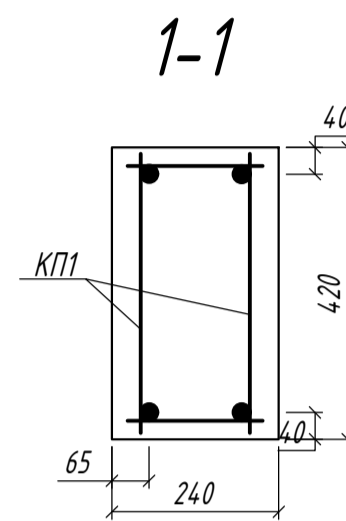
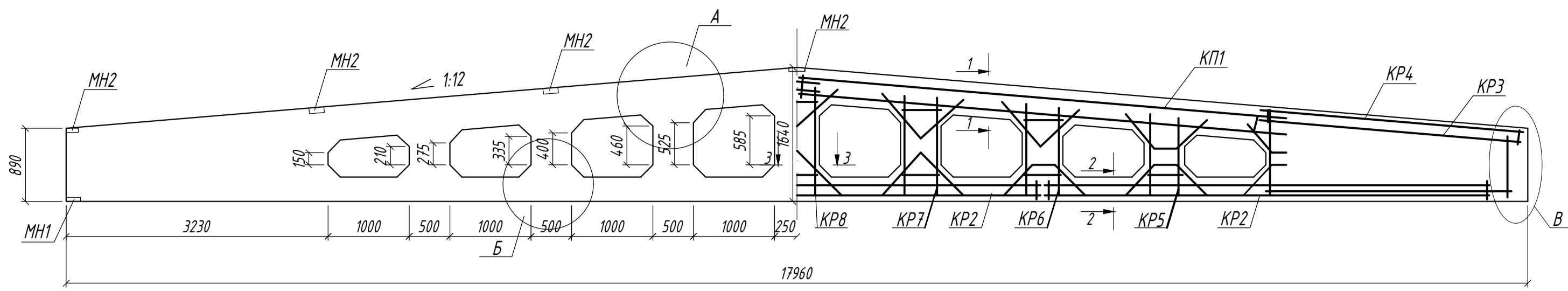
Примечания

- Сравним два вида фундамента мелкого заложения.
- При расчете 1-ого варианта получим площадь подошвы столбчатого фундамента $l \times b = 3 \times 3$, ленточного $b = 1.2$ м.
- При расчете 2-ого варианта применим песчаную подушку $h = 0.8$ м, благодаря чему уменьшим пролощади подошвы столбчатого фундамента до $l \times b = 2.1 \times 1.5$ м, а ленточного до $b = 1.0$ м.

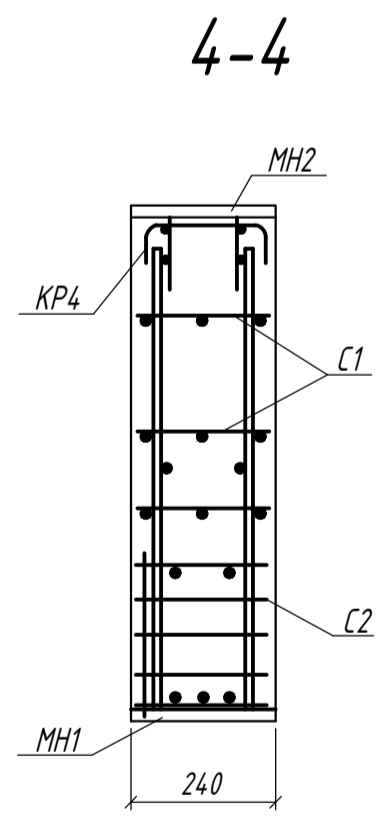
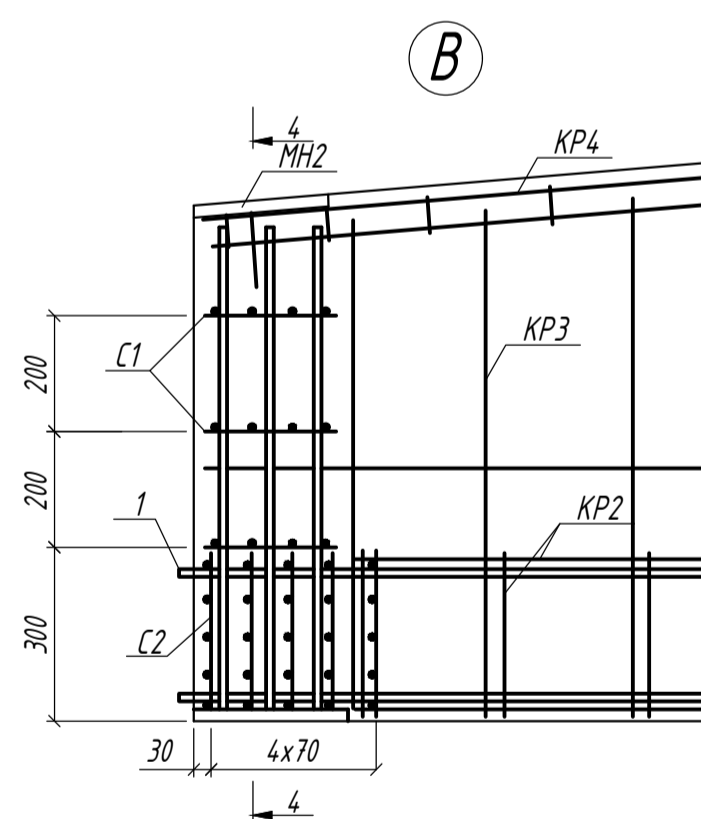
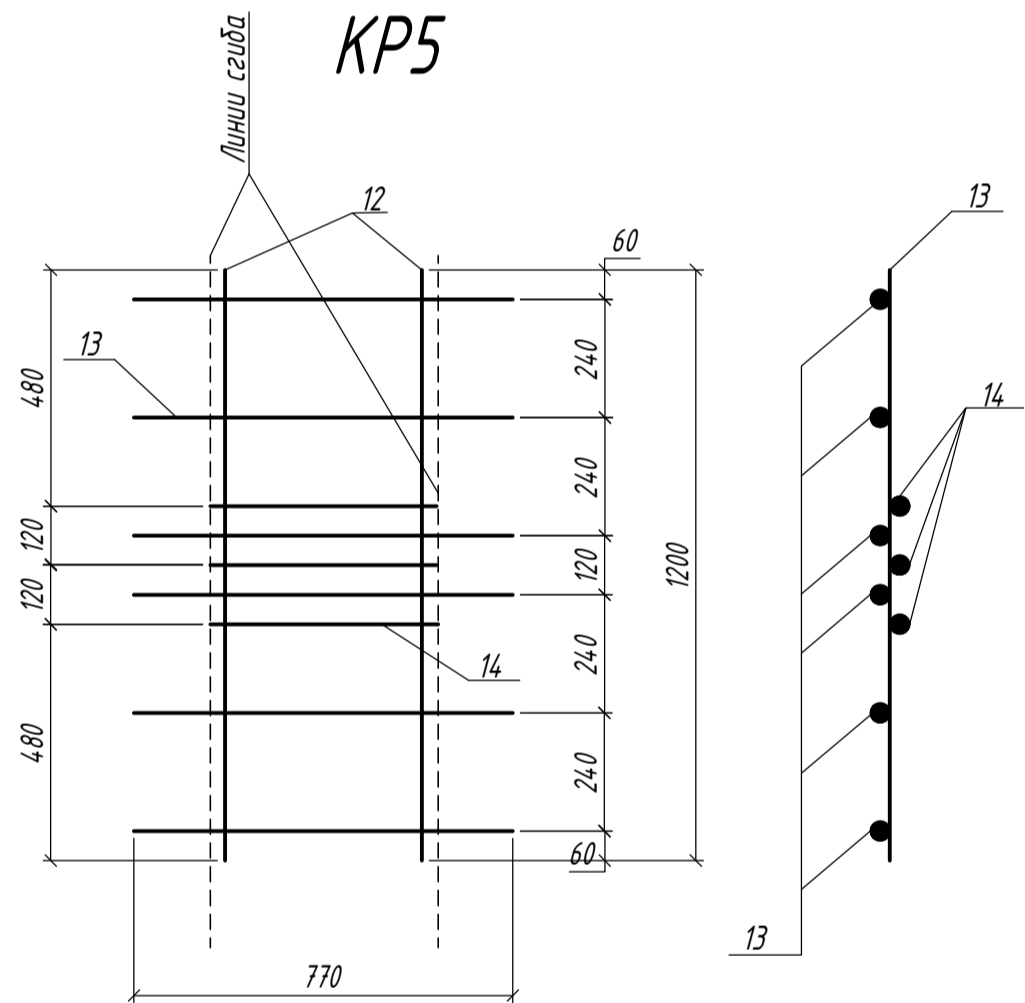
Зав. каф.	Ласьков Н.Н.				
Руковод.	Аришкин М.В.				
Арх.-стр.	Лушков Ю.М.				
Расч.-конст.	Аришкин М.В.				
Осн. и фонд.	Лушков В.С.				
Тех. и орг.стр.	Кафаркина Н.В.				
Эконом.стр.	Савьянов А.Н.				
Экол.и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Аришкин М.В.				
У.контр.	Аришкин М.В.				
Студент	Баранова А.А.				

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017		
Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60 м в г. Каменке Пензенской области		
Промышленное здание	Стадия	Лист
	ВКР	5
Фундамент мелкого заложения, фундамент мелкого заложения на песчаной подушке, разрезы 3-3, а-а, 4-4, в-в		10
	ПГУАС, каф. СК	группа СТ1-42

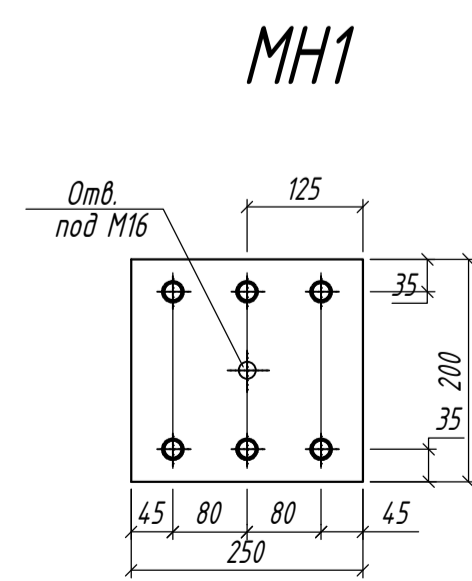
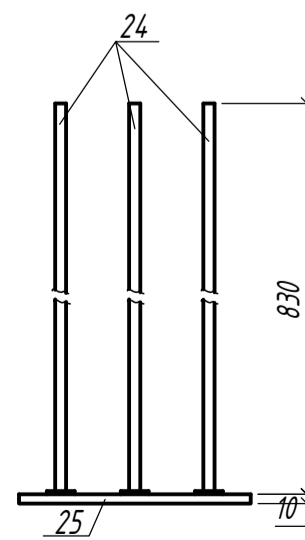
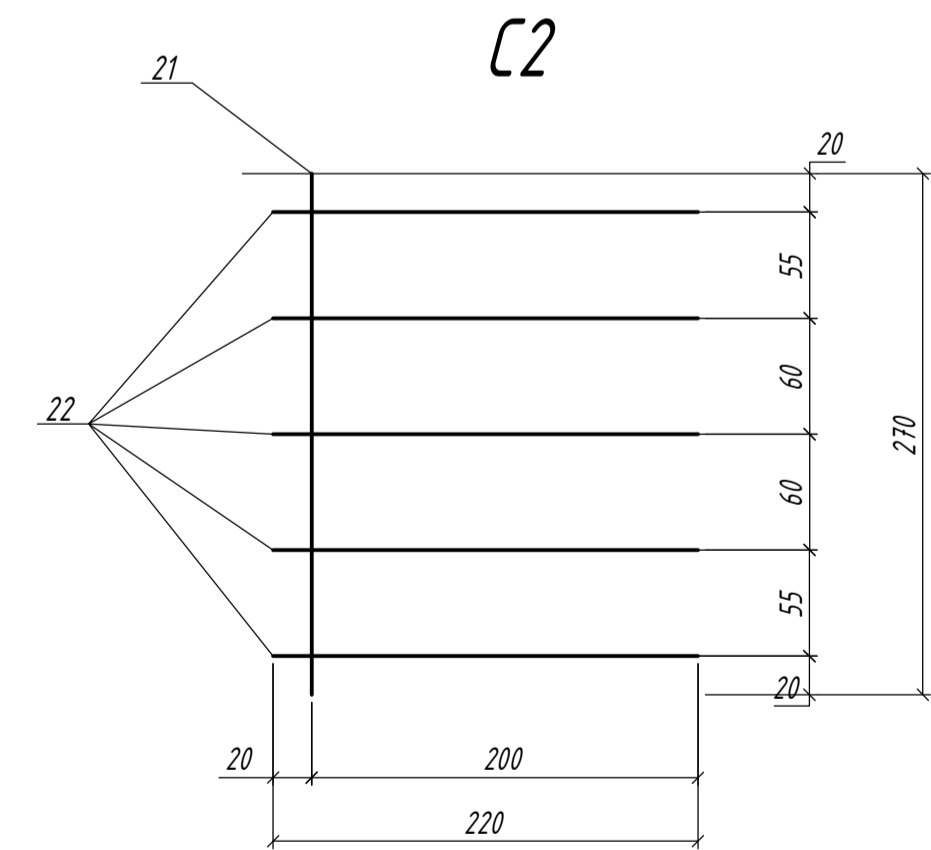
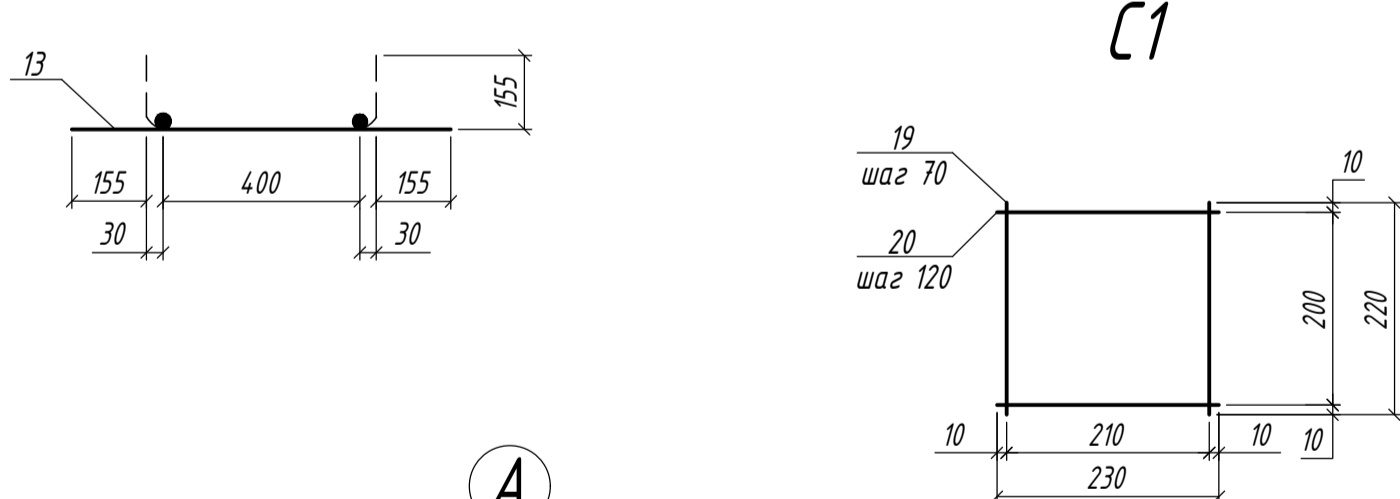
БДР-1



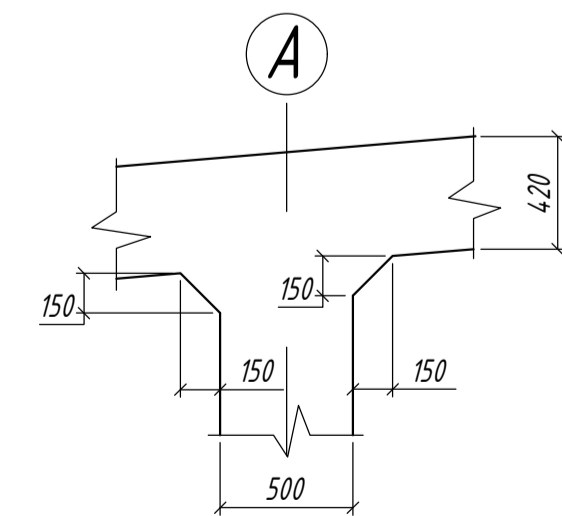
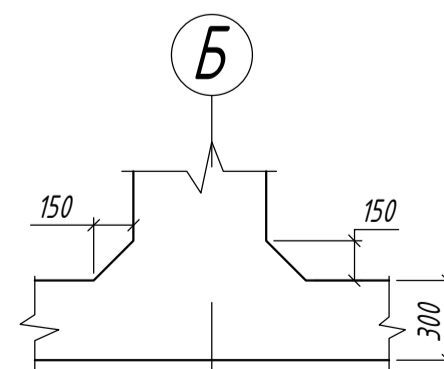
а-а



4-4



МН1



А

Ведомость расхода стали, кг

Марка эле- мента	Изделия арматурные					Общий расход
	Арматура класса					
	К-7	А-500	А-240	А-240	ГОСТ 103-76	
	ГОСТ 13840-68	ГОСТ 5781-82	ГОСТ 5781-82	ГОСТ 5781-82	ГОСТ 103-76	
	φ15	φ10	φ8	φ6	-10x200	
БДР-18	110,22	84,98	10,23	12,81	35,33	253,57

Спецификация на изделие БДР-18					
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примеч.
		Сборочные единицы			
	КТ1	Пространственный каркас	2	54,7	
	КР2	Сварной каркас	6	66,42	
	КР3	Сварной каркас	1	25,13	
	КР4	Сварной каркас	2	10,74	
	КР5	Сварной каркас	4	11,28	
	КР6	Сварной каркас	4	9,24	
	КР7	Сварной каркас	4	9,84	
	КР8	Сварной каркас	4	10,4	
	С1	Сварная сетка	6	3,72	
	С2	Сварная сетка	10	4,6	
	Итого:			206,07	
		Детали			
1	ГОСТ 13840-68	φ15 К-7 l=17960	5	110,22	
23	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=700	2	0,864	
24	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=830	54	27,65	
25	ГОСТ 82-70	10x200 l=250	9	35,33	
	Итого:			174,93	
		КТ1			
2	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=210	58	7,52	
3	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=6000	4	14,81	
4	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=390	58	5,02	
	Итого:			27,35	
		КР2			
5	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=6000	2	7,40	
6	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=570	29	3,67	
	Итого:			11,07	
		КР3			
7	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=3250	4	8,02	
8	ГОСТ 5781-82	φ8 А-240 l=1930	12	9,15	
9	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=6450	2	7,96	
	Итого:			25,13	
		КР4			
10	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=3200	2	3,95	
11	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=400	16	1,42	
	Итого:			5,37	
		КР5			
12	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=1200	2	1,48	
13	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=770	6	1,03	
14	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=460	3	0,31	
	Итого:			2,82	
		КР6			
15	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=1320	2	1,63	
18	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=770	4	0,68	
	Итого:			2,31	
		КР7			
16	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=1440	2	1,78	
18	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=770	4	0,68	
	Итого:			2,46	
		КР8			
17	ГОСТ 5781-82	φ10 А-500 l=1560	2	1,92	
18	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=770	4	0,68	
	Итого:			2,6	
		С1			
17	ГОСТ 5781-82	φ8 А-240 l=220	4	0,35	
18	ГОСТ 5781-82	φ8 А-240 l=230	3	0,27	
	Итого:			0,62	
		С2			
17	ГОСТ 5781-82	φ8 А-240 l=270	1	0,11	
18	ГОСТ 5781-82	φ8 А-240 l=220	4	0,35	
	Итого:			0,46	
		Бетон тяжелый В40	4,15		м ²
	Всего:			253,57	

Зад. каф.	Ильсков Н.Н.		
Руковод.	Аришкин М.В.		
Арх.-стр.	Лушков Ю.М.		
Расч.-конст.	Аришкин М.В.		
Осн. и фонд.	Лушков В.С.		
Тех. и орг.стр.	Азарошкина Н.В.		
Эконом.стр.	Савьянова Н.В.		
Экол.и БЖД	Разживина Г.П.		
НИР	Аришкин М.В.		
У.контр.	Аришкин М.В.		
Студент	Баранова А.А.		

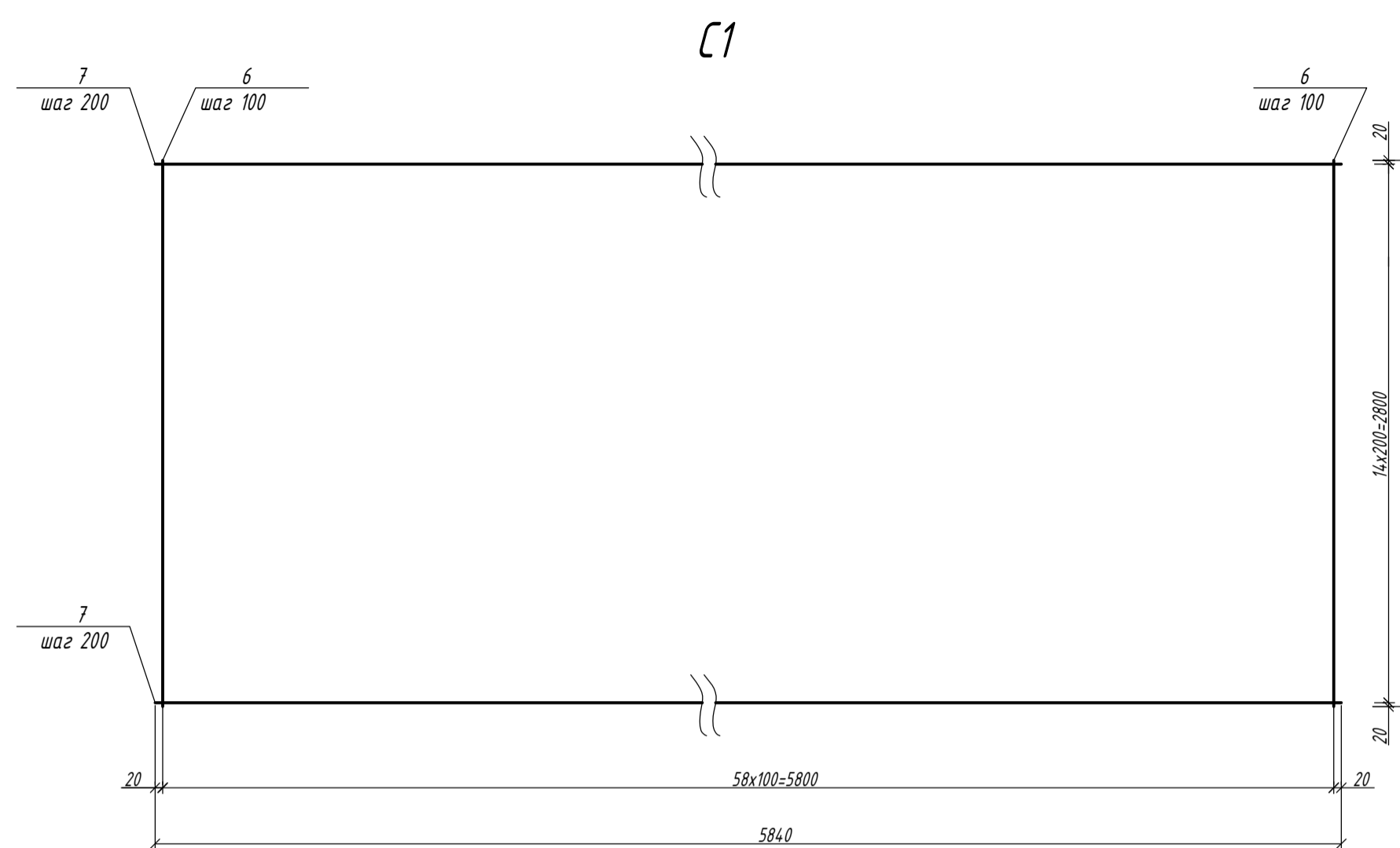
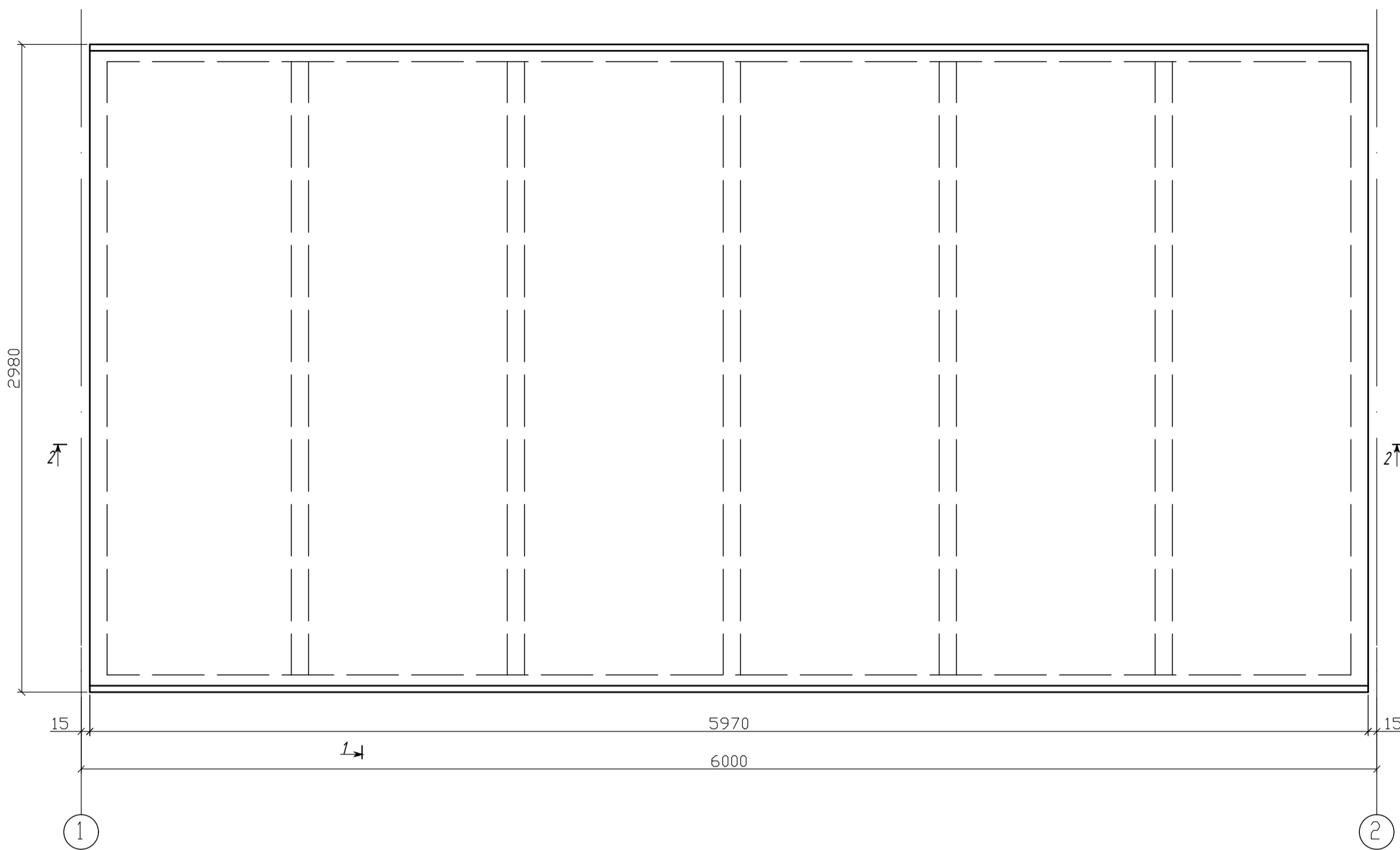
ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017		
Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60 м в г. Каменке Пензенской области		
Промышленное здание		
Стандия	Лист	Листов
ВКР	6	10

БДР-1, КТ-1, КР-1, КР-2, КР-3, КР-4, КР-5, КР-6, КР-7, КР-8, С-1, С-2, разрезы 1-1, 2-2, 3-3, узел А, спецификация

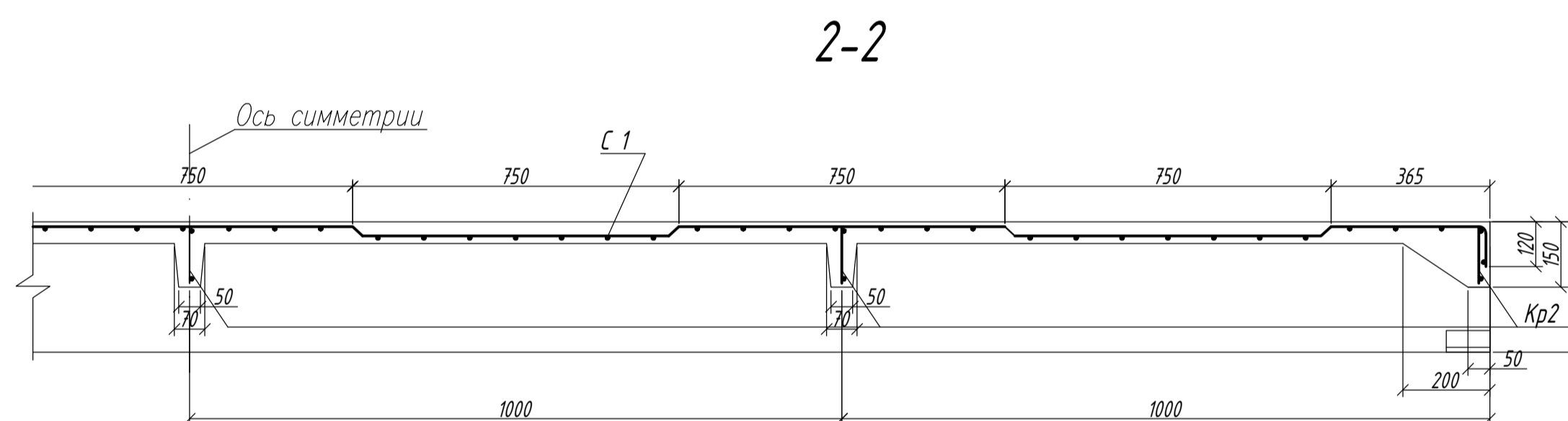
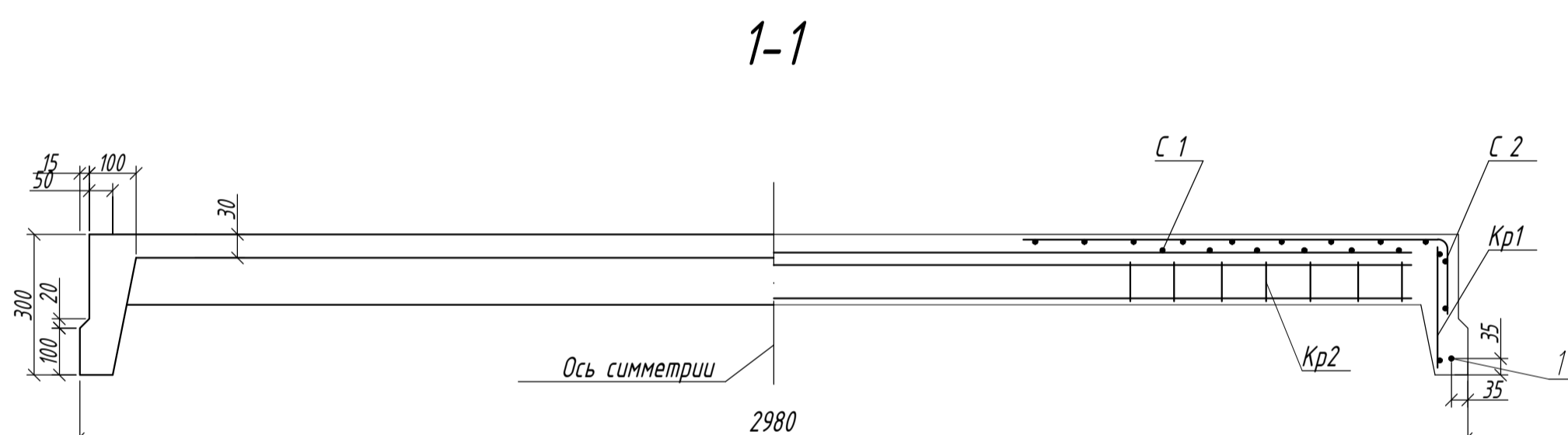
ПГУАС, каф. СК группа СТ-4.2

П 1

Спецификация плиты П 1



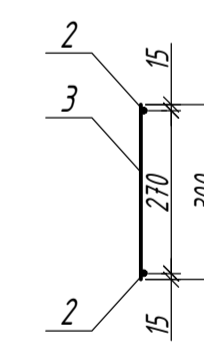
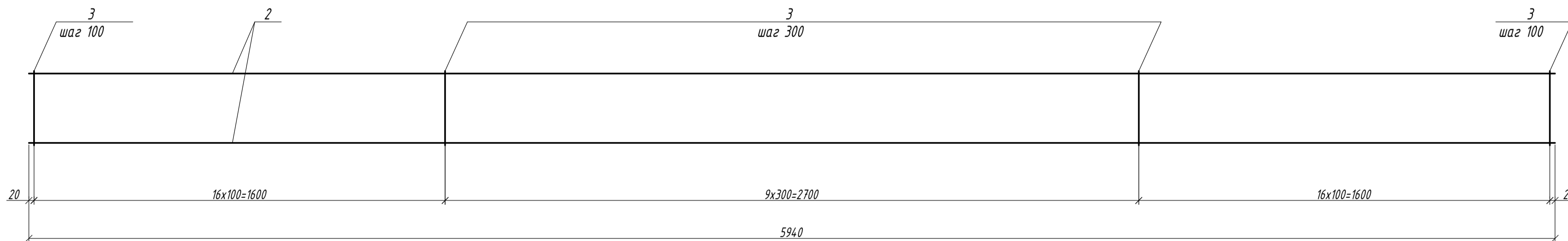
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примеч.
		Сборочные единицы			
	КР1	Сварной каркас	2	10,88	
	КР2	Сварной каркас	2	4,30	
	С1	Сварная сетка	1	54,72	
	С2	Сварная сетка	2	37,14	
		Итого:		107,04	
		Детали			
1	ГОСТ 13840-68	φ12 К-7 l=5940	2	8,48	
10	ГОСТ 5781-82	φ12 А-240 l=940	4	0,84	
		Итого:		9,32	
		КР1			
2	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=5940	2	2,64	
3	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=300	42	2,8	
		Итого:		5,44	
		КР2			
4	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=2900	2	1,29	
5	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=130	30	0,86	
		Итого:		2,15	
		С1			
6	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=2840	58	36,57	
7	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=5840	14	18,15	
		Итого:		54,72	
		С2			
8	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=1040	58	13,39	
9	ГОСТ 5781-82	φ6 А-240 l=5840	4	5,18	
		Итого:		18,57	
		Бетон тяжелый В 30	1,46		м ³
		Всего:		90,2	



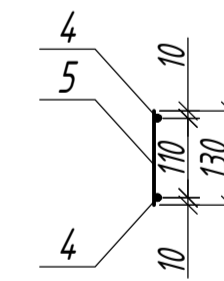
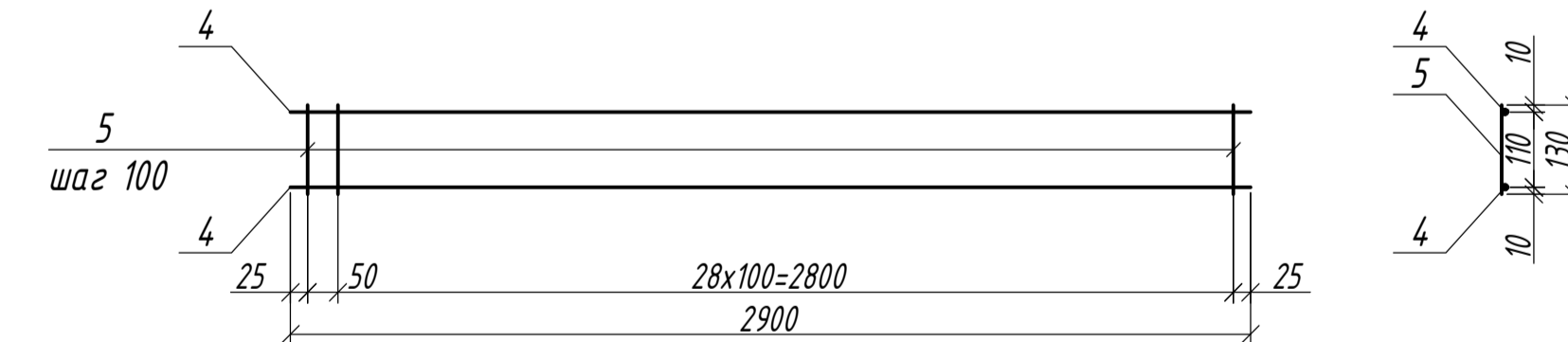
Ведомость расхода стали, кг

Марка элемента	Изделия арматурные			Общий расход
	Арматура класса			
	К-7	А-240	А-240	
	ГОСТ 13840-68	ГОСТ 5781-82	ГОСТ 5781-82	
	φ12	φ6	φ12	
П1	8,48	80,88	0,84	90,2

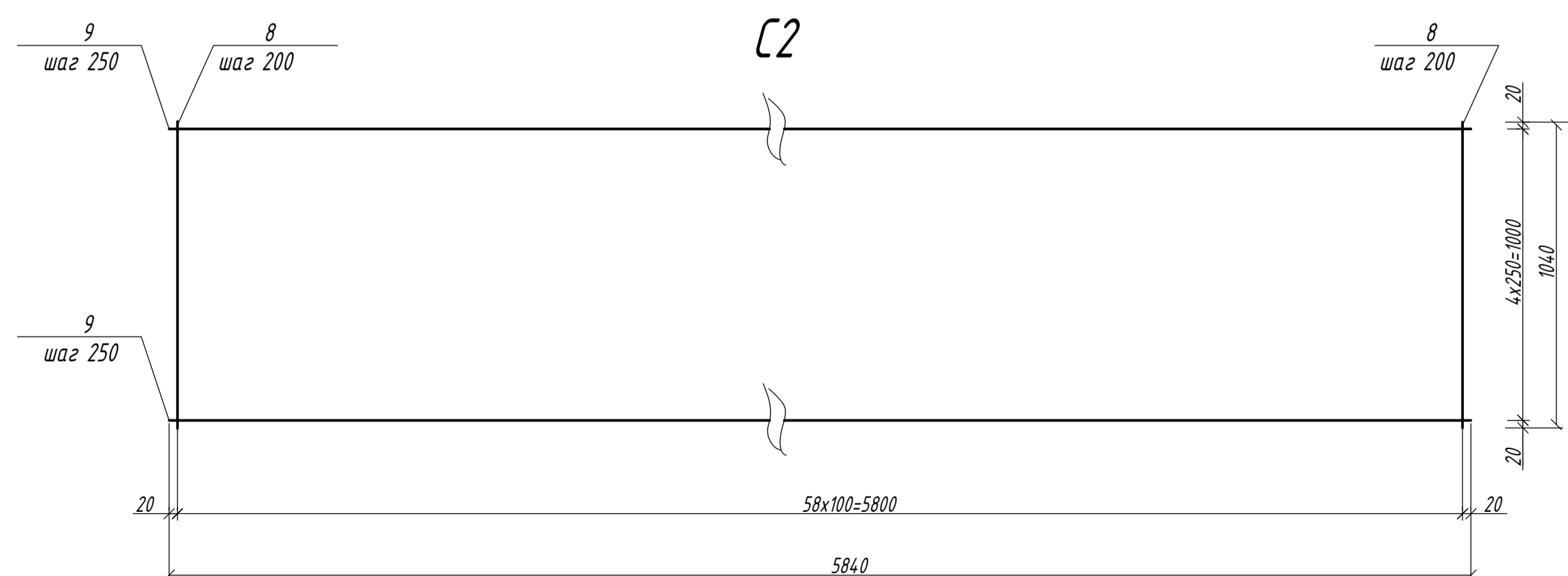
Кр1



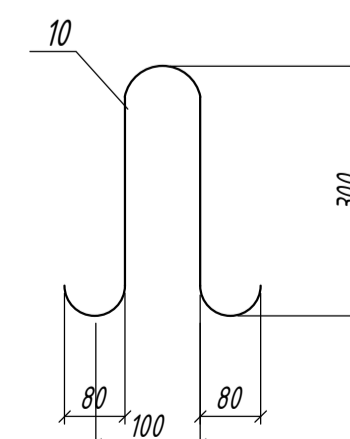
Кр2



С2



Поз. 10



Зав. каф.	Паськов Н.Н.				
Руковод.	Аришкин М.В.				
Арх.-стр.	Пучков И.М.				
Расч.-конст.	Аришкин М.В.				
Осн. и фонд.	Пучков В.С.				
Тех. и орг.стр.	Азарянкина Н.В.				
Эконом.стр.	Сафьянов А.Н.				
Экол.и БЖД	Раздвинина Г.П.				
НИР	Аришкин М.В.				
У.контр.	Аришкин М.В.				
Студент	Баранова А.А.				

ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017		
Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30х60 м в г. Каменке Пензенской области		
Промышленное здание	Стация	Лист
	ВКР	10
П1, разрезы 1-1, 2-2, КР1, КР2, С1, С2, спецификация		ПГУАС, каф. СК группа СТ-42

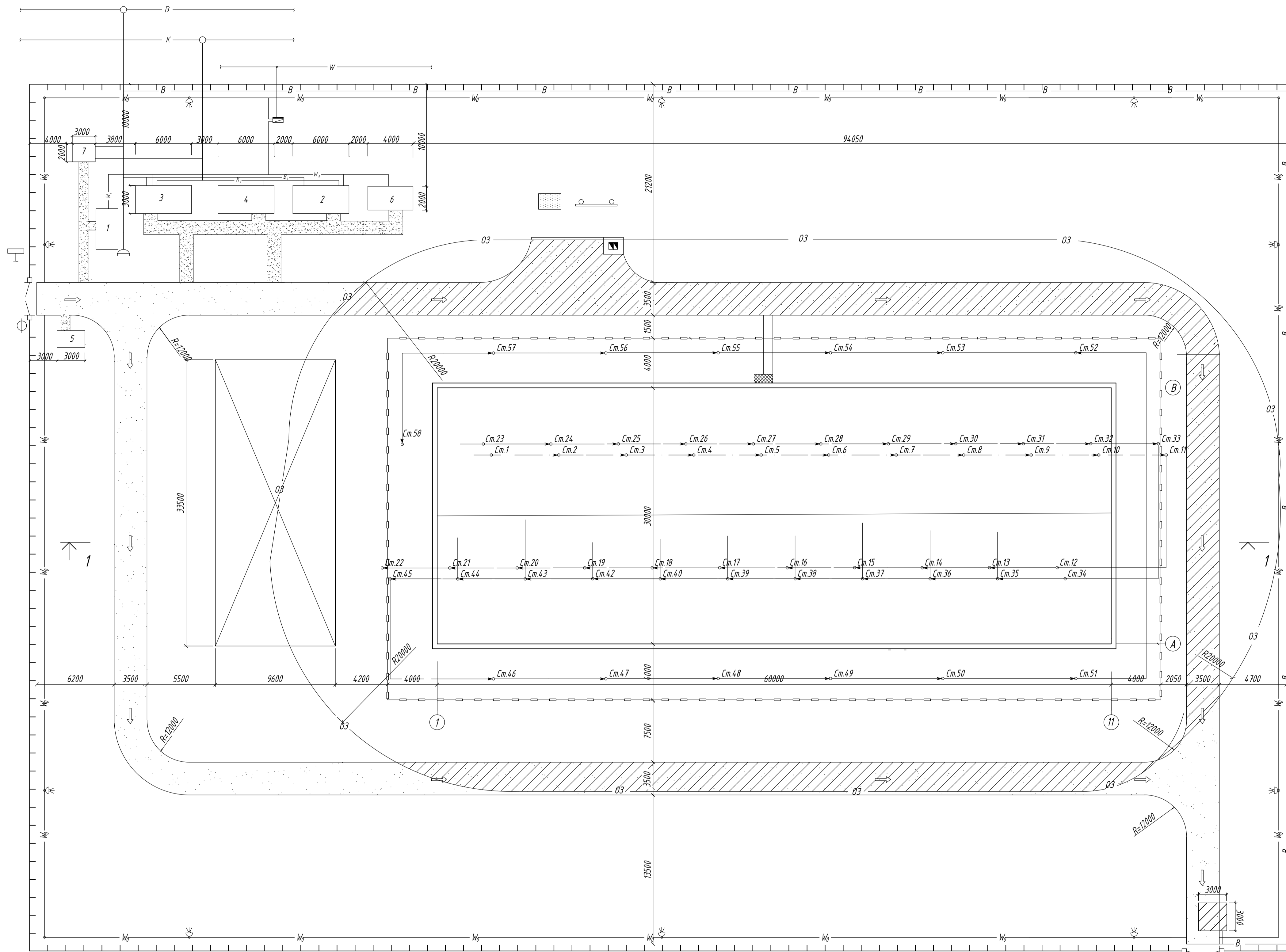
Стройгенплан на возведение надземной части здания

Экспликация помещений

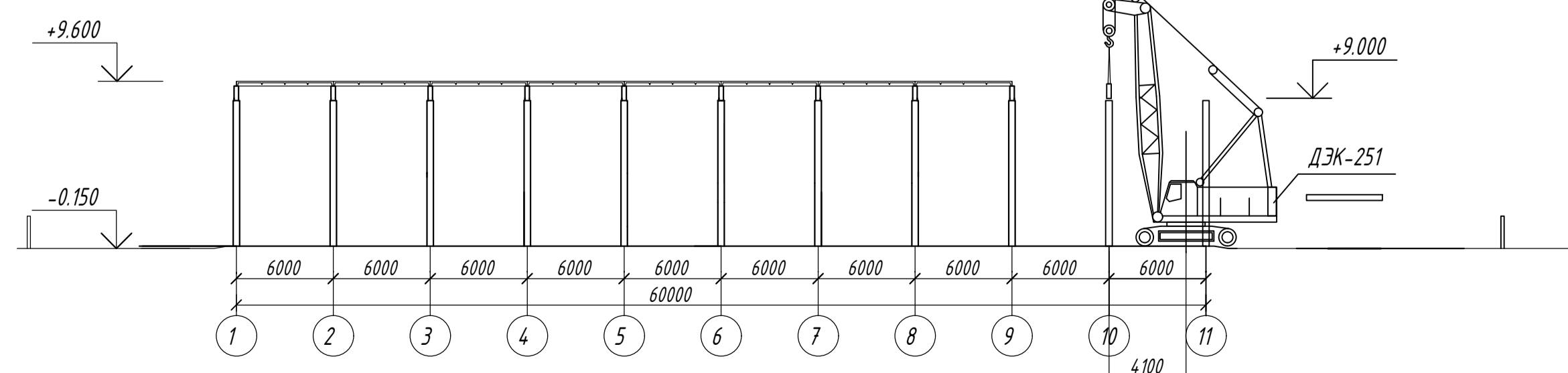
Условное обозначение	Наименование помещений	Количество	Размеры в плане	Площадь, м ²
1	Прорабская	1	6x3	18
2	Помещение для отдыха, обогрева и приема пищи	1	6x3	18
3	Гардероб с умывальней	1	6x3	18
4	Душевая	1	6x3	18
5	Проходная		2x3	6
6	Помещение для сушки одежды и обуви	1	4,1x2,2	8,6
7	Туалет	1	2x3	щитовой
8	Строящееся здание	1	30x60	1800

Условные обозначения

- Прожектор на опоре
- Въездные ворота
- Ограждение
- Ст. 1 Стоянка крана
- Направления движения транспорта
- Пожарный щит
- Ящик с песком
- Указатель "Въезд запрещен"
- Знак снижения скорости
- Место приема раствора и бетонной смеси
- В- Постоянный водопровод
- Вр- Временный водопровод
- W- Существующая ЛЭП
- Wр- Временная линия электропитания
- К- Постоянная канализация
- Kr- Временная канализация
- O3- Опасная зона
- Трансформатор с распределительным щитом
- Вход в здание
- Временная дорога, попадающая в опасную зону
- Временная дорога
- Питьевой фонтанчик
- Опасная зона вокруг здания
- Место для мойки колес
- Площадка для складирования конструкций
- Информационный щит



1-1



Указания по производству работ

- Все работы ведутся в соответствии:
 - СП 48.13330.2011 Организация строительства
 - СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве, часть 1
 - СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве, часть 2
- Монтаж всех конструкций осуществляется гусеничным краном ДЭК-251

Характеристики крана ДЭК-251

- Максимальная грузоподъемность 25т
- Максимальная высота подъема 36м
- Максимальный вылет стрелы 27,2м
- Минимальный вылет стрелы 4,75м

Технико-экономические показатели по стройгенплану

- Площадь строительной площадки - 12500 м²
- Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями - 1920 м²
- Площадь застройки временными зданиями и сооружениями - 92,6 м²
- Протяженность временных:
 - дорог - 270 м.
 - водопровода - 35м.
 - канализации - 25м.
 - ЛЭП - 394м.

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.		ВКР-2069059-08.03.01-130898-2017		
Руковод.	Аришкин М.В.		Цех по производству и сборке деревянной корпусной мебели размерами в плане 30x60 м в г. Каменке Пензенской области		
Арх.-стр.	Лушков Ю.М.		Промышленное здание		
Расч.-конст.	Аришкин М.В.		Стадия	Лист	Листов
Осн. и фонд.	Лушков В.С.		ВКР	10	10
Тех. и орг. стр.	Алафонов А.В.		Стройгенплан, разрез 1-1, экспликация помещений, условные обозначения, ТЭП		
Эконом. стр.	Усфьянов А.Н.		ПУАС, каф. СК группа СТ1-42		
Экол. и БЖД	Разживина Г.П.				
НИР	Аришкин М.В.				
Уконтр.	Аришкин М.В.				
Студент	Баранова А.А.				

