

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

М.М. Ласков

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 Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт)
на 10 квартир размерами в плане 12,8 x 40 м в
г. Пензе

Автор ВКР Тимофеева Светлана Андреевна

Обозначение ВКР 2069059-08.03.01-131094-2017 Группа СТ 1-41

Руководитель ВКР Артюшин Дмитрий Викторович

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Трошинский А.В.

расчетно-конструктивный Артюшин Д.В.

основания и фундаменты Телухов В.С.

технологии и организации строительства Андронкина Н.В.

экономики строительства Сабитов А.М.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Раушанова Т.Т.

НИР Артюшин Д.В.

Нормоконтроль Артюшин Д.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 Тимофеева Светлана Андреевна

Группа СТ-41

Тема ВКР Плани-хаус переменной этажности (8-3 эт)
на 10 квартир размерами в плане 12,8 x 40 м в
г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Трошицкий А.В.

расчетно-конструктивный раздел Артюшин Д.В.

основания и фундаменты Тухов В.С.

технология и организация строительства Вайсманс Н.В.

экономика строительства Саргенов А.М.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Рашишев Т.Т.

НИР Артюшин Д.В.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

2. Назначение здания. Степень новизны разрабатываемой работы. Реальность ВКР
жилое 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 безопасность 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

Введение.....	
1. Архитектурно-строительный раздел.....	
1.1. Генплан объекта.....	
1.2. Объемно-планировочное решение.....	
1.3. Техничко-экономические показатели.....	
1.4. Конструктивное решение здания.....	
1.5. Теплотехнический расчет.....	
2. Расчетно-конструктивный раздел.....	
2.1. Расчет сборного железобетонного марша.....	
2.2. Расчет сборной железобетонной площадочной плиты.....	
2.3. Расчет стропильной крыши.....	
2.4. Расчет треугольной арки с приподнятой затяжкой.....	
3. НИР.....	
3.1. Расчет первого варианта плиты с круглыми пустотами с арматурой Вр-1300.....	
3.2. Расчет второго варианта плиты с круглыми пустотами с арматурой А800.....	
3.3. Сравнительный анализ двух вариантов.....	
4. Основания и фундаменты.....	
4.1. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства.....	
4.2. Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании.....	
4.3. Проектирование свай в пробитых скважинах (СПС)	
4.4. Расчет стоимости устройства фундамента.....	
5. Технологии и организации строительства.....	
5.1. Подготовка строительного производства.....	
5.2. Производство основных строительного-монтажных работ.....	
5.3. Ведомость требуемых ресурсов.....	
5.4. Выбор средств подмащивания, инвентаря, монтажных приспособлений, оснастки инструментов.....	
5.5. Выбор монтажного крана по техническим параметрам.....	
5.6. Выбор транспортных средств для доставки конструкций.....	
5.7. Календарное планирование.....	

5.7.1. ТЭП календарного плана.....	
5.8. Стройгенплан на возведение надземной части здания.....	
5.8.1. Внутривозвездные дороги.....	
5.8.2. Определение потребностей во временных зданиях и сооружениях.....	
5.8.2.1. Расчет площадей склада.....	
5.8.2.2. Расчет площадей административно-бытовых помещений.....	
5.8.3. Расчет потребностей строительства в электроэнергии.....	
5.8.4. Выбор типа трансформаторной подстанции.....	
5.8.5. Расчет количества прожекторов.....	
5.8.6. Расчет потребностей строительства в воде.....	
5.8.7. Расчет потребностей строительства в тепле.....	
5.8.8. ТЭП стройгенплана.....	
6. Экономика строительства.....	
6.1. Введение.....	
6.2. Качественная характеристика объекта строительства.....	
6.3. Техничко-экономические показатели объекта строительства.....	
6.4. Определение капитальных вложений на строительство объекта.....	
6.4.1. Объектная смета.....	
6.4.2. Сводный сметный расчет стоимости строительства.....	
6.4.3. Перечень продаваемых квартир.....	
6.4.4. Экономическая оценка проектного решения.....	
6.5. Расчет чистого дисконтированного дохода.....	
6.6. Построение жизненного цикла объекта.....	
7. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.....	
7.1. Безопасность при проведении строительных работ.....	
7.2. Пожарная безопасность.....	
7.3. Охрана окружающей среды.....	
Список используемой литературы.....	

Введение

В выпускной квалификационной работе проектируется разновысотный элитный жилой дом, с одноэтажными и двухэтажными квартирами (таунхаусами), состоящий из 2-3 этажей на 10 квартир, размерами в осях 39м в длину и 12м в ширину. Место строительства - г. Пенза. Данный дом строится за городом, с целью обеспечить жильцам уединенность и отдых от городской среды

При проектировании здания обеспечивается единство функциональных, архитектурно-художественных и экономических требований.

1. Архитектурно-строительный раздел

ВКР-2069059- 08.03.01-131094-2017

Лист

1.1 Генплан объекта

Участок, отведенный под строительство жилого дома, расположен на просторной территории за городом.

При проектировании предусматривается возможность передвижения инвалидов, в том числе на креслах-колясках. В местах пересечения пешеходных путей с проезжей частью улиц и проездов высота бортовых камней тротуара запроектирована не более 4см. Внутривортовые пешеходные дорожки и тротуары имеют ширину не менее 1,5м, обеспечивающие безопасное одностороннее движение инвалидов на креслах-колясках.

При проектировании проездных и пешеходных путей соблюдена возможность проезда пожарных машин к зданию. Расстояние от края проезда до стены здания 7 метров.

Проездные и пешеходные дороги увязаны с сетью улиц и дорог.

Генеральным планом предусмотрено благоустройство и озеленение прилегающей территории.

План озеленения составлен в соответствии с природными и климатическими условиями данного участка строительства. Основной ассортимент : берёза, каштан, рябина обыкновенная, клён остролистный, сирень обыкновенная и ель обыкновенная. Кустарники разнообразных сортов.

При помощи насаждений на участке создаются благоприятные микроклиматические и санитарно – гигиенические условия. Посадка деревьев и кустарников возле площадок создают необходимую тень, хорошо изолируют их от шума, пыли и ветра. Зелёные насаждения, размещённые у хозяйственных площадок, обеспечивают необходимую функциональную и зрительную их изоляцию, а также способствуют проветриванию, затенению в жаркое время дня.

1.2 Объёмно-планировочное решение

2-3х этажный, 10-и квартирный жилой дом имеет прямоугольную форму в плане с выступающими.

Размеры в осях:

1-12 – 39000 мм

A-B – 12000мм.

По бокам здания располагаются двухэтажные квартиры (таунхаусы) , по две с каждой стороны. В центре жилого дома располагаются одноэтажные квартиры по трем этажам. На каждом этаже по 2 квартиры. Правая квартира является зеркальным отображением левой.

При входе в среднюю часть здания имеется тамбур. Подъём на лестничную площадку первого этажа осуществляется по цокольному маршу, набранному из 6 ступеней и имеющему 7 подъёмов. Подъём на лестничную площадку 2-го этажа осуществляется по двум маршам, имеющим 9 ступеней и 10 подъёмов. Подъём на лестничную площадку 3-го этажа соответствует подъёму на 2й этаж. Высота этажа – 3,0 м; высота помещений – 2,7 м; отметки промежуточных лестничных площадок + 1,480, +4,480. Покрытие – чердачное.

Двухэтажные квартиры (находящиеся по краям):

- Общая площадь квартиры – 91,7558 м²;
- Жилая площадь квартиры – 49,1828 м²;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 51%.

Двухэтажные квартиры (находящиеся ближе к середине):

- Общая площадь квартиры – 88,5508 м²;
- Жилая площадь квартиры – 47,0153 м²;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 53%.

3-комнатная квартира:

- Общая площадь квартиры – 69,737 м²;
- Жилая площадь квартиры – 37,0947 м²;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 53%.

- Площадь застройки $P_3 = 444,09 \text{ м}^2$ определена как площадь горизонтального сечения по внешнему ободу здания на уровне цоколя по правилам, приведённым в СНиПе «Жилые здания».

- Строительный объём здания $O_c = 2664,54 \text{ м}^3$ определён перемножением площади горизонтального сечения здания на уровне окон первого этажа на высоту от уровня пола первого этажа до средней отметки чердачного покрытия.

- Жилая площадь дома $P_{ж} = 414,9644 \text{ м}^2$ определена как сумма жилых площадей всех квартир дома.

- Общая площадь дома $P_o = 779,0352 \text{ м}^2$ определена как сумма общих площадей всех квартир дома.

- Площадь поверхности наружных стен здания $S = 1403,0934 \text{ м}^2$.

- Число живущих в доме $n=26$ человек (в расчете комната на каждого).

1.3 Технико-экономические показатели

$K_1 = (P_{\text{ж}}/P_0)100\% = (414,9644 / 779,0352)100\% = 53\%$, показывает целесообразность соотношения жилой и общей площади дома.

$K_2 = O_c/P_0 = 2664,54/779,0352 = 3,4$ м, показывает экономичность использования строительного объёма здания.

$K_3 = C/P_0 = 1403,0934/779,0352 = 1,8$ м, показывает компактность здания.

$K_4 = P_0/n = 779,0352/26 = 29,96$ м²/чел., показывает общую площадь дома, приходящуюся на одного жильца.

Технико-экономические показатели K_1, K_2, K_3, K_4 подсчитываются для возможности сравнения варианта объёмно-планировочного решения здания с другими возможными вариантами объёмно-планировочного решения этого же здания.

1.4 Конструктивное решение здания

Фундаменты

Применяются фундаменты из свай в пробитых скважинах СПС. Ростверк высотой 0,5м шириной 0,5 м. Длина свай 3м. Диаметр свай 0,4м. Диаметр уширения 0,8 м. Шаг свай 2,5м под нагрузкой от двух этажей и под всеми внешними стенами, и шаг 3,0м под нагрузкой от трех этажей. Глубина заложения свай -5,200м. Грунтом в который входит острие свай является супесь.

Цоколь. Горизонтальная гидроизоляция, отмостка

Цоколь – самая нижняя и наиболее нагруженная часть здания –подвергается постоянному увлажнению и требует защиты от этого во избежание интенсивного разрушения.

Цоколь здания образует кирпичная кладка, наружная поверхность которой оштукатурена цементно-песчаным раствором покрыта плиткой.

Горизонтальная гидроизоляция в виде двух слоёв полимерной плёнки размещена по верху бетонных фундаментных блоков непосредственно под кирпичной кладкой стены.

Отмостка – дорожка шириной около метра, устраиваемая по периметру здания с уклоном цоколя, весьма важный элемент, позволяющий отводить воду от здания и препятствовать

замачиванию фундаментов, состоит из нескольких слоев, обеспечивающих водонепроницаемость.

Отмостка здания уклоном 3% (от стены) состоит из слоя утрамбованного щебня, покрытого укатанным асфальтом.

Стены и перегородки

Наружные стены из кирпича в соответствии с требованием значительного увеличения сопротивления теплопередаче ограждающих конструкций, а также с целью экономии энергоресурсов необходимо выполнять четырехслойными: нару цементно-песчаный раствор, утеплитель, кирпичная стена, цементно-песчаный раствор.

Толщина наружных стен принята равной 510 мм; толщина утеплителя определена теплотехническим расчетом. Внутренние капитальные и несущие стены выполнены в виде сплошной кирпичной кладки толщиной 380 мм.

Кирпичные перегородки имеют толщину 120 мм. В капитальных стенах, смежных с кухнями и уборными, устроены вентиляционные каналы сечением 140×140 мм, отдельные для каждой квартиры.

Междуэтажное перекрытие, покрытие здания, полы

Перекрытие здания организовано железобетонными круглопустотными плитами длиной 6,0 м., шириной 1,5 м., 1,2 м и 1,0 м. Используются плиты марок ПК 60.15, ПК 60.12, ПК 60.10.

Плиты опираются на продольные несущие стены: наружные, расположенные по осям А, В, и внутреннюю – по оси Б. Длина опирания -190мм.

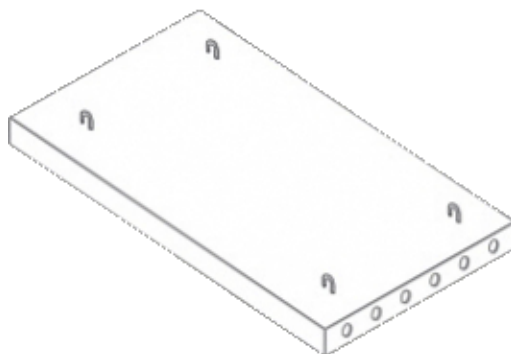


Рис.1.4.1 Плита перекрытия

Полы по плитам перекрытия в жилых комнатах, в кухнях и коридорах внутри квартир - линолеумные, в санузлах – керамические.

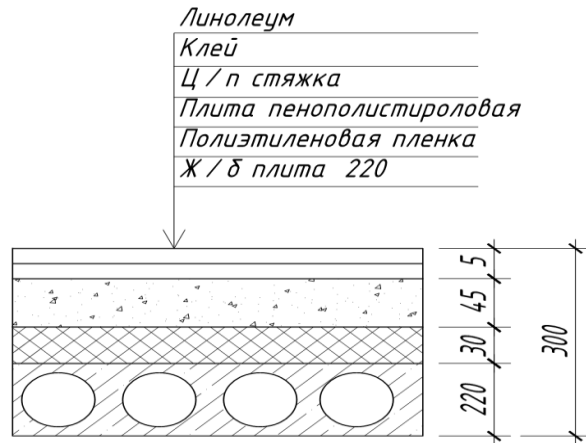


Рис.1.4.2 Пол в комнатах и коридорах.

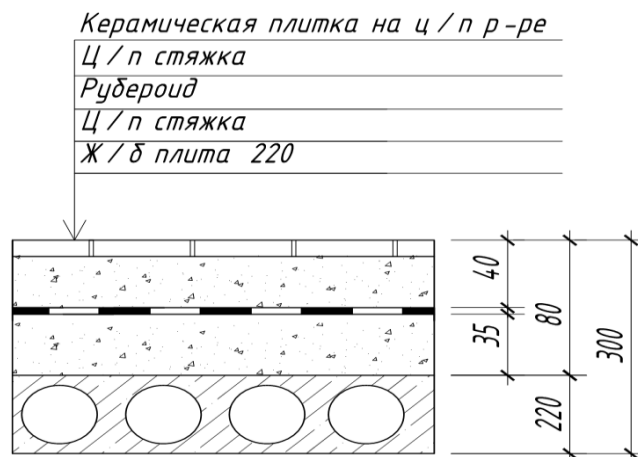


Рис.1.4.3 Пол в санузлах.

Покрытие здания чердачное.

Состав кровли: металлочерепица; обрешетка; стропила.

Состав чердачного перекрытия: известково-песчаная корка, минвата, толь, плита перекрытия.

Окна

Оконные проёмы предусмотрены под окна с отдельными переплётами. Окна имеют тройное остекление.

Таблица 1.4.1

Марка	<i>h</i>	<i>l</i>
ОК 14,5-14,5	1375	1410

Через светопрозрачные ограждения – окна – должен обеспечиваться необходимый уровень естественной освещенности жилых помещений и кухни. В других помещениях квартиры окна не обязательны. Через окна в одном направлении проникает свет сквозь силикатное стекло, а в другом направлении в холодный период уходит тепло из помещений, поэтому отношение суммарной площади окон помещения к площади пола помещения принято в пределах 1/8 до 1/5.

Конструкции окон приняты с тройным остеклением в отдельных переплетах, марок, ОК14,5-14,5.

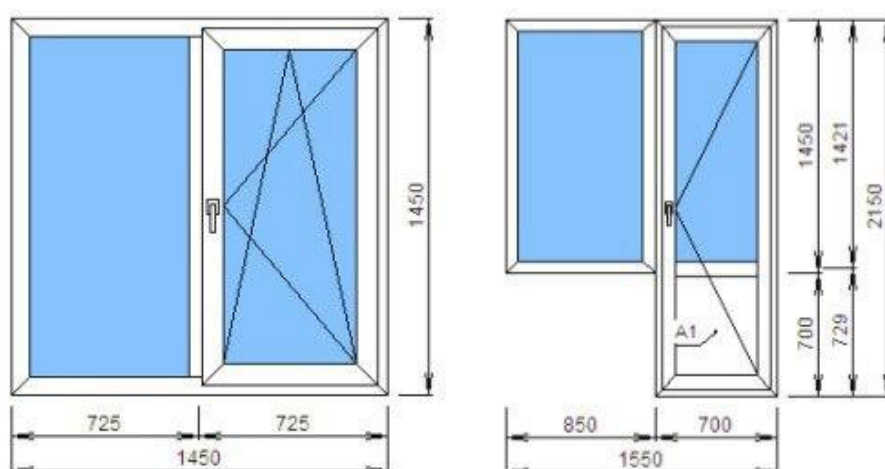


Рис.1.4.4 Окна и балконная дверь

Марки окон подбираются для каждой жилой комнаты и кухни, исходя из соотношения площади оконного проёма к площади пола и комнаты в пределах от 1/5 до 1/8.

Для перекрытия оконных проёмов применены железобетонные перемычки брусковые марки Б и балочные – марки БУ, имеющие сечения соответственно 120 мм на 140 мм и 120 мм на 220 мм.

Лестницы

Лестницы сборные железобетонные состоят из лестничных площадок и маршей.

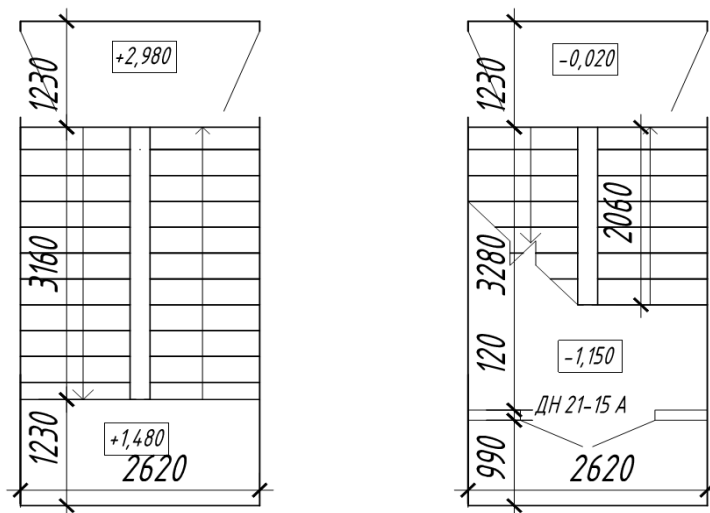


Рис.1.4.5 Лестничная площадка.

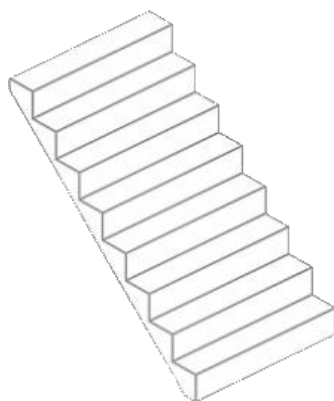


Рис.1.4.6 Лестничный марш.

Цокольный марш набран из отдельных железобетонных ступеней, уложенных на железобетонные наклонные направляющие, которые упираются друг в друга за счёт скатывающей силы.

В двухэтажных квартирах лестница деревянная с забежными ступенями.

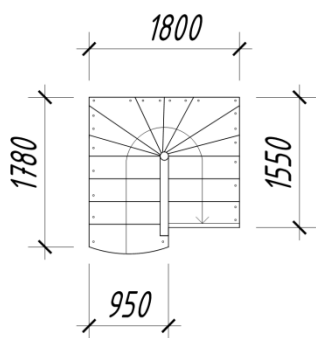


Рис.1.4.7 Лестница деревянная с забежными ступенями

Двери

Входные двери запроектированы деревянными, глухими, двухпольными с разными по ширине полотнищами. При проектировании внимание обращалось на высоту входных дверей, которая должна быть согласована с высотой от пола тамбура до низа междуэтажной лестничной площадки, а так же на то, что в проемы кирпичных наружных стен наружные двери устанавливаются снаружи.

Входные подъездные двери дома марки ДН 21 -15

Наружные входные двери квартир марки ДН 21 – 13.

Наружные входные двери квартир марки ДН 21 – 10.

Внутренние двери: Остеклённые двери марок ДО 21 – 9 и ДО 21-8.

Глухие двери марок ДГ 21-8 и ДГ 21-7.

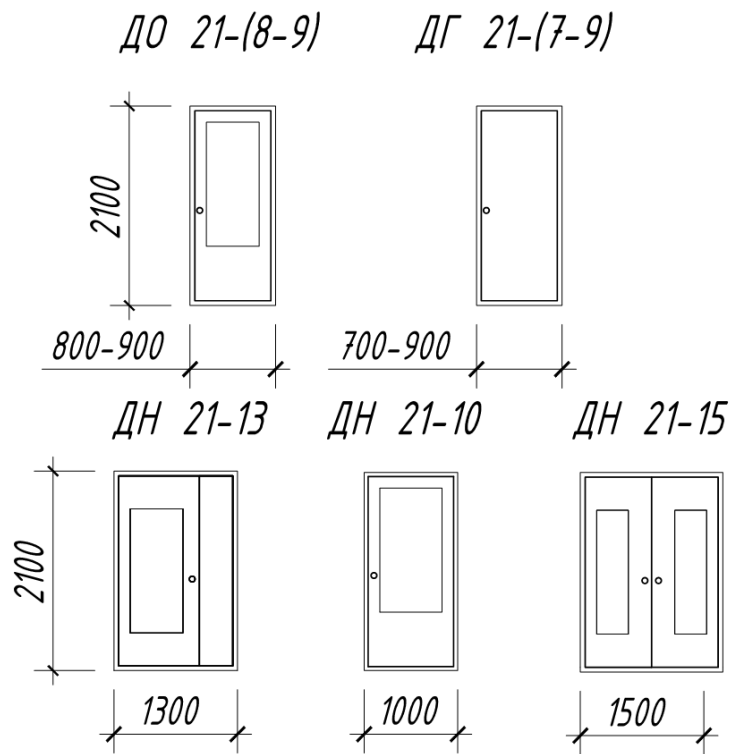


Рис.1.4.8 Наружные и внутренние двери

1.5 Теплотехнический расчет

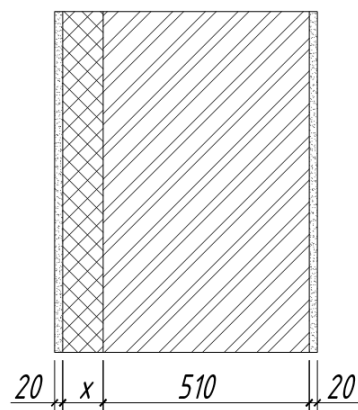


Рис. 1.5.1 К расчету толщины стены

Исходные данные для проектирования

Город строительства - Пенза

Тип здания - жилое здание

Тип ограждающей конструкции - наружные стены

Дополнительные исходные данные:

- Расчётная температура внутреннего воздуха $t_{int}=20^{\circ}\text{C}$
- Расчётная влажность внутреннего воздуха $\varphi_{в}=55\%$
- Зона влажности [4, прил. В] зона сухая

Определяемые и расчётные параметры:

- Влажностный режим помещения [4, табл. 1] нормальный
- Условие эксплуатации ограждающих конструкций [4, табл. 2] А
- Расчётная зимняя температура наружного воздуха, равна средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 [2, табл. 1]
 $t_{ext} = -29^{\circ}\text{C}$
- Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций [4, табл. 7] $\alpha_{int}=8,7\text{Вт}/(\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C})$
- Коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающих конструкций [4, табл. 7] $\alpha_{ext}=23\text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C})$
- Нормальный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции [4, табл. 5] $\Delta t_n=4,0^{\circ}\text{C}$
- Длительность отопительного периода [2, табл. 1] $z_{ht}=207\text{ сут}$
- Средняя температура отопительного периода наружного воздуха за отопительный период $t_{ht} = -4,5^{\circ}\text{C}$
- Средняя месячная относительная влажность воздуха наиболее холодного месяца $\varphi_n=84\%$.

Задачи исследования

Состав ограждающей конструкции:

Таблица 1.5.1

№ п/п	Материал слоя	Толщина δ , м	Расчётный коэф. Теплопроводности λ , Вт/(м ² ·°С) [1, прилож. 3*]
1	Цементно-песчаный раствор	0,02	0,76
2	Керамический кирпич пустотелый плотностью 1300 кг/м ³	0,51	0,52
3	Пенополистерол (ТУ 6-05-11-78-78) плотностью 150 кг/м ³	X	0,052
4	Цементно-песчаный раствор	0,02	0,76

Нормативное сопротивление теплопередаче R_{reg} определяется как:

$$R_{reg}=aD_d+b, \text{ где}$$

(для жилых зданий: $\phi=0,00035$; $b=1,4$);

D_d -градусо-сутки отопительного периода (ГСОП).

$$D_d=(t_{int}-t_{ht}) \cdot z_{ht}$$

$$D_d=(20-(-4,5)) \cdot 207=5071,5$$

$$R_{reg}=0,00035 \cdot 5071,5+1,4=3,175 \text{ (м}^2 \cdot \text{°С)/Вт}$$

Общее сопротивление теплопередаче R_0 определяется как:

$$R_0=R_b+\Sigma R_i+R_n$$

$$R_b=1/\alpha_{int}=1/8,7=0,115$$

$$R_n=1/\alpha_{ext}=1/23=0,043$$

$$R=\delta/\lambda$$

Примем $R_0= R_{reg}$ и определим минимальную толщину утеплителя X:

$$3,19=0,115+0,02/0,76+0,51/0,52+X/0,052+0,02/0,76+0,043$$

$$\text{Примем: } X=0,105\text{м}$$

Проверяем первое условие тепловой защиты здания ($R_0 > R_{\text{рег}}$):

$$R_0 = 0,115 + 0,02/0,76 + 0,51/0,52 + 0,105/0,052 + 0,02/0,76 + 0,043$$

$$R_0 = 3,211 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C)/Вт}$$

$3,211 > 3,175 \Rightarrow$ условие выполнено.

Проверяем второе условие тепловой защиты здания ($\Delta t_0 < \Delta t_n$):

$$\Delta t_0 = n(t_{\text{int}} - t_{\text{ext}}) / (R_0 \cdot \alpha_{\text{int}})$$

$$\Delta t_n = 4^\circ\text{C}$$

$$\Delta t_0 = 1(20 - (-29)) / (3,211 \cdot 8,7) = 1,75^\circ\text{C}$$

$1,8 < 4 \Rightarrow$ условие выполнено.

Вывод: два условия для данной ограждающей конструкции выполняются, следовательно, применение эффективного утеплителя обеспечивает тепловую защиту здания.

2. Расчетно-конструктивный раздел

2.1. Расчет сборного железобетонного марша

Необходимо рассчитать и сконструировать железобетонный марш шириной 1,22м для лестниц жилого дома (рис. 2.1.1, а). Высота этажа 3 метра. Угол наклона марша $\alpha=30^\circ$, ступени размером 15x30 см. Бетон класса В25, арматура каркасов класса А400, сеток-Вр-500.

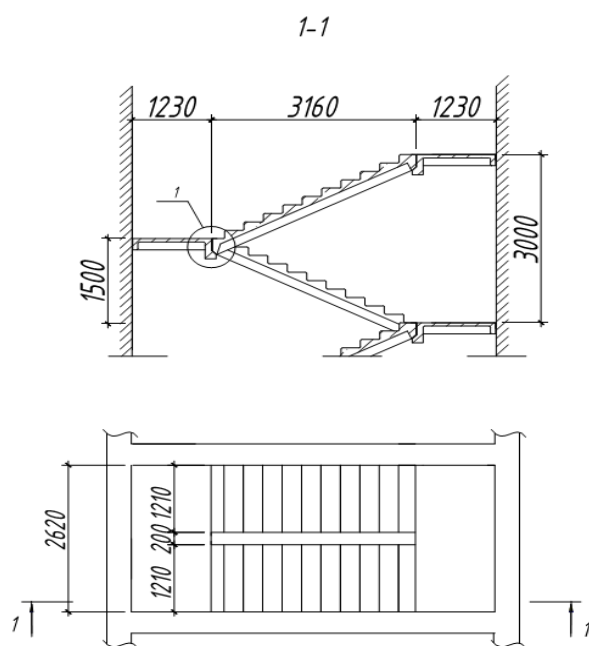
Расчетные данные:

Для бетона В25: $R_b=14,5\text{МПа}$; $R_{bt}=1,05\text{МПа}$; $R_{b,ser}=18,5\text{МПа}$; $R_{bt,ser}=1,55\text{МПа}$;
 $E_b=30000\text{МПа}$.

Для арматуры А400: $R_s=350\text{МПа}$; $R_{sw}=280\text{МПа}$.

Для арматуры Вр-500: $R_s=415\text{МПа}$; $R_{sw}=300\text{МПа}$.

Решение: а)



б)

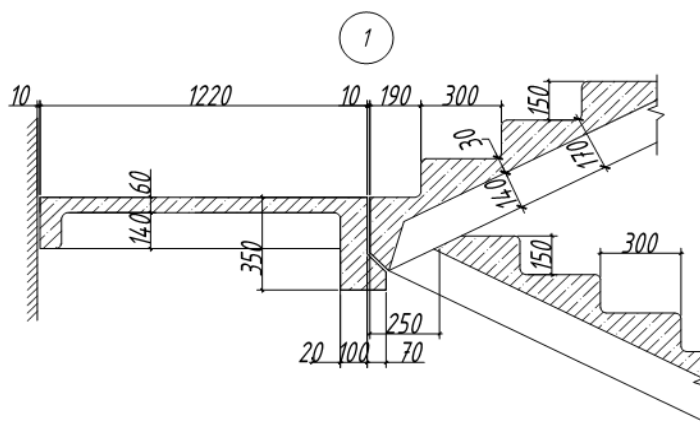


Рис.2.1.1 Детали сборной железобетонной двухмаршевой лестницы: а- марш; б- детали

узла

Определение нагрузок и усилий

Собственный вес типовых маршей по каталогу индустриальных изделий для жилищного и гражданского строительства (ИИ-03) составляет $g^n=3,6\text{кН/м}^2$ горизонтальной проекции. Расчетная схема марша (рис. 2.1.2,а). Временная нормативная нагрузка для лестниц жилого дома $p^n=3\text{кН/м}^2$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,2$; длительно действующая временная нагрузка $p_{id}^n=1\text{кН/м}^2$.

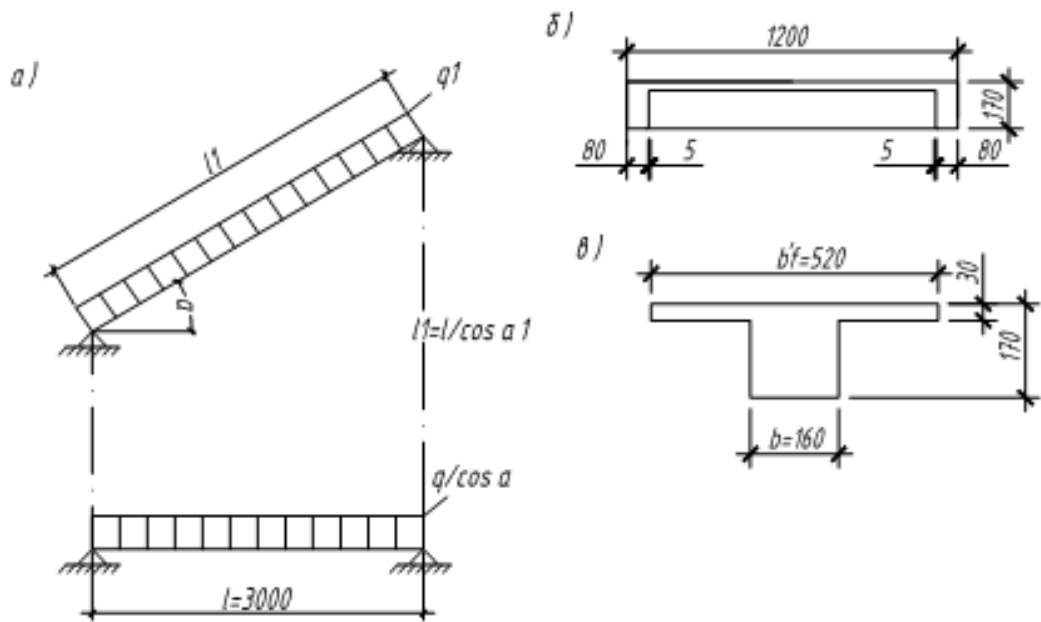


Рис.2.1.2 К расчету лестничного марша: а- расчетная схема; б, в- фактическое и приведенное поперечные сечения

Расчетная нагрузка на 1м длины марша:

$$q=(q^n\gamma_f+p^n\gamma_f)a=(3,6\cdot 1,1+3\cdot 1,2)1,2=9,1\text{ кН/м}$$

Расчет изгибающего момента в середине пролета марша:

$$M=ql_0^2/8\cos\alpha=9,1\cdot 3^2/(8\cdot 0,867)=11,8\text{ кН}\cdot\text{м},$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q=ql_0/2\cos\alpha=9,1\cdot 3/(2\cdot 0,867)=15,7\text{ кН}$$

Предварительно назначаем размеры сечения марша

Применительно к типовым заводским формам назначаем толщину плиты (по сечению между ступенями) $h_f'=30\text{мм}$, высоту ребер (косоуров) $h=170\text{мм}$, толщину ребер $b_f=80\text{мм}$ (рис.2,б). Действительное сечение марша заменим на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне (рис.2,б): $b=2b_f=2\cdot 80=160\text{мм}$; ширину полки) b_f' при отсутствии поперечных ребер принимаем не более: $b_f'=2(l/6)+b=2(300/6)+16=116\text{см}$ или $b_f'=12h_f'+b=12\cdot 3+16=52\text{см}$ принимаем за расчетное меньшее значение $b_f'=52\text{см}$.

Прочность нормальных сечений элементов таврового профиля

$$M=11,8 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Сечение тавровое (рис. 2, в) с полкой в сжатой зоне.

$$\text{при } h_f'/h=31/170=0,176 > 0,1 \text{ и } 2\cdot 1/6\cdot l_{01}+b=2\cdot 1/6\cdot 3000+160=1160\text{мм} > 520\text{мм}$$

Принимаем $b=b_f'=520\text{мм}$.

$$\text{Вычисляем: } h_0=h-a=170-25=145 \text{ мм}.$$

Проверим условие:

$$R_b\cdot b_f'\cdot h_f'\cdot(h_0-0,5h_f')=14,5\cdot 520\cdot 30(145-0,5\cdot 30)=29,4\cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}=29,4 \text{ кН}\cdot\text{м} > M=11,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим

как для прямоугольного сечения шириной $b=b_f'=520 \text{ мм}$.

Определяем значение α_m по формуле:

$$\alpha_m=\frac{M}{R_b\cdot b\cdot h_0^2}=\frac{11,8\cdot 10^6}{14,5\cdot 520\cdot 145^2}=0,074 < \alpha_R=0,391.$$

Тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна:

$$A_{sp}=\frac{R_b\cdot b\cdot h_0(1-\sqrt{1-2\alpha_m})}{R_s}=\frac{14,5\cdot 520\cdot 145(1-\sqrt{1-2\cdot 0,074})}{350}=241\text{мм}^2$$

Принимаем 2 $\varnothing 14$ А400 ($A_s=308\text{мм}^2$).

В каждом ребре устанавливается по одному каркасу Кр1.

Расчет наклонного сечения на поперечную силу:

Проверим прочность наклонной полосы на сжатие из условия:

$$0,3R_b\cdot b\cdot h_0=0,3\cdot 14,5\cdot 160\cdot 145=100920\text{Н}=100,92\text{кН} > Q_{\max}=15,7\text{кН} - \text{условие выполняется}.$$

Прочность наклонного сечения обеспечена.

Определяем интенсивность поперечного армирования:

$$q_{sw}=R_{sw}A_{sw}/s_w=300\cdot 57/70=244,3\text{кН}/\text{м}.$$

Так как $q_{sw}/(R_{bt}b)=244,3/(1,05\cdot 160)=1,5 > 0,25$ – условие выполняется.

Значение M_b определяется по формуле:

$$M_b=1,5 R_{bt}\cdot b\cdot h_0^2=1,5\cdot 1,05\cdot 160\cdot 145^2=5,3\cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 5,3 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Определяем длину проекции опасного наклонного сечения (с), так как $q_{sw}/(R_{bt}b)=1,5 < 2$, то (с) находим по формуле:

$$c=\sqrt{M_b/q_1}=\sqrt{5,3/9,1}=0,763\text{м}, \text{ так как } c=0,763\text{м} > 3h_0=3\cdot 0,145=0,435\text{м}, \text{ принимаем } c=0,435\text{м}.$$

Находим длину проекции наклонной трещины c_0 :

Так как $c_0=c=0,435\text{м} > 2h_0=2\cdot 0,145=0,29\text{м}$, то принимаем $c_0=0,29\text{м}$.

$$\text{Тогда } Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0=0,75\cdot 244,3\cdot 0,29=53,1 \text{ кН};$$

$$Q_b=M_b/c=5,3/0,435=12,18 \text{ кН};$$

$$Q=Q_{\max}-q_1c=15,7-9,1\cdot 0,435=11,7 \text{ кН.}$$

Проверим условие: $Q_b+ Q_{sw}=12,18+53,1=65,28 \text{ кН} > Q=11,7 \text{ кН}$ – условие выполняется, следовательно прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

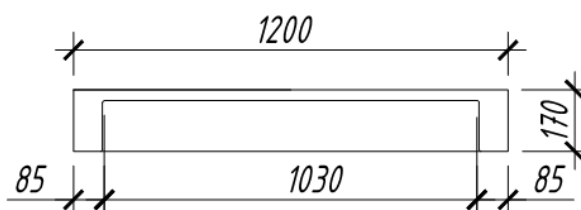
$S_{\max}=R_{bt}bh_0^2/Q_{\max}=1,05\cdot 160\cdot 145^2/(15,7\cdot 10^3)=225\text{мм} > S_w=70\text{мм}$ – условия выполняются.

Хомуты $\varnothing 6$ мм класса А240 ($R_{sw}=175$ МПа, число каркасов – 2) $A_{sw}=0,283\text{м}^2$ устанавливаются с каждой стороны на длину $l/4=880\text{мм}$, принимаем 910мм.

Шаг поперечных стержней $s_w=70\text{мм} < h_0/2=145/2=72,5\text{мм}$. В средней части ребер поперечную арматуру располагают конструктивно с шагом 200мм.

Расчет полки плиты

При расчете на местный изгиб из полки поперек плиты вырезается условная расчетная полоса шириной 1м, которая в дальнейшем рассматривается как балка, частично защемленная в продольных ребрах (опорах). Ширина расчетного сечения такой балки равна 100см, высота равна толщине полки $h_f'=3\text{см}$, с учетом защиты плиты сверху цементно-песчаной стяжкой.



Расчетное сечение полки

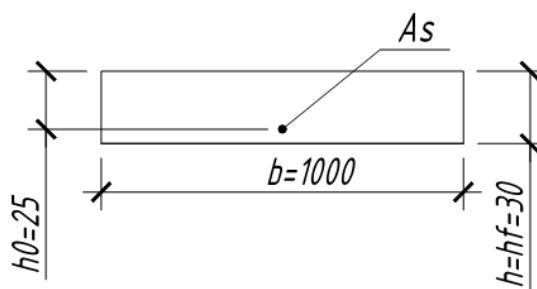


Рис.2.1.3 К расчету полки на местный изгиб

Принимаем защитный слой $a=0,5\text{см}$.

Расчетная высота сечения $h_0=2,5\text{см}$; $R_s=415$ МПа.

Изгибающий момент вычисляется с учетом пластических деформаций, частичного защемления полки в ребрах и коэффициента по назначению здания $\gamma_f=1$, расчетная длина:

$$l_0=b_f'-b-40=520-60-40=320\text{мм}=0,32\text{м};$$

$$q=(0,03 \cdot 25 \cdot 1,1+3 \cdot 1,2+3,6 \cdot 1)=8,025;$$

$$M=ql_0^2/(11 \cos \alpha)=8,025 \cdot 0,32^2/(11 \cdot 0,867)=0,086$$

$$\alpha_m=0,086/(14,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,025^2)=0,01 < \alpha_R=0,376$$

Требуемая площадь рабочей продольной арматуры сетки на ширине 1м будет равна:

$$A_{sp}=\frac{R_b b h_0 (1-\sqrt{1-2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 1000 \cdot 25 (1-\sqrt{1-2 \cdot 0,01})}{415} = 8,8 \text{ мм}^2 \approx 9 \text{ мм}^2$$

Принимаем сетку с поперечной рабочей арматурой $\varnothing 3$ Вр-500 с шагом $s=100$ мм (на 1м: $10 \varnothing 3$ Вр-500 $A_s=126 \text{ мм}^2$).

Плиту марша армируют сеткой из стержней диаметром 4-6мм, расположенных с шагом 100-300мм. Плита монолитно связана со ступенями, которые армируют по конструктивным соображениям и несущая способность обеспечена. Хомуты в ступенях выполняют диаметром 4-6мм с шагом 200мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения (рис.2.1.2, в):

Поперечное сечение:

$$A=b_f \cdot h_f' + (h-h_f')b=52 \cdot 3 - (17-3) \cdot 16=380 \text{ см}^2=0,038 \text{ м}^2$$

Коэффициент приведения:

$$\alpha=E_s/E_b=20 \cdot 10^4/3,0 \cdot 10^4=6,7$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red}=52 \cdot 3 + 16 \cdot 14 + 6,7 \cdot 3 \cdot 0,8=400,6 \text{ см}^2=0,401 \text{ м}^2$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:

$$S_{red}=52 \cdot 3(14+3/2) + 14 \cdot 16 \cdot 14/2 + 6,7 \cdot 3 \cdot 0,8 \cdot 0,5=3996,3 \text{ см}^3=0,003996 \text{ м}^3$$

Расстояние от оси, проходящей через нижнюю грань продольного ребра до центра тяжести приведенного сечения:

$$y_0=3996/401=9,97 \text{ см}=10 \text{ см}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно центра тяжести сечения:

$$I_{red}=\frac{52 \cdot 3^3}{12} + 52 \cdot 3 \cdot 5,5^2 + \frac{16 \cdot 14^3}{12} + 14 \cdot 16 \cdot 3^2 + 6,7 \cdot 3 \cdot 0,8(10-3)^2 = 11521,9 \text{ см}^4=11522 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения:

- по нижней зоне:

$$W_{red} = W_{red}' = I_{red}/y_0 = 11522/10 = 1152,2 \text{ см}^3 \approx 0,001152 \text{ м}^3$$

- по верхней зоне:

$$W_{red} = W_{red}' = I_{red}/(h-y_0) = 11522/(17-10) = 1646 \text{ см}^3 \approx 0,001646 \text{ м}^3$$

Упруго-пластичный момент для таврового сечения с полкой в сжатой зоне, для расчетов в стадии эксплуатации при $\gamma=1,3$:

$$W_{p1}=\gamma \cdot W_{red}=1,3 \cdot 1152,2=1498 \text{ см}^3=0,001498 \text{ м}^3$$

То же для таврового сечения с полкой в растянутой зоне для расчетов в стадии

изготовления при: $2 < b_f'/b = 52/16 = 3,25 < 6$, $\gamma = 1,15$.

$$W_{pl}' = \gamma \cdot W_{red}' = 1,15 \cdot 1646 = 1893 \text{ см}^3 = 0,001893 \text{ м}^3.$$

Расчет трещиностойкости ребер

$$M_{n, \text{дл}} = q^n l_0^2 / 8 = 3,6 \cdot 1,2 \cdot 3^2 / (8 \cdot 0,867) = 5,61 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_n = q l_0^2 / 8 \cos \alpha = ((3,6 + 3) \cdot 3^2) / (8 \cdot 0,867) = 10,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Исходные данные: Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_n = 1$ и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_{\text{tot}} = 10,28 \text{ кНм}$, момент сопротивления по растянутой зоне $W_{red} = 0,0011522 \text{ м}^3$, $W_{pl} = 0,001498 \text{ м}^3$.

Условие не образования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{\text{crc}}$$

Момент сопротивления образованию трещин M_{crc} определяем по приближенному способу ядровых моментов:

$M_{\text{crc}} = R_{bt, \text{сер}} \cdot W_{pl} = 1,55 \cdot 10^3 \cdot 0,001498 = 2,32 \text{ кНм} > M_{\text{tot}} = 10,28 \text{ кНм}$ – условие не выполняется, следовательно трещины в растянутой зоне образуются.

Ширина раскрытия нормальных трещин продольных ребер

Значение $a_{\text{crc,uit}}$ – предельно допустимой ширины раскрытия трещин принимается из условия сохранности арматуры:

- 0,3 мм при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,4 мм при непродолжительном раскрытии трещин.

Так как конструктивная ненапрягаемая арматура 2 \varnothing 6 A240, $A_s = 282 \text{ мм}^2$ и ненапрягаемая арматура подобранная по расчету 2 \varnothing 14 A400, $A_s = 308 \text{ мм}^2$.

Изгибаемые моменты от нормативных нагрузок:

- от полной нормативной нагрузки: $M_n = 10,28 \text{ кНм}$, от постоянной и длительной $M_{n, \text{дл}} = 5,61 \text{ кНм}$.

Расчет по раскрытию трещин производится из условия:

$$a_{\text{crc}} \leq a_{\text{crc,uit}}$$

a_{crc} – ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки

$$a_{\text{crc}} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \sigma_s l_s / E_s$$

φ_1 – коэффициент учитывающий продолжительность действия нагрузки:

$\varphi_1 = 1$ – при непродолжительном действии нагрузки;

$\varphi_1 = 1,4$ – при продолжительном действии нагрузки.

φ_2 – коэффициент учитывающий профиль арматуры:

$\varphi_2 = 0,5$ – для арматуры периодического профиля (A400).

φ_3 – коэффициент учитывающий характер нагружения:

$\varphi_3 = 1$ – для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов;

$\varphi_3 = 1,2$ – для растянутых элементов.

Для изгибаемых элементов:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot M_{cr} / M \geq 0,2$$

Напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M(k_0 - y_s) \alpha_{sl}}{I_{red}}$$

Для изгибаемых элементов $y_s = x_s$ (x – высота сжатой зоны, определяется с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона).

$$\alpha_{sl} = 300 / R_{bt,ser}$$

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений напряжения σ_s находят:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_s}$$

$$\sigma_s \leq R_{s,ser}$$

z_s – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

Для прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне), двутаврового поперечных сечений:

$$z_s = 0,8h_0$$

Расстояние между трещинами:

$$l_s = 0,5 A_{bt} d_s / A_s$$

$$10d_s \leq l_s \leq 40d_s \text{ и } 100\text{мм} \leq l_s \leq 400\text{мм}$$

$$A_{bt} = by,$$

y – высота растянутой зоны бетона;

A_{bt} – площадь сечения растянутой зоны бетона.

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки $M_n = 10,28$ кН·м

$$\text{Напряжение для таврового сечения: } \sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_s} = \frac{10,28}{3,08 \cdot 0,12} = 27,8 \text{ МПа}$$

$$z_s = 0,8h_0 = 0,8 \cdot 14,5 = 11,6 \text{ см} = 0,12 \text{ м}$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot M_{cr} / M \geq 0,2$$

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot 2,32 / 10,28 = 0,8 > 0,2$$

Расстояние между трещинами: $l_s = 0,5 A_{bt} d_s / A_s$

$$A_{bt} = by = by_k = 0,16 \cdot 0,097 \cdot 0,9 = 0,014 \text{ м}^3$$

$$y_t = S_{red} / A_{red} = 0,003996 / 0,041 = 0,097 \text{ м}$$

k – коэффициент формы сечения (для таврового: $k = 0,9$)

$d_s = 14 \text{ мм}$

$$l_s = 0,5 \cdot 0,014 \cdot 0,014 / 3,08 \cdot 10^{-4} = 0,32 \text{ м} = 320 \text{ мм}$$

Базовая ширина раскрытия трещин должна удовлетворять $10d_s=10\cdot 14=140\text{мм}\leq 320\text{мм}\leq 40d_s=40\cdot 14=560\text{мм}$ и $100\text{мм}\leq 320\text{мм}\leq 400\text{мм}$

Окончательно принимаем: $l_s=320\text{мм}$.

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нормативной нагрузки:

$$a_{\text{cr}2} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \sigma_s l_s / E_s = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 24,1 \cdot 10^3 \cdot 0,32 / (20 \cdot 10^7) = 0,00002\text{мм}$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия длительной нагрузки
 $M_{\text{п,дл}}= 5,61 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Исходные данные: $z_s=0,12\text{м}$; $A_{\text{bt}}=0,014\text{м}^3$; $d_s=14\text{мм}$; $l_s=320\text{мм}$.

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_s} = \frac{5,61}{3,08 \cdot 0,12} = 15,18\text{МПа}; \psi_s = 1 - 0,8 \cdot 2,32 / 5,61 = 0,77 > 0,2.$$

$$a_{\text{cr}3} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 15,18 \cdot 10^3 \cdot 0,32 / (20 \cdot 10^7) = 0,000009\text{мм}$$

Ширина раскрытия трещин при продолжительном действии нагрузки $M_{\text{п,дл}}= 5,61 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Исходные данные: $z_s=0,12\text{м}$; $A_{\text{bt}}=0,014\text{м}^3$; $d_s=14\text{мм}$; $l_s=320\text{мм}$.

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z_s} = \frac{5,61}{3,08 \cdot 0,12} = 15,18\text{МПа}; \psi_s = 1 - 0,8 \cdot 2,32 / 5,61 = 0,77 > 0,2$$

$$a_{\text{cr}1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 15,18 \cdot 10^3 \cdot 0,32 / (20 \cdot 10^7) = 0,000013\text{мм}$$

Итоговая ширина раскрытия трещин:

- при непродолжительном действии нагрузки:

$$a_{\text{cr}c} = a_{\text{cr}1} + a_{\text{cr}2} - a_{\text{cr}3} = 0,000013 + 0,00002 - 0,000009 = 0,000024\text{мм} < a_{\text{cr}c,\text{ult}} = 0,4\text{мм}$$

- при продолжительном действии нагрузки:

$$a_{\text{cr}c} = a_{\text{cr}1} = 0,000013\text{мм} < a_{\text{cr}c,\text{ult}} = 0,3\text{мм}.$$

Условия выполняются.

Расчет прогибов

Расчет по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{\text{ult}},$$

где f -прогиб от внешней нагрузки, f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $\left(\frac{l}{\rho}\right)_1$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{\text{tot}}=10,28 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $h_0=14,5\text{см}$; $h_f'=3\text{см}$; $b=16 \text{ см}$; $h=17\text{см}$; $\varphi_1=1$; $\varphi_2=0,5$.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h_f' = 3 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 0,3 \cdot 14,5 = 4,35 \text{ см} - \text{условие выполняется};$$

$$a_s' = 0 \leq 0,2 \cdot 14,5 = 2,9 \text{ см} - \text{условие выполняется}.$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_1 = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{\text{bt,ser}}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{10,28 - 0,5 \cdot 0,16 \cdot 0,17^2 \cdot 1,55}{1 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 308 \cdot 10^{-6} \cdot 0,145^2} = 0,0079 \cdot \text{м}^{-1}$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{н,дл}=5,61$ кНм; $h_0=14,5$ см; $h_f'=3$ см; $b=16$ см; $h=17$ см; $\varphi_1=1$; $\varphi_2=0,5$.

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2 = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,сер}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{5,61 - 0,5 \cdot 0,16 \cdot 0,17^2 \cdot 1,55}{1 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 308 \cdot 10^{-6} \cdot 0,145^2} = 0,0043 \text{ м}^{-1}$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $\left(\frac{l}{\rho}\right)_3$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{tot}=10,28$ кНм; $h_0=14,5$ см; $h_f'=3$ см; $b=16$ см; $h=17$ см; $\varphi_1=1,4$; $\varphi_2=0,5$.

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,сер}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{5,61 - 0,5 \cdot 0,16 \cdot 0,17^2 \cdot 1,55}{1,4 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 308 \cdot 10^{-6} \cdot 0,145^2} = 0,0031 \text{ м}^{-1}$$

Полная кривизна:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right) = \left(\frac{l}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{l}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = 0,0079 - 0,0043 + 0,0031 = 0,0067 \text{ м}^{-1}$$

Прогиб плиты:

$$f = 5 l_0^2 \left(\frac{l}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 0,0067 \cdot 3^2 = 0,63 \text{ см}$$

Придельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6м:

$$f_{ult} = 1/200 = 3/200 = 0,015 \text{ м} = 1,5 \text{ см}$$

$f=0,63 < f_{ult}=1,5$ см – условие выполняется, пересчет по уточненной формуле не производим.

2.2. Расчет сборной железобетонной площадочной плиты

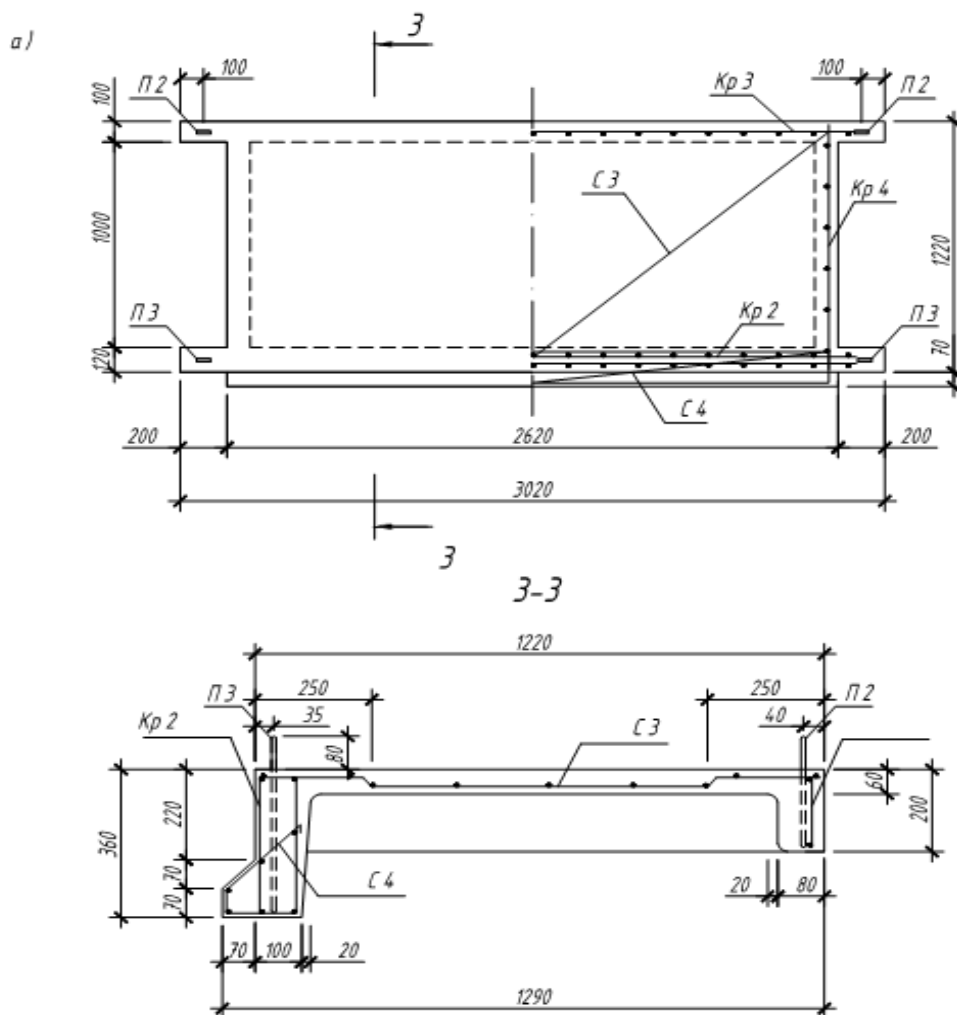
Рассчитать и сконструировать ребристую плиту лестничной площадки двухмаршевой лестницы (рис.2.1.1,а). Ширина плиты 1220мм, толщина 60мм, ширина лестничной клетки в свету 2,62м. Временная нормативная нагрузка 3 кН/м^2 , коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,2$. Марки материалов принять аналогично приведенным в расчете лестничного марша: бетон класса В25, арматура каркасов из стали класса А400, сетки из стали класса Вр-500.

Решение:

Собственный нормативный вес плиты при $h_f'=6$ см, составляет $g^n=0,06 \cdot 25000=1500 \text{ Н/м}^2$;

расчетный вес плиты $g=1500 \cdot 1,1=1650 \text{ Н/м}^2$; расчетный вес лобового ребра (за вычетом веса плиты) $q=(0,29 \cdot 0,11+0,07 \cdot 0,07) \cdot 25000 \cdot 1,1=1000 \text{ Н/м}$; расчетный вес крайнего пристенного ребра $q=0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,1=350 \text{ Н/м}$. Временная нормативная нагрузка $p=3 \cdot 1,2=3,6 \text{ кН/м}^2$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f=1,2$.

При расчете площадочной плиты рассматривают отдельно полку, упруго заделанную в ребрах, лобовое ребро, на которое опирается марш, и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты (рис. 2.2.1)



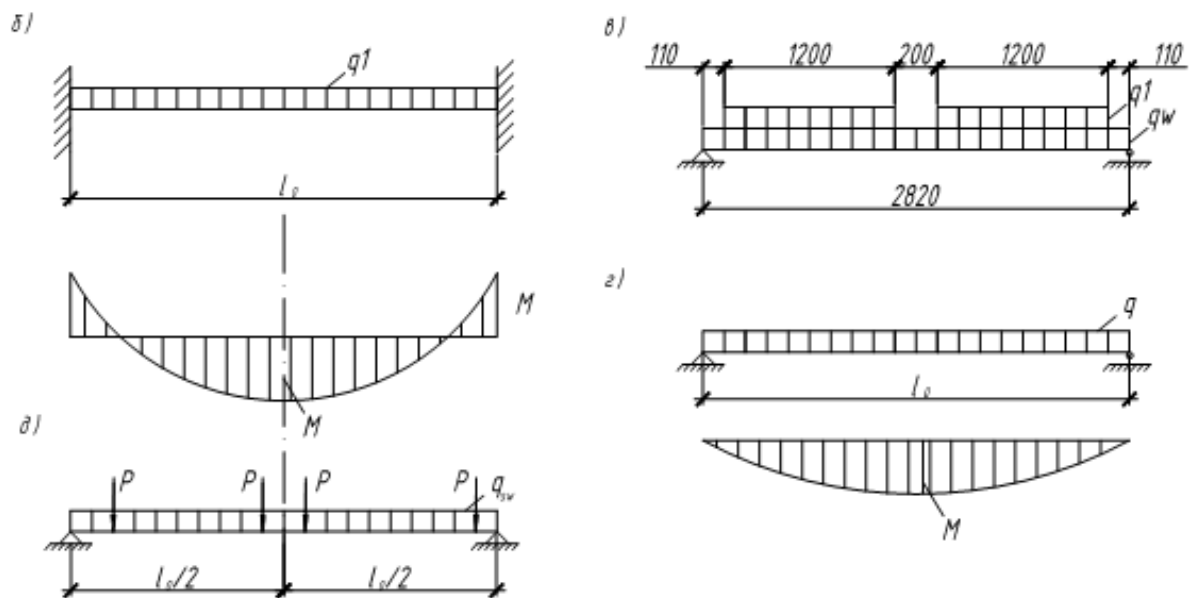


Рис. 2.2.1 К расчету плиты лестничной площадки. а-общий вид и детали армирования плиты; б- расчетная схема плиты; в- то же лобового ребра; г- то же, продольного пристенного ребра; д- то же, лобовой балки при опирании косоуров.

Расчет полки плиты

Полку плиты при отсутствии поперечных ребер рассчитывают как балочный элемент с частичным защемлением на опорах (рис.2.2.1,б). Расчетный пролет равен расстоянию между ребрами 1,0м.

При учете образования пластического шарнира изгибающий момент в пролете и на опоре определяют по формуле, учитывающей выравнивание моментов:

$$M = M_s = ql^2 / 16 = 5250 \cdot 1,0^2 / 16 = 328 \text{ Н} \cdot \text{м} = 0,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{Где } q = (g+p)b = (1650 + 3600)1 = 5250 \text{ Н/м}; b = 1,0 \text{ м.}$$

$$\text{При } b = 100 \text{ см и } h_0 = h - a = 6 - 2 = 4 \text{ см.}$$

Вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,3 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1000 \cdot 40^2} = 0,0129 < \alpha_R = 0,391.$$

Тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна:

$$A_{sp} = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 1000 \cdot 40 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0129})}{350} = 21,5 \text{ мм}^2$$

Принимаем сетку С3 из арматуры \varnothing 3мм Вр-500 с шагом $s=200$ мм на 1м длины с отгибом на опорах (сечение 3-3, рис. 2.2.1,а) ($A_s=0,353 \text{ см}^2$).

Расчет лобового ребра

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

Постоянная и временная, равномерно распределенная от половины пролета полки и от

собственного веса:

$$q=(1,65+3,6)1,22/2+1,0=(1650+3600)1=4,21 \text{ Н/м.}$$

Равномерно распределенная нагрузка от опорной реакции маршей, приложенная на выступ лобового ребра и вызывая его изгиб,

$$q_1=Q/a=15,7/1,2=13,1 \text{ Н/м.}$$

Расчетная схема лобового ребра показана на (рис. 2.2.1, в). Изгибающий момент на выступе от нагрузки q на 1м:

$$M_1=q_1 \cdot (100+70)/2=13,1 \cdot 8,5=111,4 \text{ кНм}$$

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра (считая условно ввиду малых размеров, что q_1 действует по всему пролету):

$$M=(q+q_1)l_0^2/8=(4,21+13,1)2,82^2/8=17,2 \text{ кНм.}$$

Расчетное значение поперечной силы с учетом $\gamma_n=1$:

$$Q=(q+q_1)l \gamma_n /2=(4,21+13,1)2,82/2=24,4 \text{ кН.}$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой в сжатой зоне шириной:
 $b_f'=6h_f'+b_r=6 \cdot 60+120=480\text{мм.}$

Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнять на действие только изгибающего момента: $M=17,2\text{кНм.}$

В соответствии с расчетом изгибающих элементов определяем (с учетом коэффициента надежности $\gamma_n=1$):

Расположение нейтральной оси при $x=h_f'$:

$$M \gamma_n=M=17,2\text{кНм} < R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0-0,5h_f')=14,5 \cdot 480 \cdot 60(315-0,5 \cdot 60)=119 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{мм}=119 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Вычисляем:

$$\alpha_m=\frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}=\frac{17,2 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 480 \cdot 315^2}=0,024 < \alpha_R=0,391.$$

Тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна:

$$A_{sp}=\frac{R_b \cdot b \cdot h_0 (1-\sqrt{1-2\alpha_m})}{R_s}=\frac{14,5 \cdot 0,315 \cdot 0,48(1-\sqrt{1-2 \cdot 0,024})}{350}=153\text{мм}^2$$

Принимаем из конструктивных соображений 2 $\varnothing 10$ А400 ($A_s=1,57\text{см}^2$).

Процент армирования: $\mu=A_s/(bh_0) \cdot 100=157 \cdot 100/(120 \cdot 315)=0,42\%$.

Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу

$$Q=24,4\text{кН}$$

Проверяем условие:

$$R_{bt}bh_0 \geq Q \geq 0,3 R_{bt}bh_0$$

$$1,05 \cdot 120 \cdot 315=39,7 \text{ кН} > Q=24,4 > 0,3 \cdot 1,05 \cdot 120 \cdot 315=11,9\text{кН}$$

Условие удовлетворяется и по расчету арматура не требуется. Из конструктивных соображений принимаем закрытые хомуты из арматуры \varnothing 6мм класса А240 с шагом 150мм.

Расчет пристенного ребра

На пристеночное ребро действуют следующие нагрузки:

Постоянная и временная, равномерно распределенная от половины пролета полки и от собственного веса:

$$q=(1,65+3,6)1,22/2+0,35=3,55 \text{ Н/м.}$$

Расчетная схема пристеночного ребра показана на (рис. 2.2.1,г).

Расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра:

$$M=ql_0^2/8=3,55 \cdot 2,82^2/8=3,53 \text{ кНм.}$$

Расчетное значение поперечной силы с учетом $\gamma_n=1$:

$$Q=ql \gamma_n /2=3,55 \cdot 2,82/2=5,01 \text{ кН.}$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой в сжатой зоне шириной:
 $b_f'=6h_f'+b_r=6 \cdot 60+100=420\text{мм.}$

Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнять на действие только изгибающего момента: $M=3,53\text{кНм.}$

В соответствии с расчетом изгибающих элементов определяем (с учетом коэффициента надежности $\gamma_n=1$):

Расположение нейтральной оси при $x=h_f'$:

$$M \gamma_n=M=3,53\text{кНм} < R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0-0,5h_f')=14,5 \cdot 420 \cdot 60(155-0,5 \cdot 60)=45,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}=45,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вычисляем:

$$\alpha_m=\frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}=\frac{3,53 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 420 \cdot 155^2}=0,024 < \alpha_R=0,391.$$

Тогда требуемая по расчету площадь продольной рабочей арматуры будет равна:

$$A_{sp}=\frac{R_b \cdot b \cdot h_0(1-\sqrt{1-2\alpha_m})}{R_s}=\frac{14,5 \cdot 0,155 \cdot 0,42(1-\sqrt{1-2 \cdot 0,024})}{350}=80\text{мм}^2 < 153\text{мм}^2.$$

Принимаем из конструктивных соображений 2 \varnothing 10 А400 ($A_s=1,57\text{см}^2$).

Процент армирования: $\mu=A_s/(bh_0) \cdot 100=157 \cdot 100/(100 \cdot 115)=0,37\%$.

Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу

$$Q=5,01\text{кН}$$

Проверяем условие:

$$R_b \cdot b h_0 \geq Q \geq 0,3 R_b \cdot b h_0$$

$$1,05 \cdot 100 \cdot 155=16,3 \text{ кН} > Q=5,01 > 0,3 \cdot 1,05 \cdot 100 \cdot 155=4,88\text{кН}$$

Условие удовлетворяется и по расчету арматура не требуется. Из конструктивных

соображений принимаем закрытые хомуты из арматуры \varnothing 6мм класса А240 с шагом 150мм.

Консольный выступ для опирания сборного марша армируют сеткой С4 из арматуры диаметром 6мм класса А240, поперечные стержни этой сетки скрепляют с хомутами каркаса Кр2 ребра.

Расчет прогибов

Расчет по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult},$$

где f -прогиб от внешней нагрузки, f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

$$Mn, \text{дл} = q l_0^2 / 8 = 1,5 \cdot 2,82^2 / 8 = 1,49 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Mn = q l_0^2 / 8 \cos \alpha = ((1,5+3) \cdot 2,82^2) / 8 = 4,47 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $\left(\frac{l}{\rho}\right)_1$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{tot}=4,47$ кНм; $h_0=0,315$ м; $h_f'=0,06$ м; $b=0,12$ м; $h=0,36$ м; $\varphi_1=1$; $\varphi_2=0,5$.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h_f' = 6 \text{ см} \leq 0,3 h_0 = 0,3 \cdot 31,5 = 9,45 \text{ см} \text{ – условие выполняется;}$$

$$a_s' = 0 \leq 0,2 \cdot 31,5 = 6,3 \text{ см} \text{ – условие выполняется.}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_1 = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{4,47 - 0,5 \cdot 0,12 \cdot 0,36^2 \cdot 1,55}{1 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot 0,315^2} = 0,0014 \text{ м}^{-1}$$

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2:$$

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{tot}=1,49$ кНм; $h_0=0,315$ м; $h_f'=0,06$ м; $b=0,12$ м; $h=0,36$ м; $\varphi_1=1$; $\varphi_2=0,5$.

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_1 = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\varphi_1 E_s A_s h_0^2} = \frac{1,49 - 0,5 \cdot 0,12 \cdot 0,36^2 \cdot 1,55}{1 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot 0,315^2} = 0,0005 \text{ м}^{-1}$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $\left(\frac{l}{\rho}\right)_3$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{tot}=4,47$ кНм; $h_0=0,315$ м; $h_f'=0,06$ м; $b=0,12$ м; $h=0,36$ м; $\varphi_1=1,4$; $\varphi_2=0,5$.

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_1 = \frac{M - \varphi_2 b h^2 R_{bt,ser}}{\varphi_1 E_s A_s k_0^2} = \frac{1,49 - 0,5 \cdot 0,12 \cdot 0,36^2 \cdot 1,55}{1,4 \cdot 20 \cdot 10^7 \cdot 157 \cdot 10^{-6} \cdot 0,315^2} = 0,0003 \text{ м}^{-1}$$

Полная кривизна:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right) = \left(\frac{l}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{l}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = 0,0014 - 0,0005 + 0,0003 = 0,0012 \text{ м}^{-1}$$

Прогиб плиты:

$$f = 5 l_0^2 \left(\frac{l}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 0,0012 \cdot 2,82^2 = 0,1 \text{ см}$$

Придельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6м:

$$f_{ult} = 1/200 = 2,82/200 = 0,0141 \text{ м} = 1,41 \text{ см}$$

$f = 0,1 \text{ см} < f_{ult} = 1,41 \text{ см}$ – условие выполняется, пересчет по уточненной формуле не производим.

2.3. Расчет стропильной крыши

Необходимо запроектировать и рассчитать двускатные наклонные стропила под кровлю из металлочерепицы для жилого дома со стенами из кирпича.

Ширина здания : 6+6=12м.

Уклон кровли: 25°.

Материал: осиновые бревна и бруски, обработанные по всей поверхности водным раствором антисептика.

Нормативный снеговой покров: 180 кгс/м².

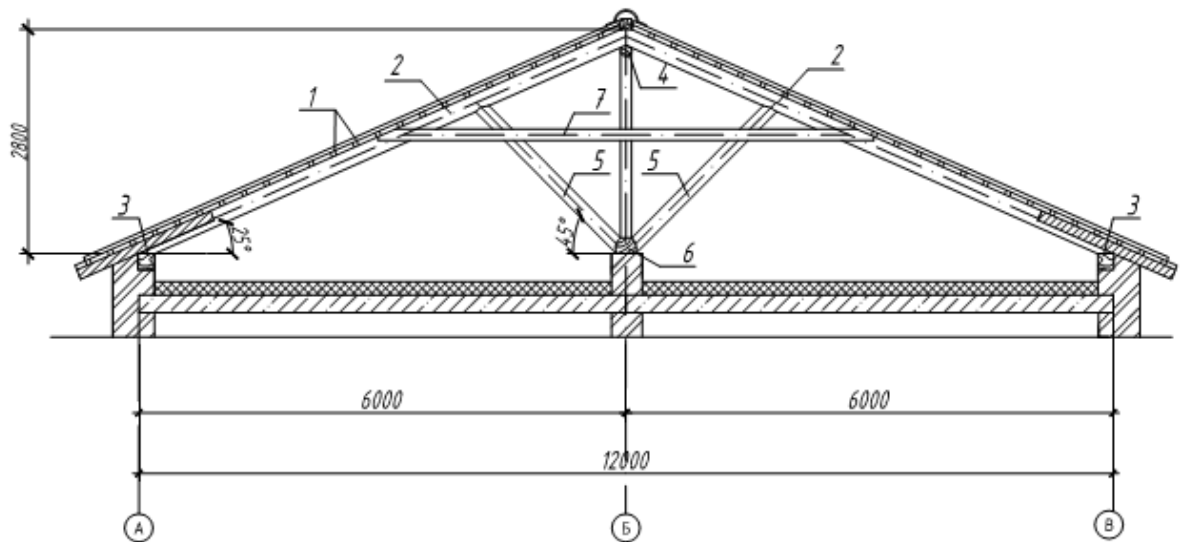


Рис. 2.3.1. Наслонные стропила с подкосами

Решение: Конструктивное решение покрытия принимаем следующее:

Обрешетка из брусков (1), которые размещены по стропилам (2), нижними концами опирающимися на мауэрлаты (3), которые уложены по внутреннему обрезу наружных стен, а верхними на прогон (4). Для уменьшения пролета стропил поставлены подкосы (5), нижние концами упирающиеся в лежень (6), который укладывается на внутреннюю стену. Для того, чтобы погасить распор стропильной системы установлены ригели (7). (рис. 2.3.1)

Геометрические размеры элементов стропил представлены на (рис.2.3.2).

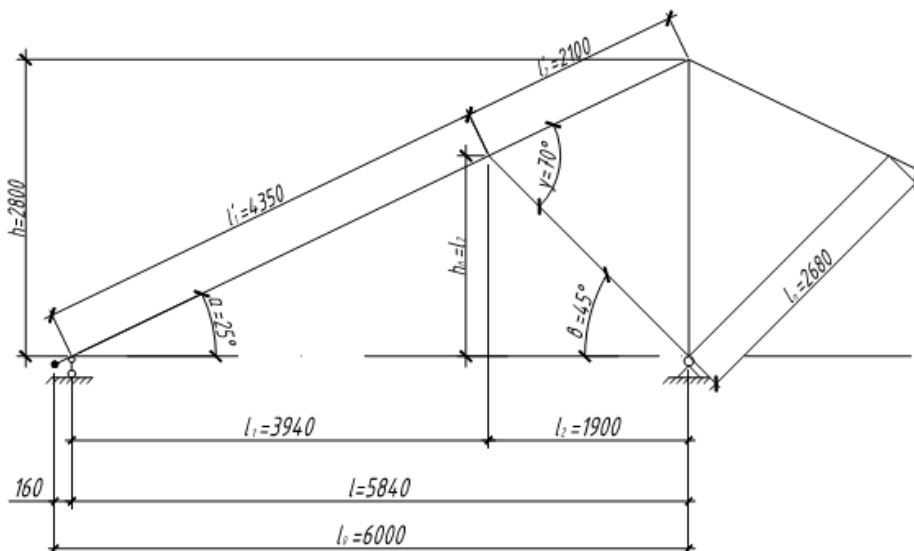


Рис. 2.3.2 Геометрические размеры элементов стропил

Лежень укладываем на том же уровне, что и мауэрлат. Ось мауэрлата смещена относительно оси стены на 160мм. Расстояние между осью мауэрлата и осью внутренней стены:

$$l = l_0 - 16 = 600 - 16 = 584 \text{ см}$$

Высоту стропил в комле находим по формуле:

$$h = l_0 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 600 \cdot 0,466 = 280 \text{ см}$$

Подкос направлен под углом $\beta = 45^\circ$ к горизонту $\sin \beta = \cos \beta = 0,707$. Точку в которой пересекаются ось подкоса и ось стропильной ноги располагаем на расстоянии l_2 от оси столба. Величину l_2 находим по формуле:

$$l_2 = h_n = (l_0 - l_2) \operatorname{tg} \alpha$$

$$l_2 = \frac{l_0}{1 + \operatorname{tg} \alpha} = \frac{600}{1 + 2,145} = 190 \text{ см}$$

Тогда

$$l_1 = l - l_2 = 584 - 190 = 394 \text{ см}$$

Длину верхнего и нижнего участков стропил находим по формуле:

$$l'_1 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{394}{0,906} = 435 \text{ см}$$

$$l'_2 = \frac{190}{0,906} = 210 \text{ см}$$

Длину подкоса:

$$l'_n = \sqrt{2}l_2 = 1,41 \cdot 190 = 268 \text{ см}$$

Угол между подкосом и стропильной ногой:

$$\gamma = \alpha + \beta = 25 + 45 = 70^\circ ; \sin \gamma = 0,94 ; \cos \gamma = 0,347$$

Нагрузки: Обрешетка под кровлю устраивается из брусков сечением 6х6см, которые располагаются по скату через 30см друг от друга. Расстояние между осями стропил примем равным 150см. Нагрузки вычисляем на 1 пог.м. горизонтальной проекции стропил. Данные сводим в таблицу 2.3.1.

Таблица 2.3.1

Нагрузки на 1пог.м. проекции стропил

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Кровля $\frac{39,25}{0,906} \cdot 1,5$	65,00	1,1	71,50
Обрешетка $\frac{0,06 \cdot 0,06 \cdot 500}{0,3 \cdot 0,906} \cdot 1,5$	9,93	1,1	10,93
Стропильная нога (ориентировочно Ø 17см) $\frac{3,14 \cdot 0,17^2 \cdot 500}{4 \cdot 0,906}$	12,50	1,1	13,75
Снеговая нагрузка 180·1,5	270	1,4	378
Итого	357	-	474

Расчет стропильной ноги:

Стропильную ногу рассмотрим как неразрезную балку на трех опорах (рис. 2.3.3).

Опасное сечение стропильной ноги – сечение, где примыкает подкос.

Изгибающий момент в этом сечении определяем по формуле:

$$M_b = \frac{474(3,94^3 + 1,9^3)}{8 \cdot 5,84} = 690 \text{ кгс} \cdot \text{м}$$

Стропильную ногу проектируем из бревна Ø18 см в тонком конце.

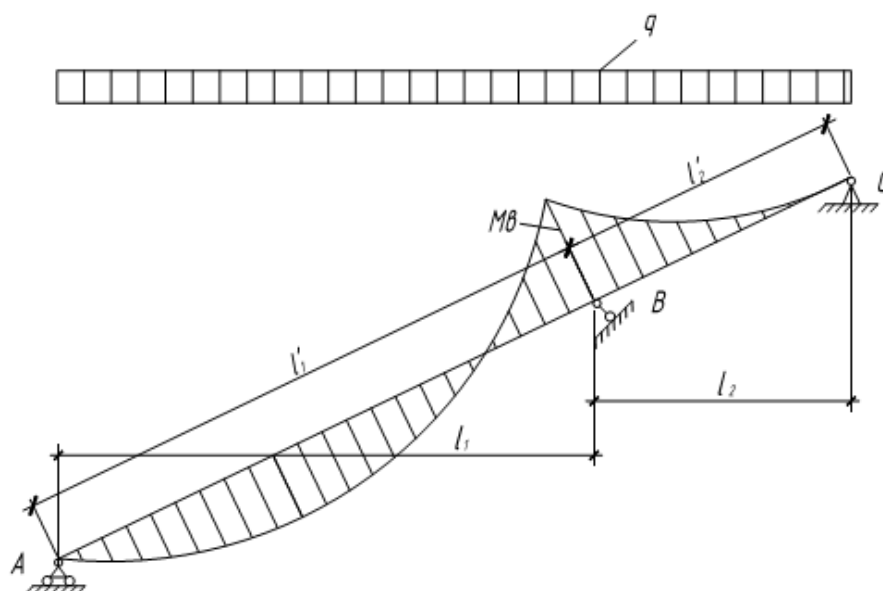


Рис. 2.3.3. К расчету стропильной ноги

Чтобы получить большой расчетный диаметр бревна в опасном сечении, располагаем бревно отрубом в сторону мауэрлата, а комлевой частью к коньку. Расчетный диаметр бревна в сечении В равен:

$$D = D_0 + 0,008l'_1 = 18 + 0,008 \cdot 435 = 21,5 \text{ см}$$

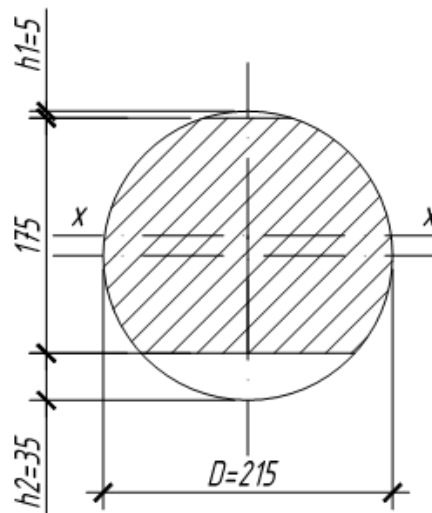


Рис. 2.3.4. Сечение стропильной ноги

Бревно (рис. 2.3.4) ослабляет стеска с веру на глубину $h_1=0,5\text{см}$, что необходимо для того, чтобы создания ровную поверхность, которая необходима для укладки обрешетки, а с нижней стороны ослаблено врубкой подкоса на глубину $h_2=3,5\text{см}$.

Отношения:

$$h_1 / D = 5 / 215 = 0,023$$

$$h_2 / D = 35 / 215 = 0,16$$

Момент сопротивления сечения:

$$W_{nn} = kW = \frac{\pi D^3}{32} = \frac{3,14 \cdot 21,5^3}{32} = 700 \text{см}^3$$

Где $k_w=0,718$ – коэффициент, вычисляемый путем двойной интерполяции по приложению.

Прочность сечения:

$$\sigma = \frac{M_v}{W_{nn}} = \frac{69000}{700} = 99 < 120 \text{кгс/см}^2 \text{ - условие выполняется}$$

Где $120 = 0,8 \cdot 150$ - расчетное сопротивление изгибу $R_{из}$ в кгс/м^2 , осиных бревен, имеющих врубки в опасном сечении, когда габаритные размеры опасного сечения $\geq 14\text{см}$.

Проверим сечение в средней части нижнего участка под действием пролетного момента M_1 . Значение M_1 определяется как для балки на двух опорах с пролетом l_1 , считая в запас прочности, что при возможной осадки среднего узла, момент в опоре будет равен нулю:

$$M_1 = \frac{ql_1^2}{8} = \frac{474 \cdot 3,94^2}{8} = 920 \text{кгс} \cdot \text{м}$$

Расчетный диаметр бревна в рассматриваемом сечении:

$$D = D_0 + 0,008 \frac{l_1}{2} = 18 + 0,008 \frac{435}{2} = 19,7 \text{ см}$$

Сечение сверху стесано на ширину $D/3$. Моменты сопротивления и инерции сечения находим по формуле:

$$W_x = 0,096D^3 = 0,096 \cdot 19,7^3 = 734 \text{ см}^3$$

$$I_x = 0,0476D^4 = 0,0476 \cdot 19,7^4 = 7169 \text{ см}^4$$

Напряжение изгиба:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{92000}{734} = 125 < 128 \text{ кгс/см}^2$$

Где $128 = 0,8 \cdot 160$ - расчетное сопротивление изгибу $R_{и}$ в кгс/м^2 , осиных бревен, не имеющих врубок в расчетном сечении.

Проверку жесткости наклонной стропильной ноги выполняем по формуле:

$$\frac{f}{l} = \frac{5 \cdot 3,57 \cdot 394^3}{384 \cdot 10^6 \cdot 7169 \cdot 0,906} = \frac{1}{2284} < \frac{1}{200}$$

Расчет подкоса и ригеля:

Вертикальная составляющая реактивного усилия на средней опоре стропильной ноги:

$$P = \frac{ql}{2} + \frac{M_B}{l_1} + \frac{M_B}{l_2} = \frac{ql}{2} + \frac{M_B l}{l_1 l_2} = \frac{474 \cdot 5,84}{2} + \frac{690 \cdot 5,84}{3,94 \cdot 1,9} = 1922 \text{ кгс}$$

Это усилие можно разложить на усилие N , которое сжимает подкос, и усилие N_B которое направлено вдоль стропильной ноги (рис. 2.3.5)

Используем уравнение синусов:

$$\frac{p}{\sin \gamma} = \frac{N}{\sin(90 - \alpha)} = \frac{N_p}{\sin(90 - \beta)}$$

Откуда

$$N = \frac{\cos \alpha}{\sin \gamma} P = \frac{0,906}{0,94} \cdot 1922 = 1852 \text{ кгс}$$

$$N_B = \frac{\cos \beta}{\sin \gamma} P = \frac{0,707}{0,94} \cdot 1922 = 1446 \text{ кгс}$$

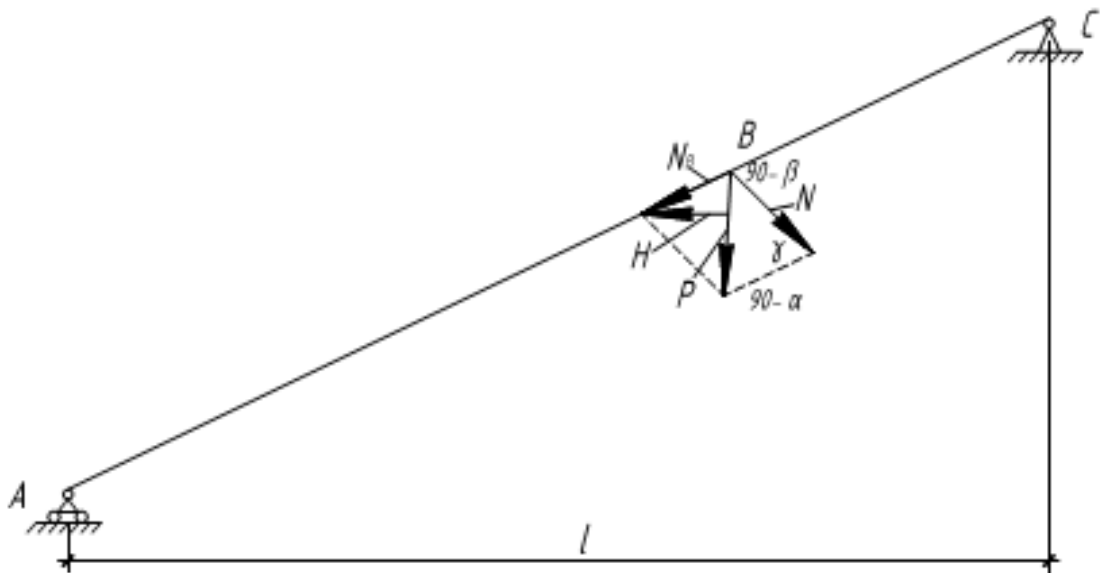


Рис. 2.3.5 К расчету подкоса

Подкос выполняем из бревна диаметром $D_0=12\text{см}$, направленного комлем к узлу В. Из-за небольшого сжимающего усилия нет необходимости рассчитывать подкос, так как он будет работать с большим запасом.

Расчетная длина подкоса $l_0=l_n=268\text{см}$. Проверим напряжение смятия во врубке:

Диаметр подкоса в комле равен:

$$D_k = 12 + 0,008 \cdot 474 = 15,8\text{см}$$

Подкос упирается в стропильную ногу ортогональной лобовой врубкой (рис. 2.3.6).

Угол смятия $\gamma=70^\circ$. Расчетное сопротивление смятию осины под этим углом:

$$R_{см,\gamma} = \frac{0,8 \cdot 130}{1 + \left(\frac{0,8 \cdot 130}{30} - 1\right) 0,94^3} = 34\text{кгс/см}^2$$

Площадь смятия:

$$F_{см} = \frac{F_{сг}}{\cos \gamma} = \frac{33,4}{0,342} = 98\text{см}^2$$

Где $F_{сг}$ – площадь сегмента $\varnothing 21,5$ со стрелой $h_n=3,5\text{см}$ (определяется по приложению).

Напряжение смятия:

$$\sigma_{см} = \frac{N}{F_{см}} = \frac{1852}{98} = 18,9 < 34\text{кгс/см}^2$$

Горизонтальная составляющая усилия N_B (рис. 5), равная

$H = N_B \cdot \cos \alpha = 1446 \cdot 0,906 = 1310$, она создает в стропильной системе распор, который

гасится ригелем. Ригель проектируем из двух пластин 14х2см, которые прикрепляются к стропильным ногам гвоздями 6х150мм (рис. 2.3.6).

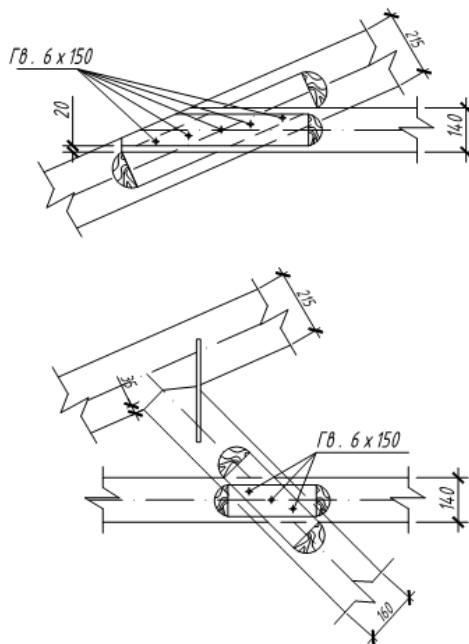


Рис. 2.3.6 Узлы соединения ригеля со стропильной ногой и подкосом

Несущая способность одного гвоздя равна:

$$T_{CB} = 400d_{ГВ}^2 = 400 \cdot 0,6^2 = 144 \text{ кгс}$$

Для восприятия усилия N ставим по 5 гвоздей с каждой стороны узла.

Полная несущая способность соединения:

$$8T_{CB} = 10 \cdot 144 = 1440 > 1310 \text{ кгс} - \text{условие выполняется.}$$

Из за незначительного значения усилия N , прочность ригеля на растяжение проверять нет необходимости.

2.4. Расчет треугольной арки с приподнятой затяжкой

Необходимо запроектировать и рассчитать несущую конструкцию покрытия жилого дома (рис. 2.4.1).

Пролет несущей конструкции $l=6\text{м}$.

Шаг расстановки $B=1,5\text{м}$.

Кровля чердачная.

Угол наклона кровли к горизонту $\alpha=40^\circ$ ($\sin\alpha=0,643$; $\cos\alpha=0,766$; $\operatorname{tg}\alpha=0,839$).

Расчетная нагрузка на 1 пог.м. проекции стропил сведена в таблицу 2.4.1.

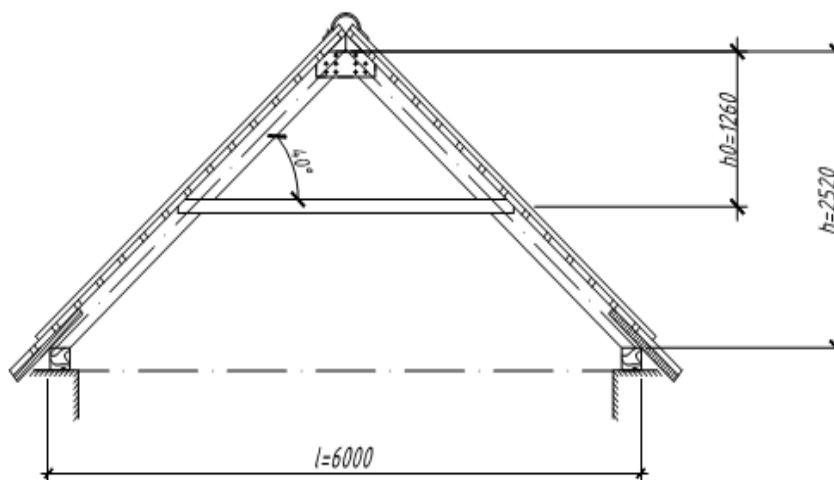


Рис. 2.4.1 Треугольная арка с приподнятой затяжкой

Таблица 2.4.1

Нагрузки на 1 пог.м. проекции стропил

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка в кгс/м	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кгс/м
Кровля $\frac{39,25}{0,766} \cdot 1,33$	68,10	1,1	75,00
Обрешетка $\frac{0,06 \cdot 0,06 \cdot 500}{0,3 \cdot 0,766} \cdot 1,33$	10,40	1,1	11,50
Стропильная нога (ориентировочно сечение 10x15см) $\frac{0,1 \cdot 0,15 \cdot 500}{0,766}$	9,80	1,1	10,80
Снеговая нагрузка $180 \cdot 1,33$	239	1,4	335,2
Итого	327	-	433

Решение:

Несущую конструкцию проектируем в виде трехшарнирной арки с приподнятой затяжкой (ригелем).

$$\text{Полная высота арки равна: } h = \frac{l}{2} \operatorname{tg} \alpha = 3 \cdot 0,839 = 2,52 \text{ м}$$

$$\text{Расстояние от оси конька до оси затяжки принимаем равное: } h_0 = \frac{h}{2} = \frac{2,52}{2} = 1,26 \text{ м}$$

Растягивающее усилие ригеля находим по формуле:

$$H = \frac{433 \cdot 6^2}{8 \cdot 1,26} = 1546 \text{ кгс}$$

Опорные реакции:

$$A = B = \frac{ql}{2} = \frac{433 \cdot 6}{2} = 1299 \text{ кгс}$$

Продольное сжимающее усилие в верхнем поясе арки, где пересекаются оси пояса и ригеля определяем по формуле:

$$N = \left(A - \frac{ql}{4} \right) \sin \alpha + H \cos \alpha = \left(1299 - \frac{433 \cdot 6}{4} \right) 0,643 + 1546 \cdot 0,766 = 1602 \text{ кгс}$$

Максимальный изгибающий момент в верхнем поясе арки:

$$M = \frac{3 \cdot 433 \cdot 6^2}{32} = 146 \text{ кгс} \cdot \text{м}$$

Верхний пояс арки примем из бруса сечением 20x20см.

Площадь и момент сопротивления сечения равны:

$$F = 20 \cdot 20 = 400 \text{ см}^2;$$

$$W = \frac{20 \cdot 20^2}{6} = 1333 \text{ см}^3.$$

Проверяем напряжение по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \cdot \frac{R_c}{R_u} = \frac{1602}{400} + \frac{146100}{1333} \cdot \frac{130}{130} = 114 < 130 \text{ кгс} / \text{см}^2$$

Из за того, что бруски обрешетки имеют частую расстановку, верхний пояс арки на устойчивость из плоскости системы можно не проверять.

Ригель примем из двух досок сечением 4x13см. Так как растягивающее усилие N небольшое, то прочность ригеля можно не проверять.

Для сопряжения верхнего пояса с ригелем применяем: болтом Ø14мм и гвоздями 6x150мм, забиваемыми по 4 штуки с каждой стороны соединения, направленные друг

навстречу другу (рис. 2.4.2).

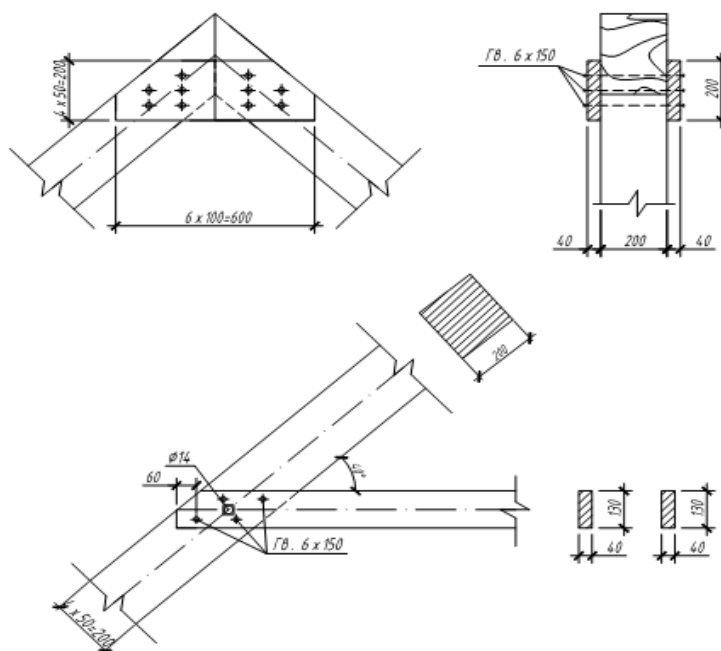


Рис. 2.4.2 Узлы соединения верхнего пояса арки и ригеля с ним

Несущая способность соединения:

$$0,9(2\sqrt{K_{Д}} T_{Н} + 2 \cdot 4T_{ГВ}) = 0,9(2\sqrt{0,88} \cdot 385 + 8 \cdot 144) = 1687 > 1507 \text{ кгс}$$

$$T_{ГВ} = 400d_{ГВ}^2 = 400 \cdot 0,6^2 = 144$$

Где 0,9 – сжимающий коэффициент, при определении несущей способности нагелей ;

k_{α} – коэффициент, учитывающий смятие древесины в нагельном гнезде под углом α ;

$T_{Н}$ – несущая способность стального нагеля диаметром 14мм на один срез (смотреть в приложении);

$T_{ГВ}$ – несущая способность гвоздя.

3. НИР

Введение: Научно-исследовательская работа на тему: « Сравнение пустотных плит с арматурами Вр-1300 и А800»

3.1. Расчет первого варианта плиты с круглыми пустотами с арматурой Вр-1300

Данные для проектирования:

Пролёт здания, м. – 6,00

Врем. нормат. нагр. на перекрытие, кН/м². - 1,5

Пост. нормат. нагр. от массы пола, кН/м². – 0,989

Класс бетона предв. напряж. конструкций. В35

Класс предв. напрягаемой арматуры. - Вр-1300

Способ натяжения арматуры на упоры . - Электротермический

Условия твердения бетона – Тепловая обработка

Тип плиты перекрытия <КРУГ.>

Влажность окружающей среды, 50 %

Уровень ответственности здания II

Решение. В зависимости от компоновки конструктивной схемы перекрытия принимаем номинальную ширину плиты 1500 мм. Расчетный пролет плиты при опирании на кирпичную стену $l_0 = l - b / 2 = 6000 - 2 \cdot 380 / 2 = 5620$ мм = 5,62 м.

Подсчет нагрузки на 1 м² перекрытия приведен в таблице 3.1.1.

Таблица 3.1.1

Нагрузки на 1 м² плиты с круглыми пустотами

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м ²
<u>Постоянная:</u> от массы плиты $\delta = 0,12$ м ($\rho = 25$ кН/м ³)	$0,12 \cdot 25 = 3,0$	1,1	3,30

от массы пола: -линолеум 5мм ($\rho = 16$ кН/м ³) - ц/п стяжка 45мм ($\rho = 18$ кН/м ³) -плита пенополистироловая 30мм ($\rho = 33$ кН/м ³)	0,989	1,2	1,1868
Итого:	3,989	-	4,4868
<u>Временная:</u>	1,5	1,2	1,8
В том числе:			
-длительная	1,0	1,2	0,6
-кратковременная	0,5	1,2	0,6
Полная нагрузка	5,489	-	6,2868
В том числе: постоянная и длительная	4,989	-	5,6868

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 1,5 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ (уровень ответственности здания II):

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = 6,2868 \cdot 1,5 \cdot 1 = 9,43 \text{ кН/м};$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$\text{полная: } q_{tot} = 5,489 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8,23 \text{ кН/м};$$

$$\text{длительная: } q_l = 4,989 \cdot 1,5 \cdot 1 = 7,48 \text{ кН/м}.$$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = ql_0^2 / 8 = 9,43 \cdot 5,62^2 / 8 = 37,23 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

$$Q = ql_0 / 2 = 9,43 \cdot 5,62 / 2 = 26,50 \text{ кН};$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M = q_{tot}^2 / 8 = 8,23 \cdot 5,62^2 / 8 = 32,49 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

$$M = q_l^2 / 8 = 7,48 \cdot 5,62^2 / 8 = 29,53 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Принимаем геометрические размеры сечения плиты (рис.3.1. 1, а).

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В35:

$$R_{b,n} = R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}; R_b = 19,5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,95 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,30 \text{ МПа}; E_b = 34500 \text{ МПа},$$

$$\varphi_{b,cr} = 2,1 \text{ (при влажности 50\%)}.$$

Нормативные и расчетные характеристики напрягаемой арматуры класса В1300:

$$R_{s,n} = R_{s,ser} = 1300 \text{ МПа}; R_s = 1130 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

Принимаем величину предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями $\sigma_{sp} = 1000 \text{ МПа} < 0,8R_{s,n} = 0,8 \cdot 1300 = 1040 \text{ МПа}$ и не менее $0,3R_{s,n} = 0,3 \cdot 1300 = 390 \text{ МПа}$.

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси:

$$M = 37,23 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Сечение тавровое (рис. 1, б) с полкой в сжатой зоне.

$$\text{при } h_f / h = 31/220 = 0,14 > 0,1$$

$$\text{расчетная ширина полки: } b_f = 1460 \text{ мм. } h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм.}$$

Проверим условие:

$$R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5h_f') = 19,5 \cdot 1460 \cdot 31 \cdot (190 - 0,5 \cdot 31) = 154,01 \cdot 106 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 154,01 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 50,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 1460 \text{ мм}$.

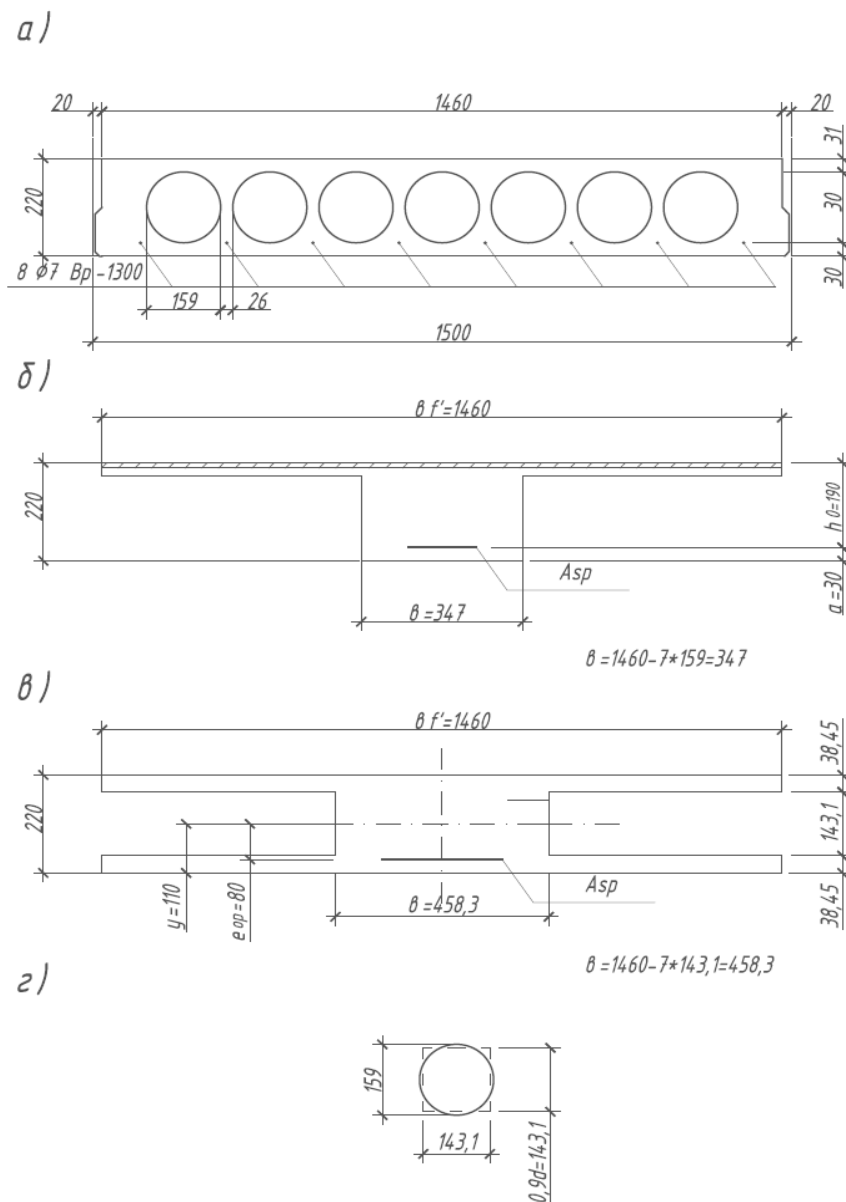


Рис. 3.1.1. Поперечные сечения плиты с круглыми пустотами: а- основные размеры; б- к расчету по прочности; в- к расчету по второй группе предельных состояний; г- к расчету эквивалентного сечения

Определяем значение α_m по формуле :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{37,23 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 1460 \cdot 190^2} = 0,03622$$

Для класса арматуры Вр1300 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,36$.

Для площади сечения арматуры вычисляем:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03622} = 0,03690 \text{ и коэффициент } \gamma_s3, \text{ учитывающий}$$

сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести.

Так как $\xi/\xi_R = 0,03690/0,36 = 0,103 < 0,6$ принимаем $\gamma_s3 = 1,1$.

Тогда получим:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{0.03690 \cdot 19.5 \cdot 1460 \cdot 190}{1.1 \cdot 1130} = 160,58 \text{ мм}^2 \approx 161 \text{ мм}^2$$

Принимаем 8 \varnothing 7 Вр-1300 ($A_{sp}=308 \text{ мм}^2$).

Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси.

Поперечная сила на опоре $Q_{\max} = 26,5$ кН, сплошная равномерно распределенная нагрузка $q_1 = q = 9,43$ кН/м, геометрические размеры расчетного сечения даны на рис.3.1.1, б,в.

Так как допускается не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполним сначала проверку прочности наклонных сечений плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры.

Проверяем условие:

Так как $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 458,3 \cdot 190 = 283 \cdot 10^3 \text{ Н} = 283 \text{ кН} > Q_{\max} = 26,5 \text{ кН}$, то условие выполняется.

Проверяя условие, принимаем приближенно значение $Q_b = Q_{b,\min}$, а величину проекции опасного наклонного сечения $c = h_0$ (минимальное значение).

Найдем усилие обжатия от растянутой арматуры $P \approx 0,7 \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \cdot 1000 \cdot 308 = 215,6 \cdot 10^3 \text{ Н} = 215,6 \text{ кН}$.

Определяем коэффициент φ_n . Вычислим площадь бетонного сечения плиты без учета свесов сжатой полки (см. рис.3.1.1, в) :

$A_1 = 458,3 \cdot 220 + 38,45(1460 - 458,3) = 139341,37 \text{ мм}^2$; соответственно получим:

$$\frac{P}{R_b \cdot A_1} = \frac{215600}{19.5 \cdot 139341.37} = 0.0793$$

Тогда:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b \cdot A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b \cdot A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,0793 - 1,16 \cdot 0,0793^2 = 1,12$$

Находим $Q_{b,\min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,12 \cdot 1,3 \cdot 458,3 \cdot 190 = 63392,1 \text{ Н} = 63,39 \text{ кН}$.

Поскольку $Q = Q_{\max} - q_1 c = 26,5 - 9,43 \cdot 0,19 = 24,71 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 63,39 \text{ кН}$, следовательно, для прочности наклонных сечений плиты не требуется поперечная арматура.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы. В плите, армированной напрягаемой арматурой класса Вр1300, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{cr,c,ult} = 0,2$ мм и непродолжительного – $a_{cr,ult} = 0,3$ мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения плиты, (рис.3.1.1, в):

Поперечное сечение:

$$A = b_f' \cdot h - n \pi d^2 / 4 = 146 \cdot 22 - 7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 3212 - 1389,2 = 1822,8 \text{ см}^2 \approx 1823 \text{ см}^2 = 0,1823 \text{ м}^2$$

n- число пустот в сечении плиты.

Коэффициент приведения:

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,45 \cdot 10^4 = 5,8$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратным с равным моментом инерции (рис.

3.1.1, г). Сторона квадрата $a \approx 0,9d$.

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31 \text{ см}$$

Толщина полок расчётного эквивалентного сечения:

$$h_f' = f_f = (22 - 14,31) / 2 = 3,845 \text{ см}$$

$$\text{Ширина ребра: } v = 146 - 7 \cdot 14,31 = 48,83 \text{ см}$$

$$\text{Ширина пустот: } 146 - 45,83 = 100,17 \text{ см}$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{\text{red}} = 146 \cdot 22 - 100,17 \cdot 14,31 = 1779 \text{ см}^2 = 0,1779 \text{ м}^2$$

(влиянием A_s пренебрегаем ввиду малости величины αA_s).

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения: $y_0 = h/2 = 11 \text{ см}$.

Момент инерции сечения (симметричного):

$$I_{\text{red}} = \frac{146 \cdot 22^3}{12} - \frac{100,17 \cdot 14,31^3}{12} = 129550,667 - 24461,063 = 105089,604 \text{ см}^4 \approx 105090 \text{ см}^4 \\ = 105090 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения по нижней грани и верхней зоне равны:

$$W_{\text{red}} = W_{\text{red}}' = I_{\text{red}} / y_0 = 105090 / 11 = 9553,6 \text{ см}^3 \approx 9554 \text{ см}^3$$

Упруго-пластичный момент по растянутой зоне для расчетов и стадии эксплуатации:

$$W_{p1} = \gamma \cdot W_{\text{red}} = 1,3 \cdot 9554 = 12420,2 \text{ см}^3 = 0,0124202 \text{ м}^3$$

Коэффициент γ определяется для двутаврового симметричного сечения при

$2 < b_f'/b = 146/45,83 = 3,19 < 6$. По таблице, $\gamma = 1,25$.

Для расчетов в стадии изготовления:

$$W_{p1}' = \gamma \cdot W_{\text{red}}' = 1,25 \cdot 9554 = 11942,5 \text{ см}^3 = 0,0119425 \text{ м}^3$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры:

Уровень преднапряжения для горячекатанной и термомеханически упрочненной арматуры напрягается так, чтобы соблюдались условия:

$$\sigma_{sp} \leq 0,9 R_{s,ser} ; \sigma_{sp} \geq 0,3 R_{s,ser}$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения принимается равным $\gamma_{sp} = 1$.

Предварительно назначаем уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры Вр-1300.

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 1300 = 1040 \text{ Мпа}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p = 1$:

Первые потери:

$\Delta\sigma_{sp1}$ -Потери от релаксации напряжений в арматуре Вр-1300 при электротермическом способе натяжения равны:

$$\Delta\sigma_{sp1}=0,05\sigma_{sp}=0,05\cdot 1000=50 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp2}$ - Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами при $\Delta t = 65^\circ$ составляют:

$$\Delta\sigma_{sp2}=1,25\Delta t=1,25\cdot 65=81,25 \text{ МПа.}$$

$\Delta\sigma_{sp3}$ - Потери от деформации формы в расчетах не учитываются, так как учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta\sigma_{sp3}=0$

$\Delta\sigma_{sp4}$ - Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и поэтому равны нулю, $\Delta\sigma_{sp4}=0$

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(1)}= \Delta\sigma_{sp1}+ \Delta\sigma_{sp2}+ \Delta\sigma_{sp3}+ \Delta\sigma_{sp4}=50+81,25+0+0=131,25 \text{ МПа}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1=A_{sp}(\sigma_{sp}+ \Delta\sigma_{sp(1)})=3,08\cdot 10^{-4}(1000-131,25)\cdot 10^3=267,6\text{кН}$$

Вторые потери:

$\Delta\sigma_{sp5}$ -потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО.

Для бетонов В 35 и ниже относительная деформация усадки бетона

$$\varepsilon_{b,sh}\cdot E_s=0,0002\cdot 200000=40 \text{ МПа}$$

Для определения потерь от ползучести бетона необходимо сначала вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой P_1 на уровне крайнего нижнего волокна, $y=0,11\text{м}$, без учета влияния собственного веса плиты:

$$\sigma_{bp}=\frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1\cdot e_{op}\cdot y_0}{I_{red}} = \frac{267,6\cdot 10^3}{1779\cdot 10^{-4}} + \frac{267,6\cdot 10^3\cdot 0,08\cdot 0,11}{105090\cdot 10^{-8}} = 1,504+2,241=3,75 \text{ МПа}$$

Передаточную прочность бетона R_{bp} принимаем не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp}=15 \text{ МПа}$. Сжимающие напряжения в бетоне от

силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от предаточной прочности R_{bp} .

$$R_{bp}=3,75 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp}=0,9 \cdot 15=13,5 \text{ МПа. Требование выполняется.}$$

Определение напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при $y_0=e_{op}=0,08\text{м}$. Из табл.3.1.1 нагрузка от веса 1м^2 плиты принята 3000Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0=5,62 \text{ м}$.

$$M_{св}=\frac{3 \cdot 1,46 \cdot 5,62^2}{8} = 17,29 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{bp}=\frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{св}) \cdot e_{op}}{I_{red}} = \frac{267,6 \cdot 10^3}{1779 \cdot 10^{-4}} + \frac{(267,6 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 17290) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} =$$

$$1,504 + 0,313 = 1,814 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ - Потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bp}}{1 + \alpha \mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1 + 0,8 \varphi_{b,cr})} =$$

$$\frac{0,8 \cdot 5,797 \cdot 2,1 \cdot 1,814}{1 + 5,797 \cdot 0,00169 \left(1 + \frac{110^2 \cdot 0,1779 \cdot 10^6}{0,105090 \cdot 10^{10}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,1)} = 16,36 \text{ МПа}$$

Где $\alpha = E_s/E_b = 200000/34500 = 5,797$ – коэффициент приведения;

$E_{sp} = y_0 - a = 11 - 3 = 8\text{см} = 0,08\text{м}$ – эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения;

$\mu_{sp} = A_{sp}/A = 3,08/1823 = 0,00169$ – коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней);

$\varphi_{b,cr} = 2,1$ – коэффициент ползучести бетона (находится по таблице, для бетона В35 и влажности 50%).

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 40 + 16,36 = 56,36 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 131,25 + 56,36 = 187,6 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = 187,6 \text{ МПа}$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\sigma_{sp2}=1000-187,6=812,4 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь :

$$P_2=3,08 \cdot 10^{-4} \cdot 812,4 \cdot 10^3=250,2 \text{ кН.}$$

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Расчёт трещиностойкости плиты

Исходные данные: Расчет по образованию трещин необходим для того, чтобы проверить элементы на раскрытие трещин так как, к плите предъявляются требования, соответствующие третьей категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_n=1$ и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_{tot}=32,49$ кНм, момент сопротивления по растянутой зоне $W_{red}=0,009554 \text{ м}^3$, $W_{pl}=0,0124202 \text{ м}^3$, усилие обжатия с учетом полных потерь $P_2=250,2$ кН, эксцентриситет силы обжатия $e_{op}=0,08$ м, расстояние от ядровой точки $r=W_{red}/A_{red}=0,009554/0,1779=0,054=5,4$ см.

Условие не образования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{crc}$$

Момент сопротивления образованию трещин M_{crc} определяем по приближенному способу ядровых моментов:

$$M_{crc}=R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp},$$

$$\text{Где } M_{rp}=P_2(e_{op}+r) = 250,2(0,08+0,054)=33,53 \text{ кНм}$$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl}=1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,0124202=24,22 \text{ кНм}$$

$$M_{crc}=24,22+33,53=57,75 \text{ кНм} > M_{tot}=32,49 \text{ кНм}$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются, следовательно расчет ширины раскрытия трещин не требуется.

Проверяем образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp}=1,1$ (момент от веса плиты не учитывается). Расчетное условие:

$$\gamma_{sp} \cdot P_1(e_{op}-r) \leq R_{btp} \cdot W_{pl}$$

$$1,1 \cdot 267,6(0,08-0,054)=7,65 < 1,1 \cdot 10^3 \cdot 11942,5 \cdot 10^{-6}=13,14$$

Условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются;

$R_{btp}=1,1$ МПа – нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее $B=R_{btp}$ - принятой придаточной прочности бетона, 15 МПа.

Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производим из условия:

$$f \leq f_{ult},$$

где f -прогиб от внешней нагрузки, f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, которые работают как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле:

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{l}{\rho} \right),$$

где $\left(\frac{l}{\rho} \right)$ – полная кривизна в сечении с небольшим моментом.

Для участка с трещинами в растянутой зоне полная кривизна определяется:

$$\left(\frac{l}{\rho} \right) = \left(\frac{l}{\rho} \right)_1 - \left(\frac{l}{\rho} \right)_2 + \left(\frac{l}{\rho} \right)_3,$$

Где $\left(\frac{l}{\rho} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

$\left(\frac{l}{\rho} \right)_2$ - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

$\left(\frac{l}{\rho} \right)_3$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

S – табличный коэффициент.

Для участков без трещин в растянутой зоне:

$$\frac{l}{\rho} = \left(\frac{l}{\rho} \right)_1 + \left(\frac{l}{\rho} \right)_2,$$

Где $\left(\frac{l}{\rho} \right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок;

$\left(\frac{l}{\rho} \right)_2$ - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $\left(\frac{l}{\rho} \right)_1$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{tot}=32,49$ кНм; $h_0=19$ см; $h_f'=3,845$ см; $b=45,83$ см; $A_{sp}=3,08$ см²; $R_{b,ser}=25,5$ МПа; $R_{bt,ser}=1,95$ МПа; $P_2=250,2$ кН.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$h_f'=3,845$ см $\leq 0,3h_0=0,3 \cdot 19=5,7$ см – условие выполняется;

$a_s'=0 \leq 0,2 \cdot 19=3,8$ см – условие выполняется.

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что $f \leq f_{ult}$ принимая $\psi_s=1$:

$$\left(\frac{l}{\rho} \right)_1 = \frac{M_{tot}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,rsd}} = \frac{32,49}{0,465 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0013 \text{ м}^{-1}$$

φ_c - определяем по таблице:

$$e_s=32,49/250,2=0,130 ; e_s/h_0=0,130/0,19=0,68$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = \frac{(146,0 - 45,83) 3,845}{45,83 \cdot 19} = 0,442 \approx 0,4$$

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 11,8$$

$$\mu = A_{sp} / b h_0 = 3,08 \cdot 10^{-4} / (458,3 \cdot 19) = 0,0035$$

$$\mu \cdot \alpha_{s2} = 11,8 \cdot 0,0035 = 0,04$$

Находим $\varphi_c = 0,465$ и вычисляем кривизну.

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2 :$$

Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки: $M_{n,дл} = 29,53$ кНм; $h_0 = 19$ см; $h_f' = 3,845$ см; $b = 45,83$ см; $A_{sp} = 3,08$ см²; $R_{b,ser} = 25,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа; $P_2 = 250,2$ кН; $E_s = 20 \cdot 10^7$ кН/м²; $E_b = 34,5 \cdot 10^7$ кН/м²; $M_{гр} = 33,53$ кНм; $\varphi_f = 0,4$; $E_{b,red} = 1,7 \cdot 10^7$ кН/м²; $\mu \cdot \alpha_{s2} = 0,04$; $e_s = 29,53 / 250,2 = 0,118$; $e_s / h_0 = 0,118 / 0,19 = 0,62$; $\varphi_c = 0,465$.

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{n,дл}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{29,53}{0,465 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0012 \text{ м}^{-1}$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_3 :$$

Исходные данные: $M_{n,дл} = 29,53$ кНм; $h_0 = 19$ см; $h_f' = 3,845$ см; $b = 45,83$ см; $R_{b,ser} = 25,5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа; $P_2 = 250,2$ кН; $\varphi_f = 0,4$; $\varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}$; $E_{b,red} = R_{b,ser} / \varepsilon_{b,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 28 \cdot 10^{-4} = 0,91 \cdot 10^7$ кН/м²; $\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 0,91 \cdot 10^7 = 22$; $\mu \cdot \alpha_{s2} = 0,0038 \cdot 22 = 0,08$; $e_s = 29,53 / 250,2 = 0,118$; $e_s / h_0 = 0,118 / 0,19 = 0,62$; $\varphi_c = 0,465$.

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = \frac{M_{n,дл}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{29,53}{0,484 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 0,91 \cdot 10^7} = 0,0021 \text{ м}^{-1}$$

Полная кривизна:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right) = \left(\frac{l}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{l}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = 0,0013 - 0,0012 + 0,0021 = 0,0022 \text{ м}^{-1}$$

Прогиб плиты:

$$f = S l_0^2 \left(\frac{l}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 0,0022 \cdot 5,62^2 = 0,72 \text{ см}$$

Придельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6м:

$$f_{ult} = 1/200 = 5,62/200 = 0,0281 \text{ м} = 2,8 \text{ см}$$

$$f=0,72 < f_{ult}=2,8\text{см}$$

Проверка прочности плиты в стадии изготовления:

Исходные данные: Усилия преднапряжения с учетом первых потерь $P_1=267,6$ кН. Коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp}=1,1$ расчетная призматическая прочность бетона, соответствующая классу бетона В35 (придаточная прочность) $R_b=19,5$ МПа. Расстояние от торца до монтажной петли 0,6м.

Момент от собственного веса под опорой (петлей, которая находится на расстоянии 0,6м от торцов плиты, при ширине плиты 1,5м и расчетном весе $1\text{м}^2 3,3$ кН/м² (см. табл. 3.1.1).

$$M_2 = \frac{3,3 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1,5}{2} = 1,49 \text{ кНм}$$

Момент от собственного веса плиты при ее извлечении из формы:

$$M_{св} = \frac{3,3 \cdot 1 \cdot 1,5 (5,62 - 1,2)^2}{8} = 12,09 \text{ кНм}$$

Условие прочности плиты в стадии изготовления:

$$\sigma_{sp} \leq R_b = 19,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{вп} = \frac{\gamma_{sp} P_1}{A_{red}} + \frac{(\gamma_{sp} P_1 \cdot e_{оп} - M_{св}) \cdot e_{оп}}{I_{red}} = \frac{1,1 \cdot 267,6}{1779 \cdot 10^{-4}} + \frac{(1,1 \cdot 267,6 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 12,09) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} =$$

$1,654 + 0,872 = 2,52$ МПа $< 19,5$ МПа – условие выполняется.

Прочность в стадии изготовления обеспечена.

Расчет монтажной петли:

Вес плиты при ее подъеме передается на три петли.

Нагрузка на одну петлю с учетом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90° ($1/\sin 45^\circ = 1/0,707 \approx 1,4$) равна:

$$N = G \cdot 1,4/3 = 3,0 \cdot 5,62 \cdot 1,4/3 = 7,87 \text{ кН}$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъеме равный 1,4; и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим ее сечение:

$$A_s = 1,4 \cdot 7,87 / 215 \cdot 10^3 = 0,51 \cdot 10^4 \text{ м}^2 \approx 0,51 \text{ см}^2$$

Принимаем монтажные петли из арматуры $\varnothing 10$ А240 ($A_{sf} = 0,785 \text{ см}^2$, сталь марки ВСт 3 сп. 6).

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкеривания при прочности бетона в момент первого подъема. ($R_b = 19,5$ МПа).

$$l_{ан} = R_s \cdot A_s / R_{bond} \cdot U_s = 215 \cdot 10^3 \cdot 0,785 \cdot 10^4 / 3250 \cdot 3,14 \cdot 0,012 = 0,138 \text{ м}$$

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,3 \cdot 10^3 = 3250 \text{ кН/м}^2$$

Фактическая длина заделки:

$$l_{анф} \cdot A_s / A_{\phi} = 0,138 \cdot 0,51 / 0,785 = 0,0897 \text{ м}$$

В любом случае фактическую длину анкеровки принимаем не менее $15d = 15 \cdot 1,0 = 150 \text{ мм}$ и не менее 200 мм.

Окончательную длину анкеровки примем 200 мм с глубиной заделки $h_b = 130 \text{ мм}$.

3.2 Расчет второго варианта плиты с круглыми пустотами с арматурой А800

Данные для проектирования:

Пролёт здания, м. – 6,00

Врем. нормат. нагр. на перекрытие, кН/м². - 1,5

Пост. нормат. нагр. от массы пола, кН/м². – 0,989

Класс бетона предв. напряж. конструкций. В35

Класс предв. напрягаемой арматуры. – А800

Способ натяжения арматуры на упоры . - Электротермический

Условия твердения бетона – Тепловая обработка

Тип плиты перекрытия <КРУГ.>

Влажность окружающей среды, 50 %

Уровень ответственности здания II

Решение. Номинальная ширина плиты 1500 мм. Расчетный пролет плиты

$$l_0 = l - b / 2 = 6000 - 2 \cdot 380 / 2 = 5620 \text{ мм} = 5,62 \text{ м.}$$

Подсчет нагрузки на 1 м² перекрытия такой же как и в первом варианте и приведен в таблице 3.2.1.

Расчетные нагрузки на 1 м длины при ширине плиты 1,5 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 1$ (уровень ответственности здания II):

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$q = 6,2868 \cdot 1,5 \cdot 1 = 9,43 \text{ кН/м;}$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$\text{полная: } q_{tot} = 5,489 \cdot 1,5 \cdot 1 = 8,23 \text{ кН/м;}$$

$$\text{длительная: } q_l = 4,989 \cdot 1,5 \cdot 1 = 7,48 \text{ кН/м.}$$

Расчетные усилия:

- для расчетов по первой группе предельных состояний:

$$M = ql_0^2/8 = 9,43 \cdot 5,62^2/8 = 37,23 \text{ кН}\cdot\text{м} ,$$

$$Q = ql_0/2 = 9,43 \cdot 5,62 / 2 = 26,50 \text{ кН};$$

- для расчетов по второй группе предельных состояний:

$$M = q_{tot}^2/8 = 8,23 \cdot 5,62^2/8 = 32,49 \text{ кН}\cdot\text{м} ,$$

$$M = q_i^2/8 = 7,48 \cdot 5,62^2/8 = 29,53 \text{ кН}\cdot\text{м} .$$

Принимаем геометрические размеры сечения плиты (рис. 3.1.1, а).

Нормативные и расчетные характеристики бетона класса В35 принимаем как в первом варианте.

Нормативные и расчетные характеристики арматуры класса А800: $R_{s,n} = R_{s,ser} = 800 \text{ МПа}$; $R_s = 695 \text{ МПа}$; $E_s = 200000 \text{ МПа}$.

Величина предварительного напряжения арматуры в соответствии с требованиями : $\sigma_{sp} = 640 \text{ МПа} \leq 0,8R_{s,n} = 0,8 \cdot 800 = 640 \text{ МПа}$ и не менее $0,3R_{s,n} = 0,3 \cdot 800 = 240 \text{ МПа}$.

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы.

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси:

$$M = 37,23 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Сечение тавровое (рис. 1, б) с полкой в сжатой зоне.

при $h_f'/h = 31/220 = 0,14 > 0,1$ расчетная ширина полки: $b_f = 1460 \text{ мм}$. $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$.

Проверим условие:

$$R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5h_f') = 19,5 \cdot 1460 \cdot 31(190 - 0,5 \cdot 31) = 154,01 \cdot 106 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 154,01 \text{ кН}\cdot\text{м} > M = 50,85$$

кН·мт. е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 1460 \text{ мм}$ согласно.

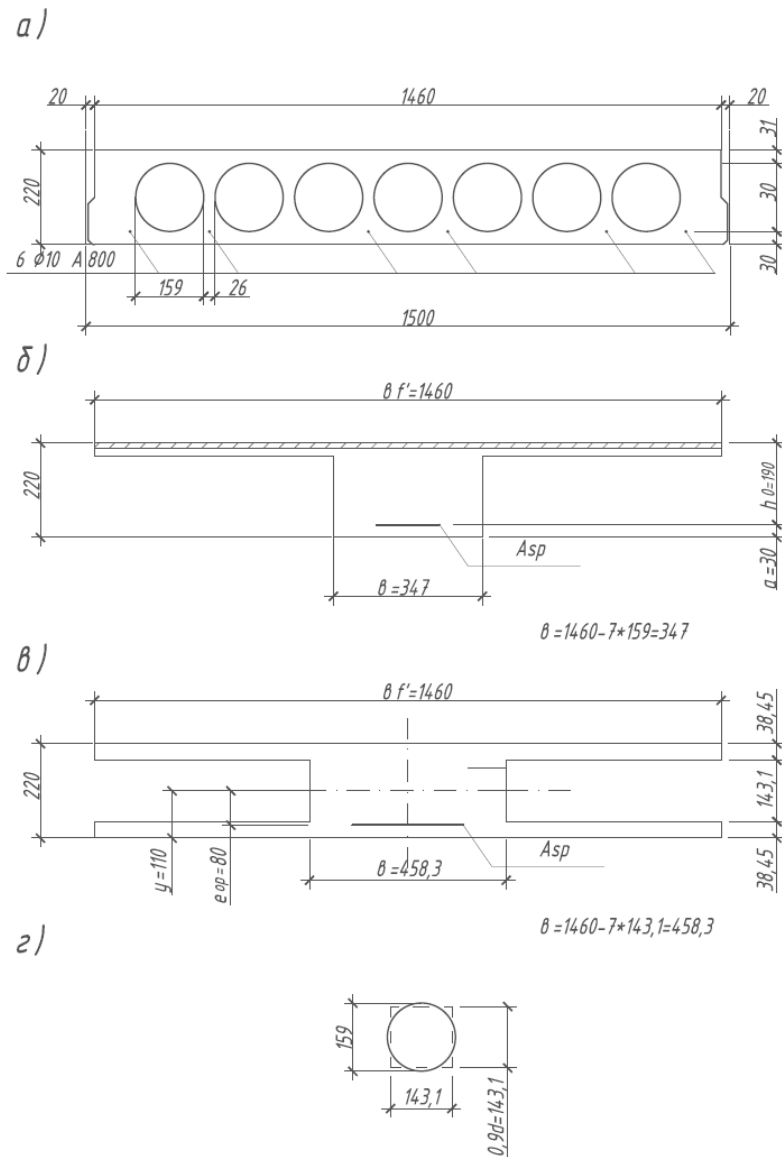


Рис. 3.2.1. Поперечные сечения плиты с круглыми пустотами: а- основные размеры; б- к расчету по прочности; в- к расчету по второй группе предельных состояний; г- к расчету эквивалентного сечения.

Определяем значение α_m по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{37,23 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 1460 \cdot 190^2} = 0,03622$$

Для класса арматуры А800 и $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$ находим $\xi_R = 0,44$.

Для площади сечения арматуры вычисляем

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03622} = 0,03690 \text{ и коэффициент } \gamma_s, \text{ учитывающий}$$

сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести.

Так как $\xi/\xi_R = 0,03690/0,44=0,084 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3}=1,1$.

Тогда получим:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_0}{\gamma_{s3} \cdot R_s} = \frac{0,03690 \cdot 19,5 \cdot 1460 \cdot 190}{1,1 \cdot 695} = 261,1 \text{ мм}^2 \approx 261 \text{ мм}^2$$

Принимаем 6 \varnothing 10 A800 ($A_{sp}=471 \text{ мм}^2$).

Проверка прочности плиты по сечениям, наклонным к продольной оси.

Поперечная сила на опоре $Q_{\max} = 26,5$ кН, сплошная равномерно распределенная нагрузка $q_1 = q = 9,43$ кН/м, геометрические размеры расчетного сечения даны на рис.3.2.1, б,в.

Так как разрешается не устанавливать поперечную арматуру в многопустотных плитах, то выполняем сначала проверку прочности наклонных сечений плиты на действие поперечной силы при отсутствии поперечной арматуры.

Проверяем условие :

Так как $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,3 \cdot 458,3 \cdot 190 = 283 \cdot 10^3 \text{ Н} = 283 \text{ кН} > Q_{\max} = 26,5 \text{ кН}$, то условие выполняется.

Проверим условие, принимая приближенно значение $Q_b = Q_{b,\min}$, а величину проекции опасного наклонного сечения $c = h_0$ (минимальное значение).

Находим усилие обжатия от растянутой арматуры $P \approx 0,7 \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \cdot 640 \cdot 471 = 211,0 \cdot 10^3 \text{ Н} = 211,0 \text{ кН}$.

По формуле определяем коэффициент φ_n . Вычислим площадь бетонного сечения плиты, не учитывая свесы сжатой полки (см. рис.1, в)

$A_1 = 458,3 \cdot 220 + 38,45(1460 - 458,3) = 139341,37 \text{ мм}^2$; соответственно получим:

$$\frac{P}{R_b \cdot A_1} = \frac{211000}{19,5 \cdot 139341,37} = 0,0777$$

Тогда:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \frac{P}{R_b \cdot A_1} - 1,16 \left(\frac{P}{R_b \cdot A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,0777 - 1,16 \cdot 0,0777^2 = 1,12$$

Находим $Q_{b,\min} = 0,5 \varphi_n R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,12 \cdot 1,3 \cdot 458,3 \cdot 190 = 63392,1 \text{ Н} = 63,39 \text{ кН}$.

Поскольку $Q = Q_{\max} - q_1 c = 26,5 - 9,43 \cdot 0,19 = 24,71 \text{ кН} < Q_{b,\min} = 63,39 \text{ кН}$, следовательно, для прочности наклонных сечений плиты не требуется поперечная арматура.

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы. В плите, армированной напрягаемой арматурой класса A800, допускается предельная ширина продолжительного раскрытия трещин $a_{\text{crc,ult}} = 0,2$ мм и непродолжительного – $a_{\text{crc,ult}} = 0,3$ мм.

Геометрические характеристики приведенного сечения плиты, (рис.3.2.1, в):

Поперечное сечение:

$$A = b_f' \cdot h - n \pi d^2 / 4 = 146 \cdot 22 - 7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2 / 4 = 3212 - 1389,2 = 1822,8 \text{ см}^2 \approx 1823 \text{ см}^2 = 0,1823 \text{ м}^2$$

n - число пустот в сечении плиты.

Коэффициент приведения:

$$\alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,45 \cdot 10^4 = 5,8$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратным с равным моментом инерции (рис.

3.2.1, г). Сторона квадрата $a \approx 0,9d$.

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31 \text{ см}$$

Толщина полок расчётного эквивалентного сечения:

$$h_f' = f_f = (22 - 14,31) / 2 = 3,845 \text{ см}$$

$$\text{Ширина ребра: } v = 146 - 7 \cdot 14,31 = 48,83 \text{ см}$$

$$\text{Ширина пустот: } 146 - 45,83 = 100,17 \text{ см}$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{\text{red}} = 146 \cdot 22 - 100,17 \cdot 14,31 = 1779 \text{ см}^2 = 0,1779 \text{ м}^2$$

(влиянием A_s пренебрегаем ввиду малости величины αA_s).

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения: $y_0 = h/2 = 11 \text{ см}$.

Момент инерции сечения (симметричного):

$$I_{\text{red}} = \frac{146 \cdot 22^3}{12} - \frac{100,17 \cdot 14,31^3}{12} = 129550,667 - 24461,063 = 105089,604 \text{ см}^4 \approx 105090 \text{ см}^4$$

$$= 105090 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения по нижней грани и верхней зоне равны:

$$W_{\text{red}} = W_{\text{red}}' = I_{\text{red}} / y_0 = 105090 / 11 = 9553,6 \text{ см}^3 \approx 9554 \text{ см}^3$$

Упруго-пластичный момент по растянутой зоне для расчетов и стадии эксплуатации:

$$W_{\text{pl}} = \gamma \cdot W_{\text{red}} = 1,3 \cdot 9554 = 12420,2 \text{ см}^3 = 0,0124202 \text{ м}^3$$

Коэффициент γ определяется для двутаврового симметричного сечения при

$2 < b_f' / b = 146 / 45,83 = 3,19 < 6$. По табл. приложения 2, $\gamma = 1,25$.

Для расчетов в стадии изготовления:

$$W_{\text{pl}}' = \gamma \cdot W_{\text{red}}' = 1,25 \cdot 9554 = 11942,5 \text{ см}^3 = 0,0119425 \text{ м}^3$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры:

Уровень предварительного натяжения для горячекатанной и термомеханически упрочненной арматуры напрягается так, чтобы соблюдались условия:

$$\sigma_{\text{sp}} \leq 0,9 R_{\text{s,ser}} ; \sigma_{\text{sp}} \geq 0,3 R_{\text{s,ser}}$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения принимается равным $\gamma_{\text{sp}} = 1$.

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80% от R_{sn} арматуры А800.

$$\sigma_{\text{sp}} = 0,8 R_{\text{sn}} = 0,8 \cdot 800 = 640 \text{ Мпа}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_p=1$.

Первые потери:

$\Delta\sigma_{sp1}$ -Потери от релаксации напряжений в арматуре А800 при электротермическом способе натяжения согласно п. 9.1.3 [5] равны:

$$\Delta\sigma_{sp1}=0,03\sigma_{sp}=0,03\cdot 640=19,2 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp2}$ - Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами при $\Delta t = 65^\circ$ согласно п. 9.1.4 [5] составляют:

$$\Delta\sigma_{sp2}=1,25\Delta t=1,25\cdot 65=81,25 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp3}$ - Потери от деформации формы в расчетах не учитываются, так как учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta\sigma_{sp3}=0$

$\Delta\sigma_{sp4}$ - Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и поэтому равны нулю, $\Delta\sigma_{sp4}=0$

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(1)}=\Delta\sigma_{sp1}+\Delta\sigma_{sp2}+\Delta\sigma_{sp3}+\Delta\sigma_{sp4}=19,2+81,25+0+0=100,45 \text{ МПа}$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1=A_{sp}(\sigma_{sp}+\Delta\sigma_{sp(1)})=4,71\cdot 10^{-4}(640-100,45)\cdot 10^3=254,1 \text{ кН}$$

Вторые потери:

$\Delta\sigma_{sp5}$ -потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО.

Для бетонов В 35 и ниже относительная деформация усадки бетона

$$\varepsilon_{b,sh}\cdot E_s=0,0002\cdot 200000=40 \text{ МПа}$$

Для того, чтобы определить потери от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры с учетом разгружающего момента от собственного веса плиты в стадии обжатия.

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне при обжатии силой P_1 на уровне крайнего нижнего волокна, $y=0,11$ м, не учитывая влияние собственного веса плиты:

$$\sigma_{bp}=\frac{P_1}{A_{red}}+\frac{P_1\cdot e_{op}\cdot y_0}{I_{red}}=\frac{254,1\cdot 10^3}{1779\cdot 10^{-4}}+\frac{254,1\cdot 10^3\cdot 0,08\cdot 0,11}{105090\cdot 10^{-8}}=1,428+2,128=3,56 \text{ МПа}$$

Передаточную прочность бетона R_{bp} назначаем не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp}=15$ МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности R_{bp} .

$$R_{bp}=3,56 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp}=0,9 \cdot 15=13,5 \text{ МПа. Требование выполняется.}$$

Определяем напряжение в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при $y_0=e_{op}=0,08$ м. Из табл.1 нагрузка от веса 1 м^2 плиты принята 3000Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычисляем при расчетном пролете $l_0=5,62$ м.

$$M_{св}=\frac{3 \cdot 1,46 \cdot 5,62^2}{8}=17,29 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{вп}=\frac{P_1}{A_{red}}+\frac{(P_1 \cdot e_{op}-M_{св}) \cdot e_{op}}{I_{red}}=\frac{254,1 \cdot 10^3}{1779 \cdot 10^{-4}}+\frac{(254,1 \cdot 10^3 \cdot 0,08-17290) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}}=1,428+0,231=1,659 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_{sp6}$ - Потери от ползучести арматуры

$$\Delta\sigma_{sp6}=\frac{0,8\alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{вп}}{1+\alpha \mu_{sp} \left(1+\frac{y_{sp}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) (1+0,8\varphi_{b,cr})}=\frac{0,8 \cdot 5,797 \cdot 2,1 \cdot 1,659}{1+5,797 \cdot 0,00258 \left(1+\frac{110^2 \cdot 0,1779 \cdot 10^6}{0,105090 \cdot 10^{10}}\right) (1+0,8 \cdot 2,1)}=14,4 \text{ МПа}$$

Где $\alpha=E_s/E_b=200000/34500=5,797$ – коэффициент приведения;

$E_{sp}=y_0-a=11-3=8\text{ см}=0,08$ м – эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения;

$\mu_{sp}=A_{sp}/A=4,71/1823=0,00258$ – коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней);

$\varphi_{b,cr}=2,1$ – коэффициент ползучести бетона (находится по таблице, для бетона В35 и влажности 50%).

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)}=\Delta\sigma_{sp5}+\Delta\sigma_{sp6}=40+14,4=54,4 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp}=\Delta\sigma_{sp(1)}+\Delta\sigma_{sp(2)}=100,45+54,4=154,9 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp}=154,9 \text{ МПа}$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\sigma_{sp2}=640-154,9=485,1 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь :

$$P_2=4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 485,1 \cdot 10^3=228,5 \text{ кН.}$$

Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Расчёт трещиностойкости плиты

Исходные данные: Расчет по образованию трещин необходим для того, чтобы проверить элементы по раскрытию трещин так как, к плите предъявляются требования, соответствующие третьей категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_n=1$ и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_{tot}=32,49 \text{ кНм}$, момент сопротивления по растянутой зоне $W_{red}=0,009554 \text{ м}^3$, $W_{pl}=0,0124202 \text{ м}^3$, усилие обжатия с учетом полных потерь $P_2=228,5 \text{ кН}$, эксцентриситет силы обжатия $e_{op}=0,08 \text{ м}$, расстояние от ядровой точки $r=W_{red}/A_{red}=0,009554/0,1779=0,054=5,4 \text{ см}$.

Условие, при котором трещины не образуются в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{crc}$$

Момент сопротивления образованию трещин M_{crc} определяем по приближенному способу ядровых моментов:

$$M_{crc}=R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{гр},$$

$$\text{Где } M_{гр}=P_2(e_{op}+r)=228,5(0,08+0,054)=30,62 \text{ кНм}$$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl}=1,95 \cdot 10^3 \cdot 0,0124202=24,22 \text{ кНм}$$

$$M_{crc}=24,22+30,62=54,84 \text{ кНм} > M_{tot}=32,49 \text{ кНм}$$

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются, следовательно расчет ширины раскрытия трещин производить не требуется.

Проверим образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp}=1,1$ (момент от веса плиты не учитывается). Расчетное условие:

$$\gamma_{sp} \cdot P_1(e_{op}-r) \leq R_{btp} \cdot W_{pl}$$

$$1,1 \cdot 254,1(0,08-0,054)=7,27 < 1,1 \cdot 10^3 \cdot 11942,5 \cdot 10^{-6}=13,14$$

Условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются;

$R_{btp}=1,1 \text{ МПа}$ – нормативное сопротивление бетона растяжению, соответствующее $B=$
 R_{btp} - принятой придаточной прочности бетона, 15 МПа.

Расчет прогибов плиты

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $\left(\frac{l}{\rho}\right)_1$:

Исходные данные: Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_{tot}=32,49$ кНм; $h_0=19$ см; $h_f'=3,845$ см; $b=45,83$ см; $A_{sp}=4,71$ см²; $R_{b,ser}=25,5$ МПа; $R_{bt,ser}=1,95$ МПа; $P_2=228,5$ кН.

Для элементов прямоугольного таврового и двутаврового профилей допускается вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h_f'=3,845 \text{ см} \leq 0,3h_0=0,3 \cdot 19=5,7 \text{ см} - \text{условие выполняется};$$

$$a_s'=0 \leq 0,2 \cdot 19=3,8 \text{ см} - \text{условие выполняется}.$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что $f \leq f_{ult}$ принимая $\psi_s=1$:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_1 = \frac{M_{tot}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{32,49}{0,475 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0013 \text{ м}^{-1}$$

φ_c - определяем по таблице:

$$e_s=32,49/228,5=0,142 ; e_s/h_0=0,142/0,19=0,75$$

Вспомогательные коэффициенты:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = \frac{(146,0 - 45,83) 3,845}{45,83 \cdot 19} = 0,442 \approx 0,4$$

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / \epsilon_{b,red} = 25,5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1,7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s / E_{b,red} = 20 \cdot 10^7 / 1,7 \cdot 10^7 = 11,8$$

$$\mu = A_{sp} / b h_0 = 4,71 \cdot 10^{-4} / (45,83 \cdot 19) = 0,0054$$

$$\mu \cdot \alpha_{s2} = 11,8 \cdot 0,0054 = 0,06$$

По таблице 21 приложения находим $\varphi_c=0,475$ и вычисляем кривизну.

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2 :$$

Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки: $M_{n,дл}=29,53$ кНм; $h_0=19$ см; $h_f'=3,845$ см; $b=45,83$ см; $A_{sp}=4,71$ см²; $R_{b,ser}=25,5$ МПа; $R_{bt,ser}=1,95$ МПа; $P_2=228,5$ кН; $E_s=20 \cdot 10^7$ кН/м²; $E_b=34,5 \cdot 10^7$ кН/м²; $M_{rp}=30,62$ кНм; $\varphi_f=0,4$; $E_{b,red}=1,7 \cdot 10^7$ кН/м²; $\mu \cdot \alpha_{s2}=0,06$; $e_s=29,53/228,5=0,129$; $e_s/h_0=0,129/0,19=0,68$. $\varphi_c=0,475$.

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_2 = \frac{M_{n,дл}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{29,53}{0,475 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 1,7 \cdot 10^7} = 0,0012 \text{ м}^{-1}$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_3 :$$

Исходные данные: $M_{n,дл}=29,53$ кНм; $h_0=19$ см; $h_f'=3,845$ см; $b=45,83$ см; $R_{b,сер}=25,5$ МПа; $R_{bt,сер}=1,95$ МПа; $P_2=228,5$ кН; $\varphi_f=0,4$; $\varepsilon_{b1,ред}=28 \cdot 10^{-4}$; $E_{b,ред} = R_{b,сер}/\varepsilon_{b,ред}=25,5 \cdot 10^3/28 \cdot 10^{-4}=0,91 \cdot 10^7$ кН/м²; $\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = E_s/E_{b,ред}=20 \cdot 10^7/0,91 \cdot 10^7=22$; $\mu \cdot \alpha_{s2}=0,0054 \cdot 22=0,12$; $e_s=29,53/250,2=0,118$; $e_s/h_0=0,118/0,19=0,7$. $\varphi_c=0,5$.

$$\left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = \frac{M_{n,дл}}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,ред}} = \frac{29,53}{0,5 \cdot 0,4583 \cdot 0,19^3 \cdot 0,91 \cdot 10^7} = 0,0021 \text{ м}^{-1}$$

Полная кривизна:

$$\left(\frac{l}{\rho}\right) = \left(\frac{l}{\rho}\right)_1 - \left(\frac{l}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{l}{\rho}\right)_3 = 0,0013 - 0,0012 + 0,0021 = 0,0022 \text{ м}^{-1}$$

Прогиб плиты:

$$f = S l_0^2 \left(\frac{l}{\rho}\right) = \frac{5}{48} \cdot 0,0022 \cdot 5,62^2 = 0,72 \text{ см}$$

Придельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6м:

$$f_{ult} = 1/200 = 5,62/200 = 0,0281 \text{ м} = 2,8 \text{ см}$$

$$f = 0,72 < f_{ult} = 2,8 \text{ см}$$

Проверка прочности плиты в стадии изготовления:

Исходные данные: Усилие преднапряжения с учетом первых потерь $P_1=254,1$ кН.

Коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp}=1,1$ расчетная призматическая прочность бетона, соответствующая классу бетона В35 (придаточная прочность) $R_b=19,5$ МПа. Расстояние от торца до монтажной петли 0,6м.

Момент от собственного веса под опорой (петлей, находящейся на расстоянии 0,6м от торцов плиты, при ширине плиты 1,5м и расчетном весе $1 \text{ м}^2 3,3 \text{ кН/м}^2$ (см. табл. 3.1.1).

$$M_2 = \frac{3,3 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1,5}{2} = 1,49 \text{ кНм}$$

Момент от собственного веса плиты при ее извлечении из формы:

$$M_{св} = \frac{3,3 \cdot 1 \cdot 1,5 (5,62 - 1,2)^2}{8} = 12,09 \text{ кНм}$$

Условие прочности плиты в стадии изготовления:

$$\sigma_{sp} \leq R_b = 19,5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{вр} = \frac{\gamma_{sp} P_1}{A_{red}} + \frac{(\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot e_{оп} - M_{св}) \cdot e_{оп}}{I_{red}} = \frac{1,1 \cdot 254,1}{1779 \cdot 10^{-4}} + \frac{(1,1 \cdot 254,1 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 12,09) \cdot 0,08}{105090 \cdot 10^{-8}} =$$

1,571+0,782=2,35 МПа < 19,5 МПа – условие выполняется.

Прочность в стадии изготовления обеспечена.

Расчет монтажной петли:

Расчет плиты соответствует расчету в первом варианте.

3.3 Сравнительный анализ двух вариантов

Таблица 3.3.1

Сравнительная таблица полученных расчетов

Виды рабочей напрягаемой арматуры	$A_{s,трeб},$ мм ²	$A_{s,f},$ мм ²	$a_{срc},$ мм	$f,$ мм
Вр-1300	161	308	-	0,72
A800	261	471	-	0,72

Вывод

Проанализировав 2 варианта армирования железобетонной многопустотной плиты перекрытия, эффективнее является арматура Вр-1300, так как требуемая площадь $A_{s,трeб}=161$ мм² (Вр-1300) < $A_{s,трeб}=261$ мм² (А800), фактическая площадь $A_{s,f}=308$ мм² (Вр-1300) < $A_{s,f}=471$ мм² (А800), прогиб в первом и во втором случае одинаков.

4. Основания и фундаменты

4.1 Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

Рассматривается площадка строительства находится в городе Пенза. Местный рельеф – спокойный. Инженерно–геологические условия площадки строительства выявлены бурением нескольких скважин на глубину 20-30м. Глубина сезонного промерзания грунта – 1,4 м. Подземные воды глубоко грунтовые. В процессе бурения установлены следующие напластования грунтов:

- почвенно-растительный слой – 1,0 м
- супесь – 5 м
- глина – 7 м
- суглинок – 20 м

Физико-механические свойства грунтов приведены в таблице 4.1.1.

Таблица 4.1.1. Физико-механические свойства грунтов

№ п/п	Наименование грунта	γ кН/м ³	ρ_s кН/м ³	ρ_d кН/м ³	W %	W _L %	W _P %	I _P	I _L	e	S _r	ϕ град	C кПа	E МПа
1	Почвенно-растительный слой	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
13	Супесь	19,5	26,6	16,1	21	25	18	7	0,43	0,65	0,8	22	3	7,0
5	Глина	18,2	27,1	13,3	37	46	28	18	0,58	1,04	0,9	10	7	9,0
9	Суглинок	19,0	26,6	15,0	27	36	20	16	0,24	0,78	0,9	16	15	15

Сбор нагрузок на фундаменты под средние и торцевые стены

Сбор нагрузок ведется в табличной форме (табл. 4.1.2) и осуществляется в соответствии со СНиП 2.01.07-82 «Нагрузки и воздействия».

Таблица 4.1.2. Сбор нагрузок на стены здания

Вид нагрузки	Нагрузка	Един. Измер	γ_n	Сечение I-I		Сечение II-II		Сечение III-III		Сечение IV-IV	
				N_{II}	N_I	N_{II}	N_I	N_{II}	N_I	N_{II}	N_I
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Плиты перекрытия (4 и 3 шт)	1) $25 \text{ кН/м}^3 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 0,22 = 66 \text{ кН}$ 2) $25 \cdot 6 \cdot 4 \cdot 0,22 = 132 \text{ кН}$ 3) $25 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 0,22 = 49,5 \text{ кН}$ 4) $25 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 0,22 = 99 \text{ кН}$	кН	1,1	66	72,6	132	145,2	49,5	54,45	99	108,9
От стен $\delta=0,51\text{м};$ $\delta=0,38\text{м}$ $\gamma_{\text{кладки}}=18\text{кН/м}^3$ $h_{\text{ст}}=10,555\text{м}$ (3эт) $h_{\text{ст}}=7,225\text{м}$ (2эт)	1) $18 \cdot 10,555 \cdot 0,51 \cdot 1 \text{ м.п.} = 96,89 \text{ кН}$ 2) $18 \cdot 10,555 \cdot 0,38 \cdot 1 = 72,20 \text{ кН}$ 3) $18 \cdot 7,225 \cdot 0,51 \cdot 1 = 66,33 \text{ кН}$ 4) $18 \cdot 7,225 \cdot 0,38 \cdot 1 = 49,42 \text{ кН}$	кН	1,2	96,89	116,27	72,20	86,64	66,33	79,60	49,42	59,30
От кровли $q_{\text{кр}}=3,5\text{кПа}$ (3эт), $q_{\text{кр}}=3,2\text{кПа}$ (2эт)	1) $3 \cdot 3,5 = 10,6$ 2) $6 \cdot 3,5 = 21,2$ 3) $3 \cdot 3,2 = 9,7$ 4) $6 \cdot 3,2 = 19,4$	кН	1,3	10,6	13,8	21,2	27,6	9,7	12,6	19,4	25,2
От полов $q=0,989=1\text{кПа}$ $q_1=3\text{кПа}; q_2=2\text{кПа}$	1) $3 \cdot 3 = 9$ 2) $6 \cdot 3 = 18$ 3) $3 \cdot 2 = 6$ 4) $6 \cdot 2 = 12$	кН	1,3	9	11,7	18	23,4	6	7,8	12	15,6
От снега: 1,8кПа для Пензы	1) $3 \cdot 1,8 = 5,4$ 2) $6 \cdot 1,8 = 10,8$ 3) $3 \cdot 1,8 = 5,4$ 4) $6 \cdot 1,8 = 10,8$	кН	1,4	5,4	7,56	10,8	15,12	5,4	7,56	10,8	15,12
От временной нагрузки 1,5кПа	1) $3 \cdot 1,5 \cdot 3 = 13,5$ 2) $6 \cdot 1,5 \cdot 3 = 27$ 3) $3 \cdot 1,5 \cdot 2 = 9$ 4) $6 \cdot 1,5 \cdot 2 = 18$	кН	1,2	13,5	16,2	27	32,4	9	10,8	18	21,6
От перегородок $\delta=0,12\text{м}, h_{\text{эт}}=3\text{м}$ и 2м, $q=0,5\text{кПа}$	1) $3 \cdot 0,5 \cdot 3 = 4,5$ 2) $6 \cdot 0,5 \cdot 3 = 9$ 3) $3 \cdot 0,5 \cdot 2 = 3$ 4) $6 \cdot 0,5 \cdot 2 = 6$	кН	1,3	4,5	5,85	9	11,7	3	3,9	6	7,8
Итого		кН		210	240	290	340	150	180	210	250

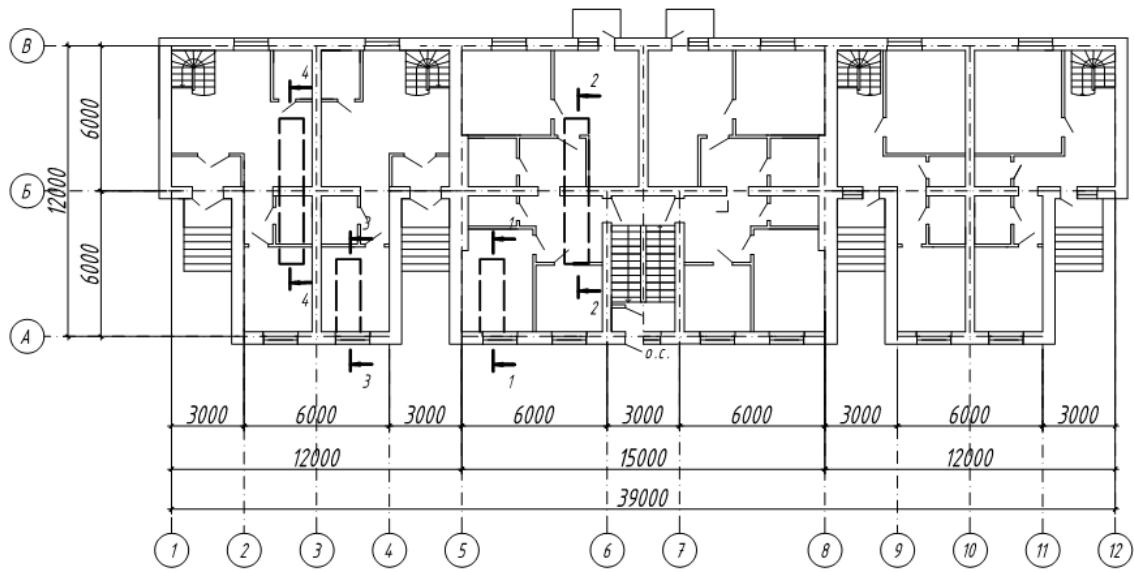


Рис. 4.1.1 Принимаемые сечения

4.2 Проектирование фундаментов мелкого заложения на естественном основании

Ленточные фундаменты под внутренние стены здания для 3 этажей

С учетом конструктивных особенностей здания, диапазона и характера нагрузок на фундамент, напластования слоев грунта и типоразмеров элементов ленточного фундамента выбираю глубину заложения подошвы.

Подошва фундамента мелкого заложения располагается ниже глубины сезонного промерзания грунтов. В городе Пенза, глубина сезонного промерзания грунта равна 1,4 м. Грунт под подошвой – супесь. Исходя из этого глубину заложения принимаем равной $d_1 = 1,7$ м. (см. рис 4.2.1). Расположение подошвы фундамента ниже глубины промерзания обусловлено тем, что при промерзании под подошвой возникают деформации пучения при замораживании.

Для расчета ленточного фундамента под стену предварительно зададимся его шириной. Исходя из значений $\varphi_{II} = 22^\circ$ и $C_{II} = 3$ кПа, при глубине $d_1 = 1,7$ м примем предварительную ширину фундамента $b=2,1$ м.

По формуле (5.5) СП 50-101-2004 вычисляем сопротивление грунта R :

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} [M_\gamma \cdot b \cdot k_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

где $\gamma'_{II} = 17$ кН/м³ – объемная масса грунта вдоль боковой поверхности;

$M_\gamma = 0,61$, $M_q = 3,44$, $M_c = 6,04$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице СП 50.101-2004 в зависимости от угла внутреннего трения грунта;

$\gamma_{C1} = 1,2$, $\gamma_{C2} = 1,1$, $k = 1$ и $k_z = 1$ – безразмерные коэффициенты условия работы.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} [0,61 \cdot 2,1 \cdot 1 \cdot 19,5 + 3,44 \cdot 1,7 \cdot 17 + 6,04 \cdot 3] = 188 \text{ кПа}$$

Собственный вес фундамента и грунта на его обрезах:

$$Q_{ф.гр.} = b \cdot m \cdot n \cdot d_1 \cdot 20 \text{ кН/м} = 2,1 \cdot 1 \cdot m \cdot n \cdot 1,7 \cdot 20 \text{ кН/м} = 71 \text{ кН/м}$$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.гр.}}{b} = \frac{290 + 71}{2,1} = 172 \text{ кПа} < R = 188 \text{ кПа}$$

Принимаем стандартную сборную железобетонную плиту фундамента ФЛ39 с $b=2,1$ м, толщиной 500 мм.

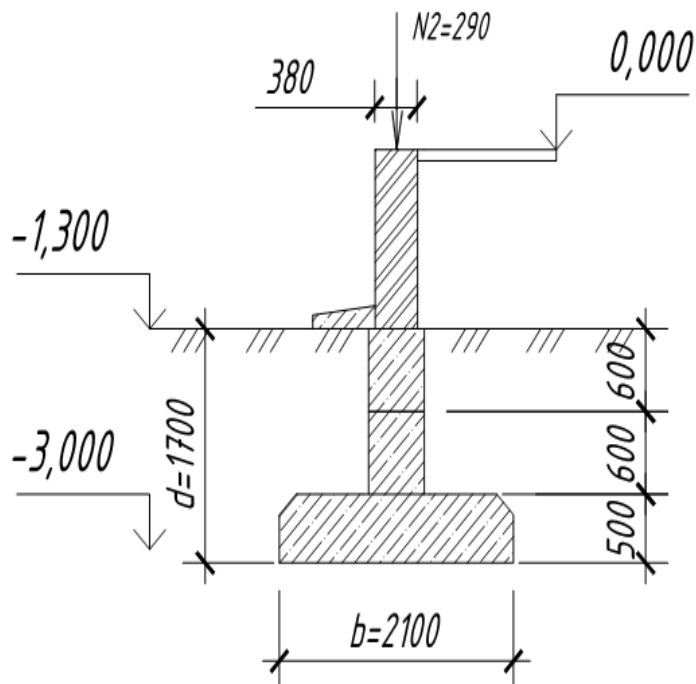


Рис. 4.2.1 Ленточный фундамент под стену здания

Ленточные фундаменты под внешние стены здания, и под внутренние стены для 2 этажей

Для расчета ленточного фундамента под стену предварительно зададимся его шириной. Исходя из значений $\varphi_{II} = 22^\circ$ и $C_{II} = 3$ кПа, при глубине $d_1 = 1,7$ м примем предварительную ширину фундамента $b = 1,8$ м.

По формуле СП 50-101-2004 вычисляем сопротивление грунта R:

$$R = \frac{\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}}{k} [M_\gamma \cdot b \cdot k_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}]$$

где $\gamma'_{II} = 17$ кН/м³ – объемная масса грунта вдоль боковой поверхности;

$M_\gamma = 0,61$, $M_q = 3,44$, $M_c = 6,04$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице

СП 50.101-2004 в зависимости от угла внутреннего трения грунта;

$\gamma_{C1} = 1,2$, $\gamma_{C2} = 1,1$, $k = 1$ и $k_z = 1$ – безразмерные коэффициенты условия работы.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} [0,61 \cdot 1,5 \cdot 1 \cdot 19,5 + 3,44 \cdot 1,7 \cdot 17 + 6,04 \cdot 3] = 179 \text{ кПа}$$

Собственный вес фундамента и грунта на его обрезах:

$$Q_{ф.гр.} = b \cdot l \cdot m \cdot d_1 \cdot 20 \text{ кН/м} = 1,5 \cdot l \cdot m \cdot 1,7 \cdot 20 \text{ кН/м} = 51 \text{ кН/мп}$$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.гр.}}{b} = \frac{210 + 51}{1,5} = 174 \text{ кПа} < R = 179 \text{ кПа}$$

Принимаем стандартную сборную железобетонную плиту фундамента ФЛ39 с $b=1,5\text{м}$, толщиной 500 мм.

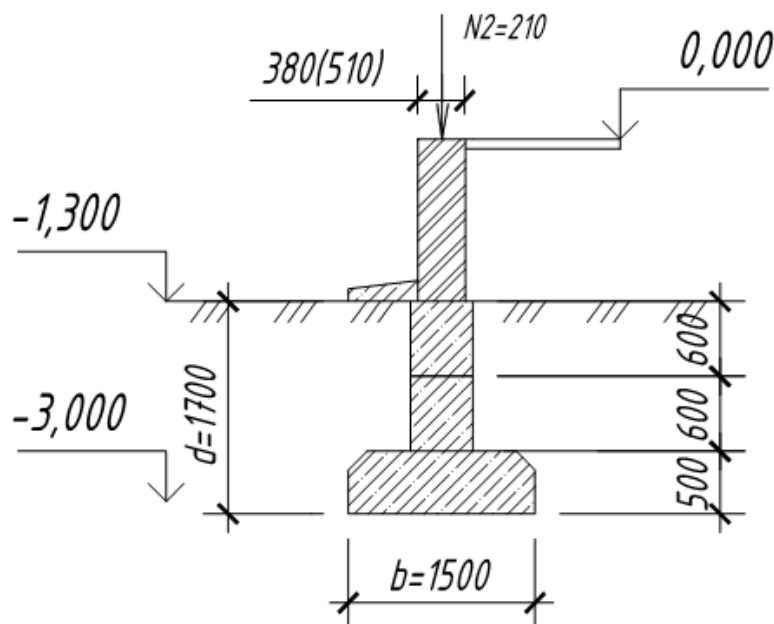


Рис. 4.2.2 Ленточный фундамент под стену здания

Расчет осадки фундаментов мелкого заложения

Расчет осадки ведется методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Указанный расчет будем проводить под максимально нагруженным фундаментом – фундаментом под среднюю стену для 3 этажей с $b=2,1\text{м}$ (рис. 4.2.1).

В данном методе вся толща грунта разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$. В нашем случае $h_i \leq 0,4 \cdot 2,1 = 0,8\text{м}$. Граница слоя грунта также является и границей i -того элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zq,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i$$

σ_{zq0} - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

Природное давление под подошвой фундамента составит

$$\sigma_{zq0} = 15 \cdot 1 + 19,5 \cdot 0,7 = 29 \text{кПа}$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0},$$

$$P_0 = 170 - 27 = 143 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha$$

α – коэффициент, принимаем по таблице.

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

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

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

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 100 \text{ мм}$$

S_u – предельно-допустимая осадка.

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zPi} + \sigma_{zPi+1}}{2} - \text{дополнительное давление в середине слоя.}$$

$$\beta = 0,8$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 4.2.2

. Расчет осадки фундаментов мелкого заложения

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	E, МПа	h _i , м
0	0	0	1	29	143	135	7000	0,8
1	0,8	0,76	0,891	45	127			0,8
2	1,6	1,52	0,665	61	95	111		0,8
3	2,4	2,29	0,497	77	71	83		0,8
4	3,2	3,05	0,391	93	56	64		0,8
5	4,0	3,81	0,321	109 нгст	46	51		0,8
6	4,3	4,10	0,294	117	42	44		0,4
7	5,1	4,86	0,251	132	36	39		0,8

$$S = 0,8 \left[\frac{(135 + 111 + 83 + 64 + 51) \cdot 0,8}{7000} + \frac{44 \cdot 0,4}{7000} \right] = 0,042 \text{ м} = 4,2 \text{ см} \leq S_u = 10 \text{ см}$$

Условие выполняется.

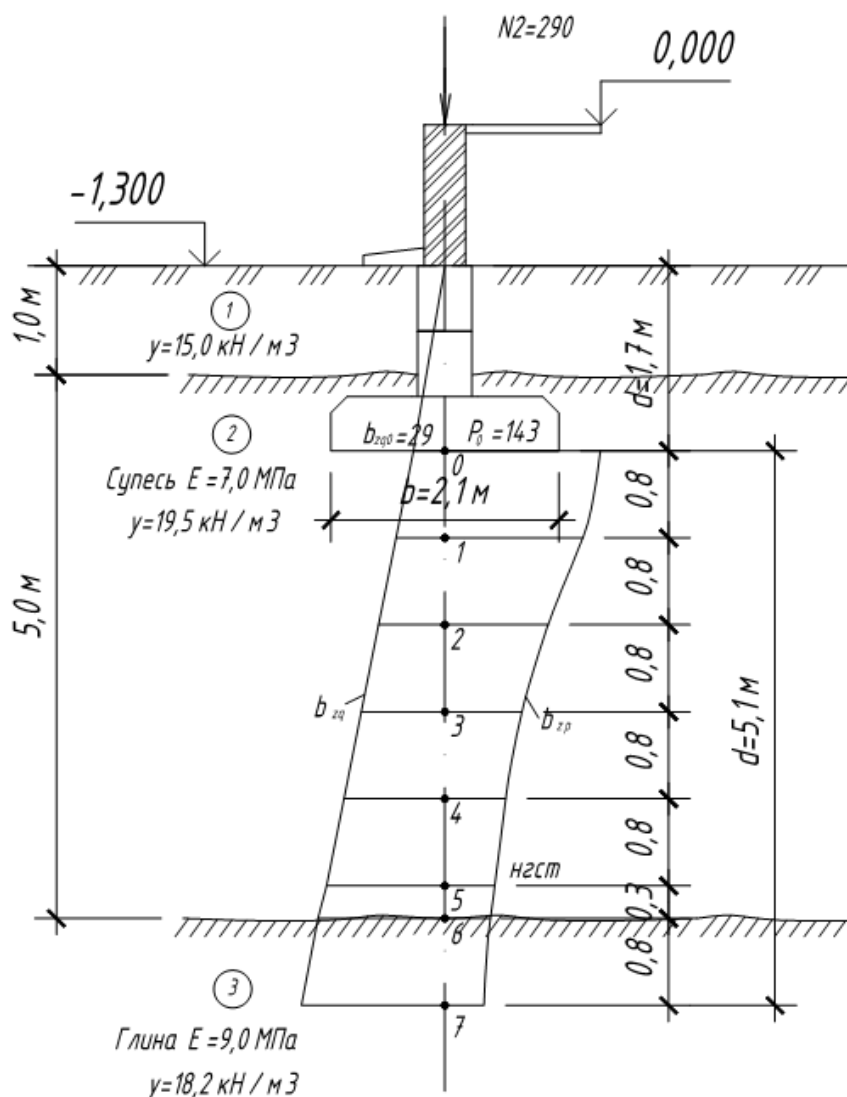


Рис. 4.2.3 Схема расчета осадки фундамента на естественном основании

4.3 Проектирование свай в пробитых скважинах (СПС)

Определение несущей способности СПС

Назначаем размеры СПС: ширина СПС $d=0,4$ м, диаметр уширения $D_y=0,8$ м, длина СПС составляет 3,0 м.

Несущая способность СПС будет складываться из сопротивления грунта под уширением R и сопротивлением вдоль боковой поверхности f . Значения R и f принимаем по таблицам СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты». Всю длину СПС разбиваем на участки из условия : $h_i \leq 2$ м.

Несущая способность СПС определяется по формуле: $F = \gamma_c (R A_y \gamma_R + U \sum_{i=1}^n f_i h_i \gamma_{cf})$, где

площадь уширения равна $A_y = \frac{\pi D_y^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,8^2}{4} = 0,5 \text{ м}^2$.

По таблицам находим:

Расчетное сопротивление под острием сваи при $h=3,5$ м: $R=2100 \text{ кПа}$;

Расчетные сопротивления вдоль боковой поверхности:

Для глины с $I_L = 0,43$:

$$z_1 = 2,0 \text{ м} \Rightarrow f_1 = 19,8 \text{ кПа}$$

$$z_2 = 3,25 \text{ м} \Rightarrow f_2 = 24,0 \text{ кПа}$$

Несущая способность СПС:

$$F = 1,0 [2100 \cdot 0,5 \cdot 1 + 1,6 (19,8 \cdot 2,0 + 24 \cdot 1,25)] = 1161 \text{ кН}$$

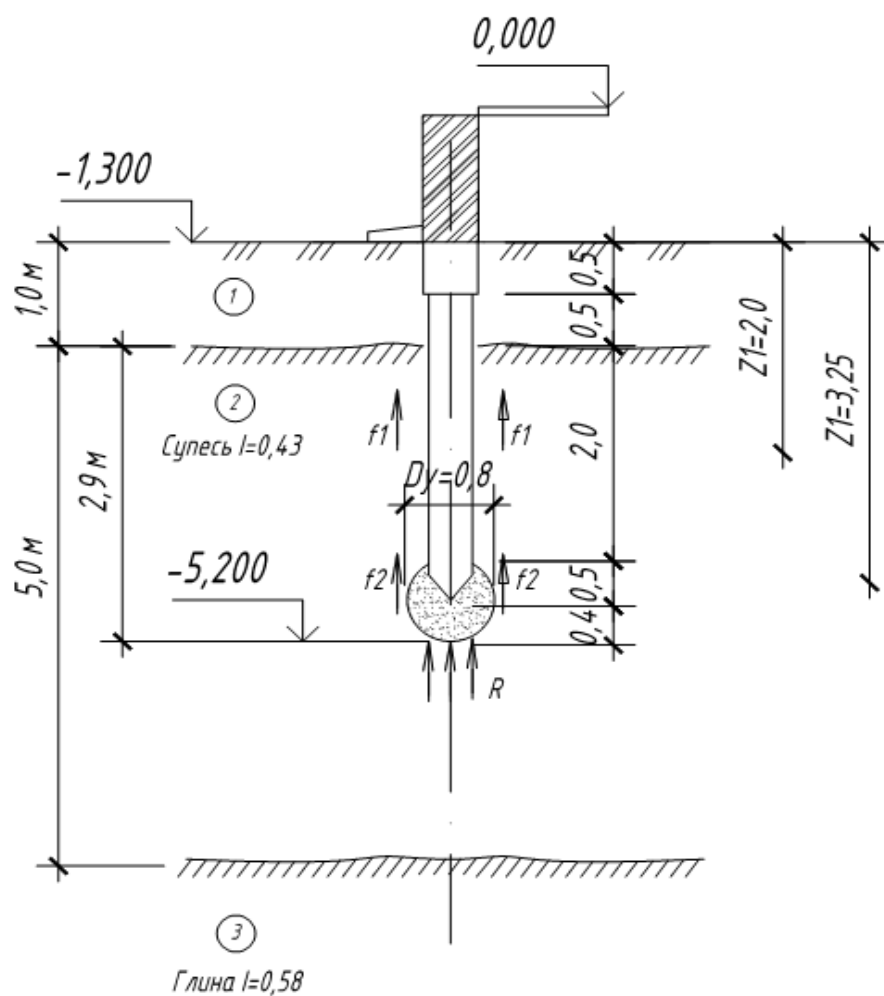


Рис. 4.3.1 Разрез грунтовой толщи по СПС

Проектирование СПС под внутренние стены здания для 3 этажей

Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на СПС:

$$N_{p.д.} = \frac{F}{\gamma_n} = \frac{1161}{1,4} = 830 \text{ кН},$$

где γ_n – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности.

Принимаем ростверк шириной $b_p = 0,5$ м, высотой $h_p = 0,5$ м.

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.д.}}{q + Q_p},$$

где $q = N_1 = 340 \text{ кН/м}$

Вес погонного метра ростверка $Q_p = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 20 \cdot 1,0 = 5 \text{ кН/м.п.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{830}{340 + 5} = 2,4 \text{ м}$$

При конструировании ростверка расстояние между сваями должно удовлетворять условию: $3d \leq c \leq 6d$.

Исходя из минимального допустимого расстояния между сваями $l=3d$, окончательно принимаем шаг свай 2,5 м. Определяем минимальную допустимую ширину ростверка b_p . Сваи располагаем в одну линию.

$$b_p = d + 2 \cdot 0,05 = 0,4 + 2 \cdot 0,05 = 0,5 \text{ м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной $b_p = 0,5$ м, высотой $h_p = 0,5$ м, $C = 2,5$ м.

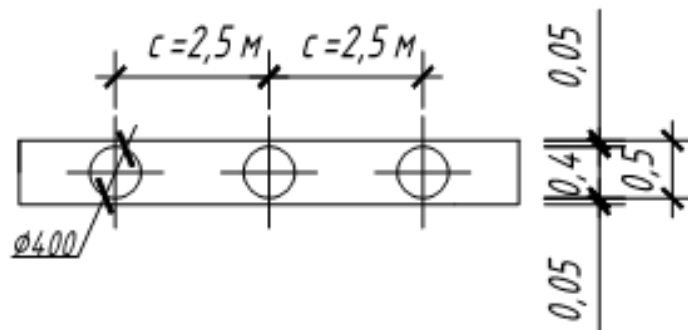


Рис. 4.3.2 СПС под стены здания

Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на СПС:

$$N_{p.д.} = \frac{F}{\gamma_n} = \frac{1161}{1,4} = 830 \text{кН},$$

где γ_n – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности.

Принимаем ростверк шириной $b_p = 0,5$ м, высотой $h_p = 0,5$ м.

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.д.}}{q + Q_p},$$

где $q = N_1 = 250 \text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка $Q_p = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 20 \cdot 1,0 = 5 \text{кН/м.п.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{830}{250 + 5} = 3,2 \text{м}$$

При конструировании ростверка расстояние между сваями должно удовлетворять условию: $3d \leq c \leq 6d$.

Исходя из минимального допустимого расстояния между сваями $l=3d$, окончательно принимаем шаг свай 3,0м. Определяем минимальную допустимую ширину ростверка b_p . Сваи располагаем в одну линию.

$$b_p = d + 2 \cdot 0,05 = 0,4 + 2 \cdot 0,05 = 0,5 \text{м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной $b_p = 0,5$ м, высотой $h_p = 0,5$ м, $C = 3,0$ м.

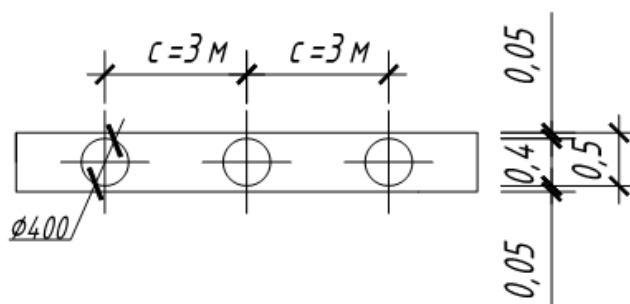


Рис. 4.3.3 СПС под стены здания

Расчет осадки СПС

Расчет осадки ведется на примере наиболее нагруженного фундамента с учетом расчетной нагрузки, принимаемой с коэффициентом перегруза, равным 1.

При расчете учитывается эффект формирования уплотненной зоны грунта под уширением в которой принимаем модуль деформации $E_y=20\text{МПа}$.

Расчет аналогичен расчету фундамента мелкого заложения на естественном основании, и сводится к расчету некоторого условного фундамента с круглой подошвой соответствующей D_y и глубиной в уровне уширения. Отличие заключается в эффекте уплотнения грунта под уширением.

Расчет осадки свайного фундамента ведется с использованием схемы грунтового основания в виде линейно-деформированного полупространства.

Давление под подошвой определим по формуле:

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.зр.}}{A_{уш.}},$$

где $N_{II} = 290\text{кН}$, $Q_{ф.зр.} = 3 \cdot 0,5 \cdot 20 = 30\text{кН}$;

Тогда среднее давление условного фундамента:

$$P = \frac{290 + 30}{0,5} = 640\text{кПа}$$

Вся толща грунта ниже подошвы условного фундамента разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4D_y$. В нашем случае $h_i \leq 0,4 \cdot 0,8 = 0,3\text{м}$ примем слой толщиной 0,3м.

Граница слоя грунта также является и границей i -того элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zq,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i$$

σ_{zq0} - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zq0} = 15 \cdot 1 + 19,5 \cdot 2,5 = 63,8 = 64\text{кПа};$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$$P_0 = P - \sigma_{zq0},$$

$$P_0 = 640 - 64 = 576\text{кПа}$$

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:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i} \leq S_u = 100 \text{ мм} \quad (S_u - \text{предельно допустимая осадки}).$$

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

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 4.3.1 Расчет осадки СПС

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	$\sigma_{zq}, \text{кПа}$	$\sigma_{zp}, \text{кПа}$	$\sigma_i, \text{кПа}$	$E, \text{МПа}$	$h_i, \text{м}$
0	0	0	1	64	576	534	7000	0,3
1	0,3	0,6	0,853	70	491	403		0,3
2	0,6	1,2	0,547	76	315	251		0,3
3	0,9	1,8	0,324	82	187	155		0,3
4	1,2	2,4	0,214	88	123	104		0,3
5	1,5	3,0	0,148	94	85	73		0,3
6	1,8	3,6	0,106	100	61	54		0,3
7	2,1	4,2	0,080	106	46			0,3

$$S = 0,8 \left(\left[\frac{534 + 403 + 251 + 155 + 104 + 73 + 54}{7000} \right] \cdot 0,3 \right) = 0,054 \text{ м} = 5,4 \text{ см} \leq S_u = 10 \text{ см}$$

Условие выполняется.

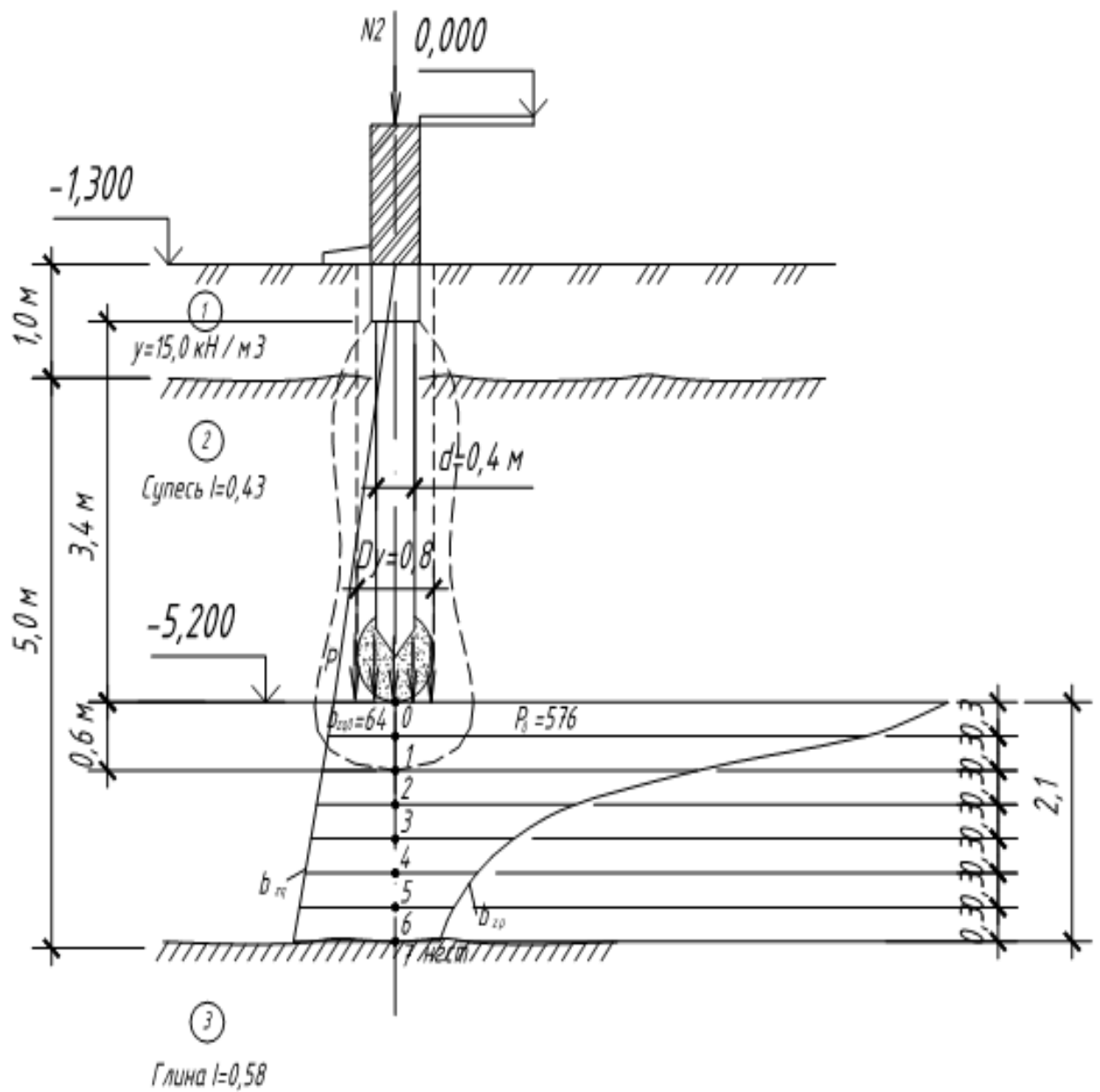


Рис. 4.3.4 Схема расчета осадки СПС

4.4 Расчет стоимости устройства фундамента

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.

Таблица 4.4.1 Подсчет стоимости фундаментов.

Вариант фундамента	Наименование работ	Объем работ	Стоимость, руб.	
		м ³	единицы, руб./м ³	Всего, тыс. руб.
1	2	3	4	5
Фундамент на естественном основании	Отрывка котлована	975	300	293
	Устройство сборных ленточных фундаментов со стоимостью материалов	320	16000	5120
	Итого			5413
Фундаменты СПС	Отрывка котлована	261	300	78
	Устройство СПС с учетом общего объема бетона и щебня	40/54	15000/ 10000	600/540
	Устройство монолитного ростверка	62	14000	868
Итого				2086

Для данного промышленного здания в заданных грунтовых условиях наиболее экономически эффективны сваи в пробитых скважинах (СПС) с минимальной стоимостью, составляющей 2086 тыс. руб.

5. Технологии и организации строительства

5.1 Подготовка строительного производства

Подготовка строительного производства ведется в соответствии с требованиями [31].

До начала выполнения строительного-монтажных работ линейный персонал обязан: изучить проектную документацию на объект, получить разрешение на 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.

5.2 Производство основных строительного-монтажных работ

Земляные работы

Планировка территории производится за один проход бульдозера после закрепления нивелировочных отметок.

До начала земляных работ определяют на местности границы выемки. Грунт в котлованах разрабатывается экскаватором с погрузкой в транспортные средства на вывоз и вручную.

Закрепление положение осей и элементов сооружений на участке производят путем обноски.

Складирование грунта и строительных материалов на расстоянии ближе 0.5 м от бровки котлована не допускается.

По условиям техники безопасности рытье котлованов с вертикальными стенками без крепления разрешается в грунтах естественной влажности при отсутствии грунтовых вод. Глубина не должна превышать 1 м в насыпных, гравийных и песчаных грунтах, 1.25 м в супесчаных и суглинистых грунтах и 2.5 м в глинистых грунтах.

После окончания земляных работ производятся работы по устройству фундаментов здания.

Излишки грунта транспортируют автомобилями-самосвалами ЗИЛ ММЗ-555.

Для удаления из котлованов и траншей грунтовых, дождевых и талых вод предусматривается поверхностный водоотлив насосом ГНОМ-10А в количестве 2 шт. (один из них резервный).

Обратная засыпка фундаментов производится слоями толщиной 10-20 см с тщательным уплотнением пневмотрамбовками ИЭ-4505А.

Недостающий грунт для замены и обратной засыпки доставляется самосвалами ЗИЛ ММЗ-555 из карьера.

Бетонные работы

Производство работ по устройству фундаментов осуществлять в соответствии с требованиями [32].

Устройство фундаментов осуществлять при помощи крана ДЭК 251.

До начала работ должны быть выполнены следующие работы:

- снят и вывезен почвенно-растительный слой;
- спланирована площадка на месте устройства фундаментов;
- размечено основание и закреплены разбивочные оси;
- завезены и размещены на стройплощадке материалы (арматура, каркасы и пр.).

Бетонную смесь доставляют на строительную площадку в автомобилях-самосвалах ЗИЛ ММЗ-555.

При бетонных работах, бетонную смесь к месту укладки подают в бадьях БП-0,05 краном, в недоступных местах – на носилках.

Все работы по устройству фундаментов должны производиться по утвержденному проекту производства работ.

Устройство фундамента

До начала монтажа сборных железобетонных конструкций подземной части здания (фундаментных блоков) должны быть выполнены следующие работы:

- разбивка и закрепление осей изготавливаемых свай;
- пробная забивка свай;
- изготовление свай;
- срубка голов свай;
- зачистка котлована в местах устройства ростверков;
- устройство бетонной подготовки под ростверк;
- устройство ростверка.

Монтаж осуществляется при помощи крана ДЭК-251м.

Кладочно-монтажные работы

Кирпичная кладка и монтаж конструкций надземной части здания (плит перекрытия и покрытия, лестничных площадок, маршей и пр.) осуществляется при помощи крана ДЭК-251.

Кирпичную кладку и монтаж конструкций производят в соответствии с требованиями [40].

Работы по кладке стен вести с соблюдением горизонтальности и вертикальности рядов, а также требуемой толщины и перевязки швов.

Кладочно-монтажные работы на каждом этапе производятся в следующем порядке:

- кирпичная кладка стен;
- монтаж лестничных маршей и площадок;
- монтаж плит перекрытия.

По окончании кладки каждого яруса необходимо с помощью нивелира проверить горизонтальность отметки верха кладки.

Кладка наружных и внутренних стен должна производиться одновременно. При вынужденных разрывах кладка должна выполняться в виде наклонной или вертикальной штрабы.

Разность высот возводимой кладки на смежных захватках и при кладке примыканий наружных и внутренних стен не должна превышать высоты этажа.

Возведение каменных конструкций последующего этажа допускается только после укладки несущих конструкций перекрытий, перекрывающих возведенный этаж.

Монтаж первой плиты перекрытия производить с подмостей, а последующих – с соседних ранее установленных плит.

Узлы сопряжения сборных железобетонных конструкций (сварка, замоноличивание) выполнять вслед за их установкой и выверкой.

Сборные железобетонные конструкции и кирпич доставляют к месту монтажа автотранспортом, разгружают монтажным краном и складывают в зоне действия монтажного крана.

Монтажные работы должны производиться только по утвержденному проекту производства работ.

Заполнение оконных и дверных проемов

Производится при подаче краном после расчистки основания проема. После выверки правильности установки производится заклинивание блока и крепление коробки блока к стене ершами. Навеска плотничных дверей производится в следующей последовательности:

- прирезка и пригонка дверных полотен к проему;
- постановка и укрепление петель на шурупах, постановка приборов и навеска дверей на петли.

Отделочные работы

Оштукатуривание поверхностей производится поточным способом. Средняя общая толщина штукатурного намета не превышает при простом оштукатуривании 12 мм. Нанесение каждого слоя штукатурного намета производится только после схватывания предыдущего. Накрывочный слой штукатурки наносится после схватывания последнего слоя грунта.

Малярные работы выполняются в соответствии с требованиями [37] на типовые технологические операции и [33] готовыми окрасочными, грунтовочными, шпатлевочными и другими составами. Шероховатые поверхности, подлежащие окрашиванию, сглаживаются, а все допустимые трещины на них расшиваются и заделываются шпатлевкой на глубину не менее 2 мм.

Строительные работы в зимнее время

Основными техническими мероприятиями по подготовке к работам в зимних условиях являются:

- 1) определение видов и объемов работ, выполняемых в зимний период строительства.
- 2) составление (или уточнение) проекта производства работ.
- 3) проведение подготовительных мероприятий на строительной площадке.

Для успешного выполнения работ в зимний период строительства необходимо:

- 1) до наступления заморозков на территории строительной площадки провести подготовительные мероприятия по утеплению незаконченных и мелкозаложенных

фундаментов, а все законченные фундаменты и элементы конструкций ниже отм. 0.000 - засыпать.

2) своевременно провести подготовительные работы по отводу дождевых, и внешних вод с территории сооружаемых зданий, дорог и выемок.

3) проложить и утеплить сети водопровода и паропровода, необходимые для выполнения работ в зимнее время.

4) приспособить для работы в зимних условиях временные установки, строительные машины и прочее производственное и вспомогательное хозяйство.

5) обеспечить дополнительное электрическое освещение на строительной площадке.

6) выполнить все противопожарные мероприятия в объеме, согласованном с местными органами пожарной безопасности. Расчетный зимний период для Пензенской области с 15 октября по 15 апреля.

5.3 Ведомость требуемых ресурсов

На основе ведомости требуемых ресурсов заполняется левая часть календарного плана. Графы таблицы № 5.3.1 заполняются в зависимости от перечня работ, выполняемых при возведении объекта. Данные для таблицы определяются из сборников ТЕР, ЕНИР и ГЭСН, исходя из наименования работ.

Таблица 5.3.1

на № П/П	Шифр и № позиции норматива	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Трудоемкость Чел./дн.		Состав звена			Потребность в механизмах маш./час			Потребность в материалах, изделиях, конструкциях			Зарплата строителей и машинистов, руб		
			Единица измерения	количество	За единицу руб	Всего тыс.руб	На единицу	Всего чел./час	Профессия	Разряд	Количество	Наименование механизмов	На единицу	Всего маш./час	наименование	Единица измерения	требуется		единицы	Всего(гр.5х гр.20)
																	На единицу(гр.3)	Всего(гр 18х5)		
1	01-01-036-1	Планировка бульдозером площадки строительства(грубая)	1000м ²	1,888	35,29	66,6275	0,38	0,717	Машинист	6	1	Бульдозер ДЗ-42	0,38	0,717	-	-	-	-	5,51	10,403
2	01-01-030-2, 01-01-030-10	Вертикальная планировка со срезкой грунта 2 кат. Бульдозером и перемещение на расстояние до 30м	1000м ²	0,536	3184,51	1,7069	34,29	18,38	Машинист	6	1	Бульдозер ДЗ-42	34,29	18,38	-	-	-	-	497,21	266,5
3	01-01-013-8	Разработка грунта 2 кат. экскаватором емк.ковша 0,65м ³ с погрузкой в транспорт	1000м ²	0,261	4013,75	1,048	33,09	8,636	Машинист	6	1	Экскаватор Э-652Б	25,25	6,590	Щебень	МЗ	0,04	0,01	559,88	146,13
4	01-02-056-2	Доработка грунта в котлован вручную	100м ²	0,9448	1912,93	1,8073	233	220,14	землекоп	2	1	-	-	-	-	-	-	1912,93	1807,34	
5	01-02-061-2	Обратная засыпка котлована с уплотнением вручную	100м ²	2,4748	711,5	1,76082	97,2	240,55	землекоп	2	1	-	-	-	-	-	-	711,5	1760,8	

6	06-01-001-20	Устройство монолитного растверка по свайному основанию	100м3	0,062	51456,57	3,190	359,44	22,3	- Монтаж ник конструк ций - Машины ст	4 3 2 6	1 1 1 1	Кран на гусенично м ходу ДЭК251	0,39	0,024	-проволока горячекат. В мотках диаметром 6,3-6,5мм -рогожа -гвозди строительные -доски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5м, шириной 75-150мм, толщиной 44мм и больше, 3 сорта -щиты из досок толщиной 25мм -бетон -известь строительная негашеная , сорт 1 -вода	Т М2 Т М3 М2 М3 Т М3	0,028 88,2 0,018 0,22 44,8 102 0,025 0,283	0,0017 5,47 0,0011 0,0136 2,778 6,32 0,0016 0,0175	2671,44	165,63
7	08-01-003-7	Устройство вертикальной обмазочной гидроизоляции за 2 раза битумом	100м2	7,776	2004,85	15,5897	21,4	166,4	каменщик	3	1	Котлы битмные передвижные 400л	1,95	15,16	-мастика битумная кровельная горячая -битумы нефтяные строительные БН-90/10 -керасин для технических целей КТ-1, КТ-2 -ветошь	Т Т Т кг	0,24 0,016 0,024 0,1	1,87 0,12 0,19 0,78	196,52	1528,14

--	--

8	07-05-014-2, 07-05-014-4, 448-2001, 448-2101	Монтаж сборных ж/б лестничных маршей и площадок	100шт М3	0,10 5,488	20959,52 5630,77	2,0960 30,902	678,86	67,89	- монтаж ик конструк ций - машинис т	4 3 2 6	2 1 1 1	Кран на гусенично м ходу ДЭК251	133,86	13,39	-р-р готовый кладочный цементный марка 100 -конструкции сборные ж/б	М3 шт	0,61 100	0,061 10	6815,71	681,57
9	08-01-003-3	Устройство горизонтальной изоляции по фундаментам из 2х слоёв рубероида	100м2	2,16	6058,96	13,087	20,8	44,93	каменщик	3	1	Котлы битмные передвижные 400л	3,41	7,37	-р-р готовый кладочный -мастика битумная кровельная горячая -матер. Гидроизол. Рулон -битумы нефтяные строительные БН 90/100 -керосин для технических целей КТ-1,КТ-2	М3 Т М2 Т Т	2,5 0,42 220 0,016 0,024	5,4 0,91 475,2 0,035 0,052	167,84	362,53



10	07-05-011-6, 444-2101	Монтаж сборных ж/б плит перекрытий и покрытий пустотных	100шт	1,400	14236,11	19,931	361,51	506,11	-монтаж	4	1	Кран на гусеничном ходу ДЭК251	45,41	63,574	-электроды диаметром 6мм Э42 -Конструкц. Элементы вспомогательного назначения, с преобладанием профильного проката собираемые из 2 и более деталей, с отверстиями и без, соединяются на сварке -конструкции сборные ж/б -р-р готовый кладочный цементный марка 100 -краска	T	0,05	0,07	3568,12	3853,57
			M3	242,22	1939,71	469,837	жик	3	2	T	0,106					0,1484				
							конструкций	2	1											
							- машинист	6	1											
11	08-02-001-1, 404-0045	Кирпичная кладка наружных стен простых (керамич. Пустотел. Одинарный М100)	M3	202,16	1638,4	331,219	5,8	1172,5	каменщик	3	2	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	0,4	80,86	-кирпич керамический -р-р готовый кладочный -пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150мм, толщиной 40-75мм, 2 сорта -вода	1000шт	0,394	79,65	49,76	10059,48
										M3	0,24					48,5				
										M3	0,0005					0,1011				
										M3	0,44					88,95				



12	08-02-002-3, 404-0045	Устройство перегородок из кирпича толщиной 120 мм	100м2	0,6412	5103,3	3,272	174,39	111,82	каменщик	4 2	1 1	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	4,11	2,6	-кирпич керамический -р-р готовый кладочный -арматура А-I -вода -поновки из квадратных заготовок массой 1,8кг - пиломатериалы хвойных пород, бруски обрезные длиной 4-6,5м, шириной 75-150мм, толщиной 40-75мм, 4 сорта	1000 шт МЗ Т МЗ Т МЗ	5,04 2,3 0,09 0,3 0,0023 0,016	3,23 1,47 0,058 0,192 0,0015 0,0102	1480,52	949,3
13	08-02-001-7, 404-0045	Кирпичная кладка внутренних стен	МЗ	90,86	1639,2	148,9377	5,61	509,72	каменщик	3	2	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	0,4	36,34	-кирпич керамический -р-р готовый кладочный - пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5м, шириной 75-150мм, толщиной 40-75мм, 4 сорта -вода	1000 шт МЗ МЗ МЗ	0,395 0,234 0,0005 0,44	35,9 21,26 0,454 39,98	48,21	4380,4

--	--

14	07-05-016-4	Устройство металлических ограждений	100м	0,00266	970,11	0,00258	48,24	0,13	- монтажник конструкций - электросварщик	4 3	1 1	Устройство сварки ручной дуговой (постоянного тока)	5,8	0,015	-цемент для приготовления р-ра в постоечных условиях и в др. подобных случаях -электроды диаметром 6мм Э42 -вода	Т Т МЗ	0,15 0,02 0,1	0,0004 0,00005 0,000266	425,47	1,13
15	07-05-030-6, 448-1001	Устройство плит балконов	100шт МЗ	0,13,9	22082,62917,97	2,208311,380	711,73	71,17	- монтажник конструкций - машинист	4 3 2 6	2 1 1 1	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	136,79	13,68	-конструкции сборные ж/б - электроды диаметром 6мм Э42 - р-р готовый кладочный цементный марка 100	Шт Т МЗ	100 0,02 2,2	10 0,002 0,22	7075,92	707,59
16	10-01-027-1, 203-0013, 203-0012	Заполнение оконных проемов деревянными переплетами пл.до 2м2	100м ²	0,915	6367,99	5,8267	197,61	180,8	- машинист -плотник	5 4 2	1 1 1	Шуруповерты стойтельно - монтажные	10,17	9,31	-блоки оконные -скобяные изделия -шурупы строительные -памя пропитанная -толь с крупнозернистой посыпкой гидроизоляционный МТГ-350	М2 Комплект Т Кг М2	100 48 0,0114 173 118	91,5 43,92 0,0104 158,3 107,97	1754,18	1605,1

--	--

17	10-01-033— 2, 203-0379	Устройство деревянных подоконных досок в каменных стенах	100м2	0,071	1735,3	0,1232	66,7	4,7	плотник	4 2	1 1	Котлы битумные передвижн ые 400л	1	0,07 1	-доски подоконные деревянные -гипсовые вяжущие ГЗ -смола каменно- угольная для дорожного строительства -Р-р готовый отделочный тяжелый, известняковый 1:3 -войлок строительный -гвозди строительные -натрий втористый технический, МР, сорт 1 -толь с крупнозернист ой посыпкой гидроизоляцио нный, М ТГ- 350 -вода	M T T M3 T T T M2 M3	74 0,3 0,006 0,34 0,052 0,0056 0,0007 5,58 0,6	0,05 0,02 0,0004 0,02 0,04 0,004 0,0001 0,96 0,043	562, 5	39,9
----	------------------------------	---	-------	-------	--------	--------	------	-----	---------	--------	--------	---	---	-----------	--	--	--	--	-----------	------

--	--

18	10-01-039-1, 203-0198, 203-0199, 203-0201, 203-0202	Заполнение дераянных внутренних проемов до 3м2	100м ²	1,239	5531,8	6,8539	117,62	145,7	-маши нист	5	1	Кран на гусенично м ходу ДЭК 251	9,69	12,01	-блоки дверные -скобяные изделия - пиломатериалы хвойных пород. Доски обрезные длиной 4-6,5м, шириной 75-150мм, толщиной 25мм, 3 сорта - толь с крупнозернистой посыпкой гидроизоляционный, М ТГ-350 -р-р готовый отделочный тяжелый, известковый 1:2 -смола каменно-угольная для дорожного строительства -гвозди строительные -гвозди толевые крупные 3,0*40ми -ерши металлические -гипсовые вяжущие ГЗ -пакля пропит-я	М2 Комплект М3 М2 М3 Т Т Т Кг Т кг	100 74 0,08 89 0,105 0,0236 000413 0,0021 37,5 0,016 108	123,9 91,7 0,099 110,27 0,13 0,029 0,0051 0,0026 46,46 0,0198 133,81	1102,95	1366,56
----	---	--	-------------------	-------	--------	--------	--------	-------	---------------	---	---	----------------------------------	------	-------	--	--	--	--	---------	---------

--	--

19	11-01-027-02	Устройство полов из керамической плитки	100м ²	2,113	7659,98	16,186	122,72	259,3	Облицовщик плиточник	3 4	1 1	Подъемники мачтовые строительные	2,3	4,86	-плитки керамические для полов гладкие, неглазурованные, многоцветные, квадратные и прямоугольные -р-р готовый кладочный тяжелый цементный -опилки деревянные -вода	M2 M3 M3	102 1,3 3,06 3,85	215,5 2,75 6,47 8,14	1073,18	2267,6
20	11-01-036-01	Устройство линолеумных полов (с подготовкой)	100м ²	4,697	10840,89	50,9197	43,25	203,1	Облицовщик синтет.материалами	4 3	1 1	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,5	2,3	-линолеум на тепло-звукоизоляционной подготовке -клей «бустилат» -ветошь	M2 Т кг	102 0,05 0,5	479,1 0,23 2,35	351,9	1652,9

--	--

21	15-01-016-2	Облицовка стен керамической плиткой	100м2	2,117	10703,19	22,659	309,12	654,41	Облицовщик плиточник	4 3	1 1	Подъемники мачтовые строительные 0,5т	1,21	2,56	-плитки керамические фасадные неглазурованные -раствор готовый отделочный тяжелый цементный 1:3 -ветошь -портландцемент общестроительной ноои специально назначения М400 -вода	M2 M3 Кг Т M3	100 2 0,5 0,04 0,5	211,7 4,234 1,0585 0,847 1,0585	2844,22	6021,2
22	15-04-024-4, 15-04-024-5	Масляная окраска окон и дверей	100м2	3,464	1718,14	5,952	80,4	278,5	маляр	2 3 4 5	4 2 4 1	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,04	0,139	-краски масляные готовые к применению для внутренних работ -олифа комбинир. К2 -шпатлевка маслянно-клеевая -пазма шлаковая М600, фракция от 5-10мм -ветошь -шкурка шлифов. 2слой. Зернистость 40/25	Т Т Т Кг M2	0,049 0,003 0,01 0,0008 0,46 0,00016	0,17 0,0104 0,035 0,003 1,593 0,0006	376,58	1304,47



23	15-04-001-3	Побелка по штукатурке (бетону) потолков, водными красками(клеевыми)	100м2	0,147	888,88	0,13067	39,24	5,77	маляр	4 3 2	1 3 4	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,07	0,01	-краски сухие для внутр. Раб. -купорос марка А -мыло тверд. Хоз-е 72% -паста меловая ПМ-1 -клей молярный жидкий -шпатлевка клеевая -олифа для улучшенной окраски (10% натур., 90% комбинир.) -пемза шлаковая М600, фракция 5-10мм -ветоша - шкурка шлифов. 2слой. Зернистость 40/25	Т Т Шг Т Кг Т Т М3 Кг М2	0,0017 0,0012,5 0,028 1,2 0,0362 0,00002 0,0044 0,11 0,00088	0,0002 0,00020368 0,0041 0,176 0,0053 0,000003 0,0007 0,0162 0,00013	571,6	84,03
----	-------------	---	-------	-------	--------	---------	-------	------	-------	-------------	-------------	---	------	------	--	---	--	--	-------	-------

--	--

24	15-02-016-1	Штукатурка внешних стен	100м2	3,036	1682,26	5,1073	81,47	247,34	штукатур	3 3	1 1	Растворона сосы 1 м3/ч	5,45	16,5 5	-р-р готовый отдел-1 тяжёлый цемент-о извест-й 1:1:6 -сетка тканев. С квадрат. Ячейками. №05 без покрытия -гипс. Вяжущ. ГЗ -гвозди строй. С плоск головкой 1,6*50мм	М3 М2 М2 т	1,51 2,77 0,006 0,0000 7	4,58 8,41 0,018 0,0002 1	748, 71	2273,0 8
25	15-02-015-1, 15-02-015-2	Штукатурка поверхностей сложным раствором	100м2	36,734	3442,42	126,4539	78,77	2893,5 4	штукатур	3 3	1 1	Растворона сосы 1 м3/ч	9,52	349, 7	-р-р готовый отдел-1 тяжёлый цемент-о извест-й 1:1:6 -сетка тканев. С квадрат. Ячейками. №05 без покрытия -р-р готовый отделоч. Известняк. 1:2,5 -гвозди строй. С плоск головкой 1,6*50мм	М3 М2 М3 т	0,04 5,28 2,83 0,0001 4	1,47 193,96 103,96 0,0051	1320 ,13	48493, 66



26	15-04-012-1	Окраска фасадов с лесов с подготовкой поверхности (перхлорированная)	100м2	4,23	2255,65	9,5414	14,51	61,38	маляр	2 3 4	2 4 3	Лебедки электрические, тяговым усилием до 5,79кН E9500-12V	0,24	1,02	-краски перхлорир-е -уайт-спирит -грунтовка ХС-04 коричневая -шпатлевка ХВ-005 серая -пемза шлаковая, М600 фракция 5-10мм -ветошь	Т Т Т МЗ кг	0,059 0,01 0,015 0,012 0,0047 0,41	0,25 0,042 0,063 0,051 0,0199 1,73	127,5	539,3
27	15-04-005-3, 15-04-005-4	Окраска вододисперсионная простая по штукатурке поверхностей улучшенная	100м2	32,586	3529,61	115,016	97,15	3165,7	маляр	3 4 5	2 2 1	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,31	10,1	-краски вододисперсионные -шпатлевка клеевая -ветошь -шкурка шлифов. 2слой. Зернистость 40/25	Т Т Кг М2	0,132 0,106 0,62 0,0017	4,3 3,45 20,2 0,055	848,74	27657
28	12-01-015-4	Устройство пароизоляции из 1 слоя рубероида на битумной мастике	100м2	4,99	916,91	4,5754	10,6	52,89	изолировщик	2 3	1 1	Котлы битумные передвижные 400л	0,86	4,29	-мастика битум. Кровельная горячая -битумы нефтяные строит. Кровельные -керосин для технических целей КТ-1, КТ-2	Т Т т	0,08 0,025 0,06	0,399 0,125 0,299	90,95	453,8



29	12-01-013-3	Утепление покрытий минеральной ватой	100 м2	0,594	986,02	0,586	46,09	27,38	Изолировщик	3 2	1 1	Котлы битумные передвижные 400л	1,84	1,09	-битумы нефтяные строительные кровельные марки БНК-45/190, БНК-45/180 -керосин для технических целей, марок КТ-1, КТ-2 -мастика битумная кровельная горячая -плиты теплоизоляционные	T T T M2	0,025 0,058 0,201 103	0,0149 0,034 0,119 61,18	563,2	334,54
30	15-05-003-1, 15-05-003-6	Остекление оконным стеклом толщиной 4мм окон и балконных дверей	100м2	0,914	12373,3	11,3092	213,6	195,2	стекольщик	4 3 2	1 1 1	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,94	0,86	-стекло оконное толщ. 4мм -замазка оконная на олифе -олифа комбинированная К2 -ветошь	M2 T T Kg	242 0,107 0,0033 0,4	221,19 0,0978 0,0033 0,366	1779,83	1626,8

--	--

31	15-05-002-2	Остекление оконным стеклом внутренних дверей	100м ²	0,293	10936,37	3,2044	95,37	27,94	стекольщик	4 3 2	1 1 1	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,46	0,135	-стекло оконное толщ. 4мм -олифа комбинированная К2 -ветошь -мыло тверд. Хоз-е 72% -прокладки резиновые(технич-я прессов-я)	М2 Т Кг Шт кг	106 0,0013 0,2 1 51	31,06 0,0004 0,0586 0,293 14,94	794,53	232,797
32	12-01-017-1,12-01-017-2	Цементно-песчаная стяжка 25мм (кровля)	100м ²	0,125	1190,69	0,1488	30,46	3,81	изолировщик	4 3	1 1	Агрегаты электронасосные с регулирование подачи вручную для строительных р-ров подача до 2 м3/ч, напор 150м	2,36	0,295	-р-р готовый кладочный тяжелый цементный -песок для строит. Работ природный -ребероид кровельный с крупнозернистой посыпкой с пылевидной посыпкой РКП-3506 -вода	М3 М3 М2 М3	2,55 3,06 4,4 3,85	0,319 0,383 0,55 0,481	246,48	30,81

--	--

33	26-01-041-1, 104-0103	Укладка плит утеплителя стен (пенополистирол)	M3	34,8	1503,86	52,334	18,51	644,1	Термоизолит	4 3 2	1 1 1	Лебедки электрические, тяговым усилием 19,62кН E9500-12V	0,43	14,96	-битумы нефтяные строительные кровельные марок БНМ-55/160 - пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5м, шириной 75-150мм, толщиной 40-75мм, 3 сорта - изделия теплоизоляц. Из пенопласта - гвозди строительные - болты анкерные оцинкованные	T M3 M3 T кг	0,07 0,05 0,98 0,0039 2	2,44 1,74 34,1 0,136 69,6	172,8	6012,4
----	-----------------------	---	----	------	---------	--------	-------	-------	-------------	-------------	-------------	--	------	-------	--	--------------------------	-------------------------------------	---------------------------------------	-------	--------

--	--

34	05-01-049-7	Бурение ударно-канатным способом скважин диаметром 400мм в грунтах 1-2 группы	м	321	88,99	28,566	1,77	568,17	- Машинист буровой установки - Помощник машиниста	5	1	Установки и станки ударно-канатного бурения на гусеничном ходу, грузоподъемностью 5т	0,47	150,87	- проволока горячекатанная в мотках, диаметром 6,3-6,5мм - трубы бесшовные обсадные из стали группы Д и Б с короткой треугольной резьбой наружным диаметром 426мм, толщина стенки 10мм - Шпалы не пропитанные для железных дорог 2 тип - расход бурового инструмента - кондуктор инвентарный металлический - вода	Т	0,0001	0,016	22,97	7373,4
										4 3	1 1					М	0,01	3,21		
35	08-05-002-1	Устройство крылец с входной площадкой	М2	23,6	93,76	2,213	1,7	40,12	- Монтажник конструкций - машинист	4 3 2	2 1 1	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	0,03	0,708	- рогожа - Бетон тяжелый В7,5 (М100) - р-р готовый кладочный - песок для строительных работ природный - асфальтобетонные смеси дорожные, аэродромные и асфальтобетон	М2 М3	0,48 0,05	11,3 1,18	16,67	393,41
										6	1					М3	0,01	0,236		
																М3	0,02	0,472		
																т	0,0544	1,307		

--	--

36	10-02-036-1	Установка деревянных стропил	M3	7,376	267,24	1,9712	13,23	97,58	плотник	4 3	2 2	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,22	1,62 3	-гвозди строит. -каталка горячекатаная в мотка диаметром 6,3-6,5мм -толь с крупнозернистой посыпкой гидроизоляционный марки ТГ-350 -паста антисептическая	Т Т M2 т	0,0072 0,0044	0,0531 0,0323	109, 92	810,77
----	-------------	------------------------------	----	-------	--------	--------	-------	-------	---------	--------	--------	---	------	-----------	--	---------------------------	------------------	------------------	------------	--------

--	--

37	12-01-007-23	Монтаж скатной кровли из профилированной металлочерепицы с устройством деревянной обрешётки	100м2	4,602	7549,65	34,744	177,08	814,9	кровельщик	4 3	1 1	Ножницы электрические	1,79	8,24	-рядовые проф. листы металлочереп. -дополн. Элементы металлочереп. кровли (розжелобки, коньки, ендовы и др) -подкровельн. антиконденсатная пленка типа ЮТАКОН -доски обрез. Хвойных пород 32-40мм, шириной 75-150мм, 2 сорт - бруски обрез. хвойных пород 25-50мм, 2 сорт -гвозди строит. Оцинк. -коньковые саморезы оцинк.4,8x80мм -шурупы саморезы с 6-8гранной головкой 4,5x25(35)мм и спец. Уплотнит. Проклад-й (шайбой) из ЭПДМ -винты самонарез 4,5x19мм -голь с крупнозер. посыпкой марки ТВК-350 -гвозди толевые круглые3x40мм	M2 Шт M2 M3 M3 T 10шт 10шт T M2 T	100 10 116 1,47 0,46 0,0112 6,67 100,8 0,0014 3,62 0,00045	460,2 46 533,83 6,76 2,117 0,052 30,7 463,88 0,011 16,66 0,0021	2043,64	9404,8
----	--------------	---	-------	-------	---------	--------	--------	-------	------------	--------	--------	-----------------------	------	------	---	---	--	---	---------	--------

--	--

38	11-01-027-03	Устройство покрытий на цементном растворе из плиток	100м2	0,36	8975,78	3,231	122,72	44,18	Облицовщик плиточник	4 3	1 1	Подъемник и мачтовые стойки	2,3	0,828	-плитки керамич=е для полов гладк. одноцвет. Не глазурованные с красителем квадрат. И прямоугол. -р-р готовый кладочный тяжелый цементный -опилки древесные -вода	M2 M3 M3 M3	102 1,3 3,06 3,85	36,72 0,468 1,102 1,386	1073,18	386,34
39	11-01-011-01	Стяжка ц/п полов	100м2	0,1773	1493,32	0,265	40,78	7,23	- устройство стяжки по основанию - затирка пов-ти покрытия машиной	3 2 4	2 1 1	Вибраторы поверхностные	9,07	1,61	-р-р готовый кладочный тяжелый цементный -вода	M3 M3	2,04 3,5	0,36 0,62	332,25	58,91

--	--

40	10-01-052-4	Устройство козырька	M2	5,13	485,76	2,492	4,9	25,97	- монтажник конструкций	4 3 2	2 1 1	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,02	0,103	-гвозди строительные -бруски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5м, шириной 75-150мм, толщиной 40-75мм, 3 сорт -доски обрезные хвойных пород длиной 4-6,5м, штотной 75-150мм, толщиной 19-22мм, 3 сорт	Т М3 М3	0,00012 0,02 0,03	0,00062 0,103 0,154	94,24	483,5
41	07-01-021-1 442-5011	Устройство перемычек в проемах	100штг М3	3,73 9,436	4670,5 1510,97	17,421 14,258	132,59	494,6	- каменщик - машинист	4 3 2 5	1 1 1 1	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	35,84	133,7	-р-р готовый кладочный цементный марки 50 -конструкции сборные жб	М3 штг	0,23 100	0,86 373	1601,49	5973,6
42	05-01-060-1	Устройство уширения основания для свай в грунтах 1-2группы	Кол. уширени й	107	229,64	24,571	7,03	752,21	- машинист - помощник машиниста	5 4 3	1 1 1	Глиномешалки 4м3	2,35	251,45	-расход бурового инструмента -химреагенты -глина -вода	Комплек т Т Т М3	1 0,5 0,5 0,283	107 53,5 53,5 30,281	87,18	9328,26

--	--

43	05-01-062-1	Бетонирование свай	МЗ	40	225,64	9,026	0,99	39,6	- машинист крана - монтажник конструкций - бетонщик	6 4 4 3	1 1 1 1	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	0,35	14	-трубы бесшовные обсадные из стали группы Д и Б с короткой треугольной резьбой наруж. Диаметр 377мм, толщина стенки 12мм -бетон	М МЗ	0,15 1	6 40	13,95	558
44	05-01-061-1	Устройство арматурного каркаса свай	Кол. скважин	107	426,04	45,586	6,91	739,4	- машинист крана - монтажник конструкций	6 4 3	1 1 1	Кран на гусеничном ходу ДЭК 251	3,36	359,5	-электроды диаметром 4 мм Э42 -каркасы арматурные	Т т	0,0012 0,5	0,128 53,5	102,02	10916,14
45	26-01-041-2	Шумоизоляция пенополистироловыми плитами перекрытий сверху	МЗ	34,78	217,88	7,578	9,27	322,4	изолировщик	3 2	1 1	Лебедки электрические тяговым усилием 19,62 кН (2т) Е9500-12V	0,44	15,3	-битумы нефтяные строительные для кровельных мастик БНМ-55/60 -Изделия теплоизоляционные из пенополистирола	Т МЗ	0,05 0,99	1,74 34,43	116,92	4066,5



46	10-01-052-01	Устройство деревянных внутриквартирных лестниц	М2	11,988	758,75	9,096	4,9	58,74	Плотник	5 4 3	1 1 2	Автомобиль бортовой КАМАЗ - 65117-23 (А4)	0,07	0,84	Лестница с подступенками К-003м/1	М3	1,8	21,6	58,4 7	700,94
47		Разные работы 10%	Тыс.руб.			176,255		1621,8 057												
Итого:						1938,803 57		17839, 8627										6499,1 4162		

Цена на 2001 год = 8437,945199

Цена на 2017 год = 48602,56434624

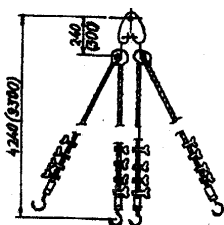


--	--

5.4 Выбор средств подмащивания, инвентаря, монтажных приспособлений, оснастки инструментов

Для организации рабочих мест при установке и закреплении конструкции в проектном положении необходимо подобрать средства подмащивания. В ППР необходимо ориентироваться на имеющиеся в строительной организации средства подмащивания. Для строповки, временного закрепления и выверки конструкций необходимо подобрать по справочной литературе монтажные и грузозахватные приспособления с учетом массы монтируемых элементов. Результат выбора записываем в виде таблицы 5.2.4.1.

Таблица 5.4.1

Ведомость монтажных приспособлений и инструментов

№ п/п	Наименование	Эскиз	Кол-во	Q, т	Масса приспособл. т	Расчетная высота строповки м	Назначение
1	Строп четырехветвевой ПИ Промсталбконструкция №21059М, л. 28		1	3,2	0,02	3	Выгрузка и раскладка, монтаж плит перекрытия (покрытия), лестничных площадок
2	Захват для лестничных маршей ЗЛМ-1,6-А-В		1	1,6	0,09	1,5	Выгрузка и раскладка, монтаж лестничных маршей
3	Подмости шарнирно-панельные		15	0,4 /м2	0,865	1,2 (2)	Складирование кирпичей и р-ра для кирпичной кладки

К основному производственному инструменту относятся кельма, молоток-кирочка, растворная лопата, расшивка. Для проверки качества кладки используют контрольно-измерительный инструмент - складной метр, рулетка, уровень и шаблон.

5.5 Выбор монтажного крана по техническим параметрам

Выбор монтажных кранов производят с учетом следующих основных факторов:

- а) конструктивные схемы и размеры здания;
- б) массы, размеров монтируемых конструкций, расположения их в плане и по высоте здания;
- в) массы, применяемых грузозахватных приспособлений и высоты строповки;
- г) способов и методов монтажа.

При возведении зданий ведущей машиной в комплекте, определяющей продолжительность монтажа конструкций, является монтажный кран.

Подбираем кран на возведения плит покрытия(как для самых удаленных, и тяжелых элементов), подсчитывая значения :

- грузоподъемности (масса наиболее тяжелого элемента, грузозахватного приспособления), т;
- высоте подъема стрелы Н, м;
- вылету стрелы и такелажа L, м.

Указанные параметры необходимо определять для наиболее невыгодных условий работы крана.

Для плит покрытия:

$$H_{кр}^{тр} = h_o + h_3 + h_3 + h_c = 9+1+0,22+3,6 = 13,82 \text{ м.}$$

Минимальное требуемое расстояние от уровня стоянки крана до верха стрелы:

$$H_{стр}^{тр} = H_{кр}^{тр} + h_{п} = 13,82+1,0 = 14,82 \text{ м.}$$

Требуемый вылет крюка крана:

$$L_{кр}^{тр} = (a+d')(H_{стр}^{тр} - h_{ш})/(h_{п} + h_c) + c = (3+1,2)(14,82-1,5)/(1,5+3,6)+1,5 = 12,47$$

м

Требуемая длина стрелы:

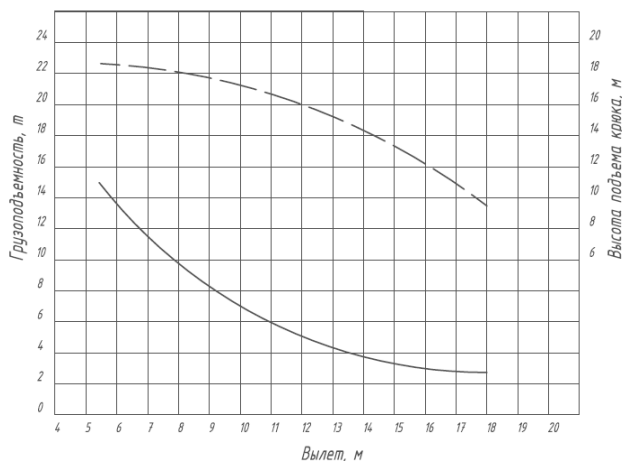
$$l_{стр}^{тр} = \sqrt{(L_{кр}^{тр} - c)^2 + (H_{стр}^{тр} - h_{ш})^2} = \sqrt{(12,47-1,5)^2 + (14,82-1,5)^2} = 17,3 \text{ м}$$

Требуемая грузоподъемность:

$$Q_{стр}^{тр} = P_{к}^{п} + P_{о}^{п} = 2,8+0,089 = 2,889 \text{ т}$$

Выбираем пневмоколёсный кран гусеничного типа ДЭК-251 с вылетом стрелы 19 м.

Характеристики крана ДЭК-251 со стрелой 19м:



5.6 Выбор транспортных средств для доставки конструкций

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 автомашинах без прицепов, на прицепах и полуприцепах, транспортируемых автотягачами и отцепляемых на строй площадке. Наибольшее распространение для доставки конструкций получили автопоезда, состоящие из седельного тягача и специализированного полуприцепа.

Таблица 5. 6.1

Ведомость потребности в автотранспорте

№ п/п	Наименование и марка элемента	Наим-ние и тип транспорта	Грузо-подъемность, т	Кол-во перевозимых эл. за 1 рейс	Кол-во ед. автотранспорта
1	Плиты перекрытия	Полуприцеп-плитовоз ЦП:ПЛ1212	12,4	4	1
2	Перемычки	Полуприцеп-площадка-тяжеловоз универсальный 65ПЛН 2918	12	40	1
3	Козырек плоский	Полуприцеп-плитовоз ЦП:ПЛ1212	12,4	9	1
4	Плита балконная	Полуприцеп-плитовоз	12,4	12	1

		ЦП:ПЛ1212			
5	Лестничные марши	Полуприцеп-площадка-тяжеловоз универсальный 65ПЛН 2918	12	7	1
6	Лестничные площадки	Полуприцеп-площадка-тяжеловоз универсальный 65ПЛН 2918	12	8	1
7	Фундаментные блоки	Полуприцеп-площадка-тяжеловоз универсальный 65ПЛН 2918	12	6	1
8	Фундаментные подушки	Полуприцеп-площадка-тяжеловоз универсальный 65ПЛН 2918	12	6	1

5.7 Календарное планирование

Календарный план строительства объекта выполнен в виде линейного графика и предназначен для определения последовательности и сроков выполнения общестроительных, специальных и монтажных работ, осуществляемых при возведении объекта. По календарному плану рассчитывается во времени потребность в трудовых и материально-технических ресурсах, а также сроки поставок материалов и оборудования. Календарный план строительства объекта разрабатывается на основании ведомости требуемых ресурсов табл. 5.3.1 и приведен в графической части на листе 8.

Построение графиков: движения рабочей силы, дифференциального, интегрального, движения строительных машин по объекту и поступление на объект строительных конструкций, материалов и изделий, производится по календарному плану, и представлены в графической части на листе 8.

5.7.1 ТЭП календарного плана

- Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле

$$C_{\text{смп}}^{\text{Б}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{СП} = 17719,6849 \text{ тыс.руб.},$$

$$C_{\text{смп}}^{\text{Г}} = C_{\text{смп}}^{\text{Б}} \cdot \text{I} = 17719,6849 \cdot 5,6 = 99230,2354 \text{ тыс.руб.}$$

где ПЗ=8437,9452 – прямые затраты на общестроительные работы, тыс.

руб.;

НР =5062,7671–накладные расходы, тыс. руб.;

НП =4218,9726–нормативная прибыль, тыс. руб.

1. Продолжительность строительства по календарному плану – 211 дней.
2. Общая трудоёмкость работ – 2229,9828 чел.-см.
3. Общая машиноёмкость работ – 113,01 маш.-см.
4. Объём монтируемых элементов – $V=432,925 \text{ м}^3$
5. Удельная трудоёмкость – 4,15 чел.-см./м

Определяется как частное общей трудоёмкости работ и единичного измерителя.

$$2229,9828/432,925= 5,15 \text{ чел.-см./м}$$

6. Удельная машиноёмкость – 0,47 маш.-см./м

$$203,4665/432,925= 0,47 \text{ маш.-см./м}$$

7. Выработка на 1 чел.-дн. – $V=432,925/2229,9828=0,19 \text{ м}^3 / \text{чел.-дн.}$

8. Коэффициент неравномерности движения рабочей силы – 1,9 ($1 < K_n < 2$)

Определяется как отношение максимального числа рабочих, занятых в смену к среднему. (см. КП)

9. Коэффициент совмещения работ – 1,04 ($K > 1$)

Определяется как отношение суммы продолжительности всех частных работ (\sum гр.10 КП) к продолжительности строительства.

$$219/211 = 1,04$$

10. Коэффициент сменности – 1,15 ($K > 1$)

$$\sum t_i \cdot n / t_i = 252/219 = 1,15$$

5.8 Стройгенплан на возведение надземной части здания

5.8.1 Внутрипостроечные дороги

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог на весь период возведения объекта.

При отсутствии постоянных дорог или невозможности их использования необходимо запроектировать временные дороги, которые по возможности должны быть кольцевыми.

На туиковых участках следует устраивать разъездные и разворотные площадки. При трассировке дорог соблюдаются следующие расстояния:

- между дорогой и складской площадкой - 1м;

- между дорогой и защитным ограждением строительной площадки - не менее 1,5м.

Не допускается размещение временных дорог над подземными инженерными сетями и в непосредственной близости к ним.

Ширина проезжей части временной дороги при движении транспорта в одном направлении должна быть равной - 3,5м, в двух – 6 м, а при использовании машин грузоподъемностью 25- 30 т - до 8 м. В зоне выгрузки и складирования материалов и конструкций дорогу в одну полосу необходимо уширить до 6 м, длина участка уширения должна быть 12-18 м.

Радиусы закругления дорог в плане следует принимать в зависимости от маневровых свойств транспорта в пределах от 12 до 30 м. В случае максимального радиуса закругления дорог ширина проезжей части должна быть увеличена до 5м.

Протяженность дорог составила

5.8.2 Определение потребностей во временных зданиях и сооружениях

5.8.2.1 Расчет площадей склада

Расчет рекомендуется вести с одновременным заполнением таблицы 3.

В графы 1-3 включаются 8-10 основных материалов, изделий и деталей(кирпич, сборный железобетон и бетон, пиломатериал, оконные и дверные блоки, рулонный материал, сыпучие материалы, материалы закрытого хранения, металл и пр.)

Наибольший суточный расход материалов $Q_{сут}$ определяется по формуле

$$Q_{сут}=Q_{общ}/T$$

где $Q_{общ}$ - количество материала, требуемого для осуществления строительства в течении расчетного периода(гр.3)

T- продолжительность расчетного периода выполнения работы, дн.(из календарного плана)

Запас материалов на складе $Q_{зап}$ (графа 9) определяется по формуле

$$Q_{зап}=Q_{сут} * \alpha * n * k,$$

где $Q_{сут}$ - суточный расход материалов (графа 5)

α - коэффициент неравномерности поступления (0.2-1.2)

k- коэффициент неравномерности потребления,

n- норма запасов материалов, дн.

5.8.2.2 Расчет площадей административно-бытовых помещений

Потребность в административно-бытовых помещениях определяется по действующим нормативам на расчетное количество рабочих, ИТР, служащих, МОП и работников охраны.

Расчетное количество рабочих принимается:

а) при расчете гардеробных – максимальное количество работающих по графику движения рабочих (списочный состав рабочих);

б) при расчете других помещений – максимальное значение работающих по графику движения рабочих умножается на коэффициент 0,85. Что соответствует численности рабочих, занятых в наиболее загруженную дневную смену, как более благоприятной для работы.

Таблица 5.3.6.2.2.1

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м ² на 1 чел.	Расчетная площадь, м ²	Принимаемая площадь, м ²	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовой проект и конструктивная характеристика
Прорабская	4	3	12	18	3х6	1	Контейнер
Гардеробная	30	0.9	27	27	3х9	1	Контейнер
Душевая/умывальная	26	0.43 0.5	12 13	27	3х9	1	Контейнер
Биотуалет	26	-	4,4	-	-	2	-
Сушильная	26	0.2	5	6	2х3	1	Контейнер
Помещение для обогрева и отд. Раб.	26	1	22	27	3х9	1	Контейнер

Расчетное количество работающих составляет 30% женщин (это следует учитывать при расчете туалетов).

Максимальное число рабочих равно 30 чел., из них служащих ИТР=4 чел., рабочих — 26 чел, обслуживающий персонал — 1 чел и пожарно-сторожевая служба-1 чел.(из них — 9 чел-женщины; 21 чел-мужчины).

Расчет площадей временных зданий и сооружений сведен в табл.5.3.6.2.2.2

Конструкции, изделия, материалы	Единица измерения	Общая потребность	Продолжительность укладки	Наибольший суточный расход	Число дней запаса	Коэф.не равномерного поступления	Коэф.неравномерного потребления	Запас на складе	Норма хранения на 1 кв.м.	Полезная площадь склада	Коэф.использования площади склада	Полная площадь склада	Размер склада	Характеристика склада
ж/б лестничные марши	м3	3,17	2	1,59	3	1,1	1,3	6,8	0,6	11	0,6	18	25 x8	Открытый
ж/б лестничные площадки	м3	2,31	1	2,31	3	1,1	1,3	9,9	0,6	16,5	0,6	28		
ж/б плиты перекрытия	м3	177,444	5	35,49	3	1,1	1,3	152,3	0,95	160,3	0,6	267		
ж/б плиты покрытия	м3	64,776	2	32,39	3	1,1	1,3	139,0	0,95	146,3	0,6	244		
Кирпич и камни керамические	Тыс шт	231,925	13	17,84	3	1,1	1,3	76,5	0,7	109,3	0,6	182		
Пенополистирол	м3	69,58	16	4,35	12	1,1	1,3	74,6	1,6	46,6	0,6	78		
Раствор	м3	101,48	57	1,78	12	1,1	1,3	17	-					
Черепица кровельная	Тыс шт	3835	17	225,59	12	1,1	1,3	6580,9	500	13,2	0,6	24		



Щебень	м3	0,0 4	2	0,02	3	1,1	1,3	0,09	1,5	0,06	0,6	1		
Блоки дверные	м2	123 ,9	3	41,3	3	1,1	1,3	177,2	24	7,4	0,6	12	6х 6	Закры тый
Блоки оконные	м2	91, 5	3	30,5	3	1,1	1,3	130,8	26	5,0	0,6	8		
Линолеум	м2	46, 97	5	9,39	12	1,1	1,3	161,1	100	1,6	0,6	3		
Плитка керамическая	м2	459 ,0	20	22,9 5	12	1,1	1,3	393,8	80	4,9	0,6	8		
Стекло оконное	м2	120 ,7	5	24,1 4	12	1,1	1,3	414,2 4	200	2,1	0,6	4		
Цемент россыпью	м3	0,0 04	1	0,00 04	12	1,1	1,3	0,007	2,8	0,003	0,6	1		



5.8.3 Расчет потребностей строительства в электроэнергии

Основным источником энергии, используемым при строительстве зданий и сооружений, служит электроэнергия. Для питания машин и механизмов, электросварки и технологических нужд применяется силовая электроэнергия, источником которой являются высоковольтные сети; для освещения строительной площадки используются осветительные линии.

Электроснабжение строительства осуществляется от действующих систем или инвентарных передвижных электростанций, электроэнергия потребляется для питания машин, т.е. производственных нужд, для наружного и внутреннего освещения и на технологические нужды.

На основании календарного плана или сетевого графика производства работ, графика работы машин и стройгенплана определяются электропотребители и их мощность (кВт), устанавливаемая в период максимального потребления электроэнергии.

Вначале подсчитывают мощность всех машин, механизмов и других установок, а затем подбирают источник электроснабжения.

Общая трансформаторная мощность P_p , кВт, определяется по формуле:

$$P_p = \alpha \times ((\sum (k_{1c} P_c / \cos\phi) + (\sum (k_{2c} P_T / \cos\phi)) + (\sum (k_{3c} \times P_{o.v.}) + P_{o.n.})) = 1.1((0,35 \times 245 / 0,4) + (1 \times 42 / 1) + (0,8 \times 120 / 1)) = 387,64 \text{ кВт},$$

где α – коэффициент, учитывающий потери в сети в зависимости от протяженности, сечения и т.п., принимаемый по справочникам ($\alpha = 1,05-1,10$);

P_c – силовая мощность, кВт (электродвигатели и т.п.);

P_T – технологическая мощность, кВт (сварочное оборудование и т.п.) $k_1=0,36$ средний для механизмов, $k_2 = 0,5$; $k_3 = 0,8$ – для внутреннего освещения.

$\cos\phi$ – коэффициент мощности; можно принимать 0,75-0,85;

$P_{o.v.}$, $P_{o.n.}$ – мощность соответственно внутреннего и наружного освещения, кВт.

5.8.4 Выбор типа трансформаторной подстанции

По полученной расчетом потребной мощности источника электроэнергии подбирается трансформаторная подстанция. Необходимость в трансформаторной подстанции возникает при расположении объекта более чем в 700 м от источника электроснабжения.

Для временного электроснабжения строительных площадок наиболее целесообразным является применение инвентарных передвижных комплексных трансформаторных подстанций. Для данного объекта выбираем трансформаторную подстанцию с закрытым типом конструкции СКТП-560: Мощность=360 кВА; длина=3,40; ширина=2,50.

5.8.5 Расчет количества прожекторов

Следующим этапом расчета является проектирование освещения строительной площадки. Расчетное число прожекторов (n) для строительных площадок определяется площадок определяется через удельную мощность по формуле:

$$n = pES/P_{л.}$$

$$n=0.25*2*1121/1000=1 \text{ шт.}$$

$$n=0.25*3*225/1000=1 \text{ шт.}$$

$$n=0.25*1*560/1000=1 \text{ шт.}$$

$$n=0.25*7*225/1000=1 \text{ шт.}$$

для территории строительства принимаем количество прожекторов $n = 4$ шт

где p – удельная мощность для прожекторов ПЗС-35 принимается $0,25-0,4 \text{ Вт/м}^2\text{лк}$, для ПЗС-45 $p=0,2-0,3 \text{ Вт/м}^2\text{лк}$;

E – освещенность, лк (принимается по норме).

S – величина площадки, подлежащей освещению, м^2 ;

$P_{л.}$ – мощность лампы прожектора, Вт (при освещении лампами ПЗС-35 $P_{л.} = 500-1000 \text{ Вт}$; ПЗС-45 $P_{л.} = 1000-1500 \text{ Вт}$).

5.8.6 Расчет потребностей строительства в воде

Расчет потребления в воде для производственных целей производится с учетом наибольшего потребления, устанавливаемого по календарному плану. Для этого определяются потребители воды, суточный расход, а затем определяется суммарный расход по объекту в сутки. Расчет завершается определением диаметра труб временного водопровода.

Полная потребность в воде $V_{расч} = 0,5(V_{пр} + V_{хоз} + V_{нож}) = 0,5*(0,32+10+0,08) = 5,2 \text{ л/с}$,

Где $V_{пр}$ – расход воды на производственные нужды, л/с;

$V_{хоз}$ – расход воды на санитарно – бытовые нужды, л/с;

$V_{нож}$ – расход воды на пожаротушение, л/с.

Расход воды на производственные нужды определяется по формуле:

$$V_{пр} = \sum q_n N_n K_r K_n / t \times 3600 = ((250+400+8+500+250+300) * 3 * 1,5 * 1,2) / (8 * 3600) = 0,32 \text{ л/с},$$

где q_n – удельный расход воды на производственные нужды, л;

N_n – число производственных потребителей (машин, установок и др.) в наиболее загруженную смену;

K_r – коэффициент часовой неравномерности водопотребления, принимаемый равным $1,5-3,0$;

t – учитываемое число часов работы в смену;

K_n – коэффициент на не учтенный расход воды, принимаемый равным $1,2$.

Секундный расход воды на санитарно – бытовые нужды определяется по формуле:

$$V_{хоз} = q_x \times n_p \times k_r / t \times 3600 + q_g \times n_g / t_g \times 60 = 15 * 17 * 1,5 / 8 * 3600 + 30 * 6 / 45 * 60 = 0,08 \text{ л/с},$$

где q_x – бытовое потребление воды одним работником;

n_p – количество работников в максимальную смену, чел.;

k_r - коэффициент часовой неравномерности водопотребления (принимается равным 1,5 – 3,0);

q_g - расход вода, л, на одного рабочего, пользующегося душем;

t_g – продолжительность работы душевой установки (45 мин);

n_g – число пользующихся душем (до 40% от работающих в смену).

Расход воды на пожаротушение принимается при площади строительной площадки до 10 га равным 10 л/с, при площади 50 га – 20 л/с, при большей площади на каждые дополнительные 25 га расход воды увеличивается на 5 л/с.

Диаметр трубы D временного водопровода определяется по формуле и подбирается по таблице (Размеры стальных водопроводных труб, мм.

$V_{рас}=5,2$ л/с- расход воды без учета нужд на пожаротушение

$V_{рас}=0,2$ л/с- расход воды с учетом нужд на пожаротушение

$D = 2\sqrt{(V_{рас} \times 1000)/(\pi \times V)} = 13,03$ мм -диаметр трубы без учета нужд на пожаротушение

$D = 2\sqrt{(V_{рас} \times 1000)/(\pi \times V)} = 66,5$ мм — диаметр трубы с учетом нужд на пожаротушение

где V – скорость движения воды по трубам (для временных водопроводов, принимаемая равной 1,5 – 2,0 м/с).

Если диаметр трубы по расчету не соответствует ГОСТу, то принимается труба ближайшего диаметра, имеющегося в ГОСТе.

Принимаем диаметр трубы 13,5

5.8.7 Расчет потребностей строительства в тепле

На строительной площадке тепловая энергия используется для выполнения строительных работ (прогрев бетона, оттаивания мерзлого грунта, разогрев заполнителей, сушка древесины и др.) и отопления временных зданий, а также зданий, строящихся в зимнее время.

Постоянными источниками теплоснабжения служат существующие сети от центральных и местных котельных, часто используются агрегаты передвижного типа.

Временное теплоснабжение строительной площадки предназначено для отопления и горячего водоснабжения бытовых, служебных и подсобно-вспомогательных зданий и сооружений. Кроме того, тепло необходимо в зимний период для отопления зданий, тепляков и технологических нужд. Общую потребность в тепле $Q_{общ.}$, кДж/ч, вычисляют по формуле:

$$Q_{общ} = (Q_1 + Q_2 + Q_3) k_1 k_2 = (521632,742 + 1820,653 + 521632,742) * 1.1 * 1.1 = 1264554,23 \text{ кДж/ч,}$$

где Q_1 – расход тепла на отопление зданий и тепляков;

Q_2 – то же, на технологические нужды;

Q_3 – то же на сушку зданий;

k_1 – коэффициент, учитывающий потери в сетях, принимаемый

1,10 – 1,15;

K_2 – коэффициент, отражающий добавку за неучтенные расходы тепла, принимаемый 1,1 – 1,2;

Расход тепла на отопление зданий определяется по формуле:

$$Q_1 = V_{зд} q_0 \alpha (t_{в} - t_{н}) = 4490,64 * 2,64 * 1,1 (20 + 20) = 521632,742,$$

Где $V_{зд}$ – объем зданий по наружному обмеру, m^3 ;

q_0 – удельная тепловая характеристика зданий, $кДж/м^3$ на град (для административных зданий – 2,64; для производственных – 3,35, для тепляков – 3,77);

α – коэффициент, зависящий от расчетных температур наружного воздуха $\alpha = 1,1$;

$t_{в}$ – наружная температура воздуха, $^{\circ}C$ ($t_{в} = 20^{\circ}C$);

$t_{н}$ – температура воздуха в помещении, $^{\circ}C$ ($t_{н} = - 20^{\circ}C$).

Часовой расход тепла на технологические нужды Q_2 , $кДж/ч$, определяется по формуле:

$$Q_2 = (V M / t t_{н}) = 90,31366 * 31400 / (1416 * 1,1) = 1820,653,$$

Где V – объем работ;

M – удельный расход тепла на единицу объема работ, $кКал$. Расход тепла в отдельных случаях можно принимать на $1 m^3$ в $кДж$; при подогреве воды до $75^{\circ}C$ – 31400; при оттаивании грунта – 62800 – 83750; при пропаривании бетона – 920000.

t – расчетное время потребления тепла, $ч$;

$k_{н}$ – коэффициент неравномерного расхода тепла, принимаемый 1,1 – 1,2.

Расход тепла на сушку здания принимаем:

$$Q_1 = Q_3 = 521632,742$$

5.8.8 ТЭП стройгенплана

1. Площадь постоянных зданий : $S_{пост.зд.} = 449,09 m^2$;

2. Площадь строительной площадки: $S_{ст.пл.} = 10800 m^2$;

3. Площадь временных зданий: $S_{вр.зд.} = 105 m^2$;

4. Площадь складов: $S_{ск.} = 236 m^2$;

5. Протяженности: - дорог: 364м;

- водопровода: 390м;

- осветительной линии: 412м;

- ограждения: 420м.

6. Коэффициент компактности застройки определяется по формуле

$$K_{к.з.} = (F_1 / F_{стр}) 100\% = 444,09 / 10800 = 0,041 \leq 1, \text{ где}$$

F_1 – площадь, занимаемая постоянными строящимися зданиями;

$F_{стр}$ – площадь строительной площадки.

7. Коэффициент застройки K_3 , %, определяется по формуле

$$K_3 = (F_в / F_п)100\% = 105/444,09 = 0,24 \% \leq 1, \text{ где}$$

$F_в$ – площадь занимаемая временными зданиями и сооружениями;

$F_п$ – площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями.

6. Экономика строительства

6.1. Введение

В составе раздела разрабатываются документы: объектная смета (таблица 3), сводный сметный расчет стоимости строительства (Таблица 4), перечень продаваемых квартир (таблица 5), экономическая оценка проектного решения (таблица 6), расчет чистого дисконтированного дохода (таблицы 7, 8) и построение жизненного цикла объекта.

6.2 Качественная характеристика объекта строительства

Таблица 6.2.1

Качественная характеристика объекта строительства

№ п/п	Наименование показателей	Единица измерения	Количество	Примечания
1	2	3	4	5
I. Объемно-планировочная характеристика объекта				
1.	Число этажей	эт.	2-3	
2.	Число квартир	кв.	10	
3.	Число лестничных клеток для домов несекционного типа	шт.	1	
4.	Строительный объем	м ³	2664,54	
5.	Общая площадь	м ²	779,0352	
6.	Жилая площадь	м ²	414,9644	
7.	Площадь летних помещений квартир (балконов)	м ²	23,76	
8.	Высота жилого этажа от пола до пола	м	3	
9.	Площадь земельного участка, отведенного под строительство	м ²	7344,3	

II. Конструктивная характеристика объекта		
1.	Строительно-конструктивный тип дома	кирпичный
2.	Конструктивная схема дома с указанием размеров	39x12
3.	Материал основных несущих ограждающих конструкций	Кирпич, бетон
4.	Вид наружной и внутренней отделки стен	Окраска водоземлюстойная и перхлорированная
5.	Конструкция кровли	скатная с чердачным помещением
6.	Типы чистых полов	Бетонные, с покрытием линолеума и с покрытием плитки

6.3 Техничко-экономические показатели объекта строительства

Таблица 6.3.1

№ п/п	Наименование показателей	Единица измерения	Количество	Примечание
1	2	3	4	5

I. Показатели объемно-планировочных решений				
1.	Общая площадь на одну квартиру в среднем	м ²	83,3479	
2.	Жилая площадь на одну квартиру в среднем	м ²	41,4964	
3.	Площадь летних помещений на одну квартиру в среднем	м ²	2,376	
4.	Площадь вне квартирных помещений на одну квартиру в среднем	м ²	687,8	
5.	Общая площадь, приходящаяся на одну лестничную клетку	м ²	14,7244	
6.	Отношение жилой площади к общей площади	К ₁	0,53	
7.	Отношение строительного объема к общей площади	К ₂	3,4	
8.	Отношение площади наружных стен к общей площади	К ₃	1,8	
II. Показатели сметной стоимости строительства				
1.	На 1 м ² общей площади	руб.	112,036	
2.	На 1 м ² жилой площади	руб.	210,332	
3.	На квартиру в среднем	руб.	9168115,8	
4.	Чистый дисконтированный доход	руб.	9390918,8	8
III. Показатели эксплуатационных (текущих) затрат				
1.	Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий:			
	– отопление	руб.	4370,91	
	– водоснабжение	руб.	845,98	
	– канализацию	руб.	951,73	
	– освещение	руб.	995,79	
	– вентиляция	руб.	5005,4	

6.4 Определение капитальных вложений на строительство объекта

Показатель сметной стоимости (цены) – один из важных показателей, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта.

6.4.1 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы (ЛС) и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты.

Таблица 6.4.1.1

№ п/п	Наименование работ и расчетов	Сметная стоимость, млн. руб.				Средств а на оплату труда, тыс.руб.	Показатели единичной стоимости
		Строительно-монтажные работы	Общая (оборудования, мебели, инвентаря)	прочих затрат	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8
1.	Общестроительные работы	48602,564	5832,308	486,026	54920,897	13730,224	70,499
	Санитарно-технические работы						
2.	Отопление – 6,2 % «Общестроительные работы»	3013,359	361,603	30,134	3405,096	1021,529	4,371
3.	Вентиляция – 7,1 % «Общестроительные работы»	3450,782	414,094	34,508	3899,384	1169,815	5,005
4.	Внутренний водопровод – 1,2 % «Общестроительные работы»	583,231	69,988	5,832	659,051	197,715	0,846
5.	Канализация – 1,35 % «Общестроительные работы»	656,135	78,736	6,561	741,432	222,430	0,952
6.	Итого по санитарно-техническим работам	7703,506	924,421	770,35	8704,962	2611,489	111,74
7.	Накладные расходы – 128 % от ФЗП	3342,705	-	-	3342,705	-	-
8.	Сметная прибыль – 85 % от ФЗП	2219,765	-	-	2219,765	-	-
9.	Всего по санитарно-техническим работам:	13265,977	924,421	770,35	14267,433	2611,489	111,74
10.	Электроосвещение здания – 1,25 % «Общестроительные работы»	686,511	82,381	6,865	775,758	232,727	0,996
11.	Накладные расходы 105%	244,364	29,324	2,444	276,131	82,839	0,354

	«Общестроительные работы»						
12.	Сметная прибыль – 60 % от ФЗП	139,636	16,756	1,396	157,789	47,337	0,203
13.	Всего по освещению:	1070,511	128,461	10,705	1209,678	362,903	1,553
14.	Всего по объекту	62939,053	6885,190	573,766	70398,008	16704,616	83,225

6.4.2 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.

Таблица 6.4.2.1

№ п/п	Номер смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			Строительно-монтажные работы	Оборудования и приспособлений	Прочие затраты	
1	2	3	4	5	6	7
1		Глава 1. Подготовка территории строительства (1,5% от Главы 2, 7гр.)	1055,970	126,716	105,60	1193,246
2		Глава 2. Основные объекты строительства	62939,053	6885,190	573,766	70398,008
3		Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения(4% от Главы 2, 7гр.)	2815,920	337,910	28,159	3181,990
4		Глава 6. Наружные инженерные сети(4,2% от Главы 2, 7гр.)	2956,716	354,806	29,567	3341,089
5		Глава 7. Благоустройство и озеленение(5% от Главы 2, 7гр.)	3519,900	-	-	3519,900
6		Глава 8. Временные здания и сооружения(2,5% от Главы 2, 7гр.)	1759,950	211,194	17,600	1988,743
7		Глава 9. Прочие затраты(1,5% от Главы 2, 7гр.)	1055,970	126,716	105,60	1193,246
8		Глава 12. Проектные и изыскательные работы в том числе	2463,930	-	-	2463,930

		изыскательный надзор(3,5% от Главы 2, 7гр.)				
--	--	---	--	--	--	--

Текущие затраты:

1193,246+70398,008+3181,990+3341,089+3519,900+1988,743+1193,246+2463,930
=87280,154 тыс. руб.

Стоимость 1м²: 87280,154 /779,0352=112,036 тыс. руб

6.4.3 Перечень продаваемых квартир

Таблица 6.4.3.1

№ п/п	Наименование	Количество	Общая площадь
1	2х этажная, 2х комнатная с гостиной (1 тип)	2	91,7558x2=183,5116
	2х этажная, 2х комнатная с гостиной (2 тип)	2	88,5508x2=177,1016
2	1-этажные, 3х комнатные	6	69,737x6=418,422
3	Всего		779,0352

6.4.4 Экономическая оценка проектного решения

План реализации квартир (срок строительства: 1 год):

План продаж

Таблица 6.4.4.1

№ п/п	Годы	Наименование квартир	Кол.	Продаваемая площадь	Цена 1м ² , тыс.руб.	Выручка от реализации Rt, тыс.руб.
1	1	1-этажные, 3х комнатные	3	69,737	120	25105,320
		2х этажная, 2х комнатная с гостиной (1 тип)	1	91,7558	115	10551,917
		2х этажная, 2х комнатная с гостиной (2 тип)	1	88,5508	115	10183,342
		Всего за 1 год:				
2	2	1-этажные, 3х комнатные	2	69,737	120	16736,880
		2х этажная, 2х комнатная с гостиной (1 тип)	1	91,7558	115	10551,917
		Всего за 2 год:				
3	3	1-этажные, 3х комнатные	1	69,737	120	8368,440
		2х этажная, 2х	1	88,5508	115	10183,342

		комнатная с гостиной (2 тип)				
		Всего за 3 год:				18551,782
		Всего за все время:				91681,158

6.5 Расчет чистого дисконтированного дохода

Чистый дисконтированный доход (ЧДД) определяется как сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенная к начальному шагу, или как превышение интегральных результатов над интегральными затратами. Величина ЧДД для постоянной нормы дисконта E вычисляется по формуле

$$\mathcal{E} = \text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T (R_t - Z_t) \frac{1}{(1 + E)^t},$$

где R_t – результаты, достигаемые на t -м шаге расчета;

Z_t – затраты, осуществляемые на том же шаге;

T – горизонт расчета (продолжительность расчетного периода), равный номеру шага расчета, на котором производится закрытие проекта;

$\mathcal{E} = (R_t - Z_t)$ – эффект, достигаемый на t -м шаге;

E – постоянная норма дисконта, равная приемлемой для инвестора норме дохода на капитал.

1. Стоимость $K_t - \text{ЕССР} = 87280,154$ тыс.руб.
2. Расчетный период времени $t=1$ год
3. Срок реализации $T=3$ года
4. Норма дисконта $E=10,25\%$
5. Текущие затраты $Z_t=0$
6. Выручка от реализации квартир $R_t = 91681,158$ тыс. руб.

Необходимый расчетный коэффициент дисконтирования на 3 года:

$$\eta = \frac{1}{(1+E)^t}; \text{ В долях: } E_1=0,1025$$

$$\eta_1 = \frac{1}{(1+0,1025)^1} = 0,907;$$

$$\eta_2 = \frac{1}{(1+0,1025)^2} = 0,823;$$

$$\eta_3 = \frac{1}{(1+0,1025)^3} = 0,746;$$

Внутренняя норма доходности:

$$E_{\text{вн}} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1}$$

Необходимо рассчитать заново чистый дисконтированный доход при новой норме:

$$E_2 = E_1 + 10\% = 10,25 + 1,025 = 11,275\%; \text{ В долях: } E_2 = 0,11275$$

$$\eta_1 = \frac{1}{(1+0,11275)^1} = 0,899;$$

$$\eta_2 = \frac{1}{(1+0,11275)^2} = 0,808;$$

$$\eta_3 = \frac{1}{(1+0,11275)^3} = 0,726;$$

Расчет чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 10,25\%$)

Таблица 6.5.1

Год сущ-ия проекта t	Выручка R_t	Затраты , Z_t		Разница между результатами и затратами $(R_t - Z_t)$	Коэффиц иент дисконти рования	ЧДД	Σ ЧДД
		Капитальн ые вложения K_t	Эксплуат ационные издержки Δt				
0-1	45840,579	61096,108	0	-15255,529	0,907	- 16819, 768	- 16819, 768
1-2	27288,797	26184,046	0	1104,751	0,823	1342,3 46	- 15477, 422
2-3	18551,782	0	0	18551,782	0,746	24868, 341	9390,9 19

Расчет чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 11,275\%$)

Таблица 6.5.2

Год существования проекта t	Выручка R_t	Затраты, Z_t		Разница между результатами и затратами $(R_t - Z_t)$	Коэффициент дисконтирования	ЧДД	Σ ЧДД
		Капитальные вложения K_t	Эксплуатационные издержки и Δt				
0-1	45840,579	61096,108	0	-15255,529	0,899	-16969,443	-16969,443
1-2	27288,797	26184,046	0	1104,751	0,808	1367,266	-15602,177
2-3	18551,782	0	0	18551,782	0,726	25553,419	9951,242

$$E_{\text{вн}} = 0,1025 - 9390,919 \frac{0,11275 - 0,1025}{9951,242 - 9390,919} = 0,0945 = 9,45\% \text{ - внутренняя норма рентабельности}$$

6.6 Построение жизненного цикла объекта

По результатам расчета ЧДД выполняется построение жизненного цикла объекта (см. рис. 1).

Жизненный цикл объекта – временной период от момента технико-экономического обоснования необходимости его возведения или обновления до момента физического или морального старения после определенного времени эксплуатации.

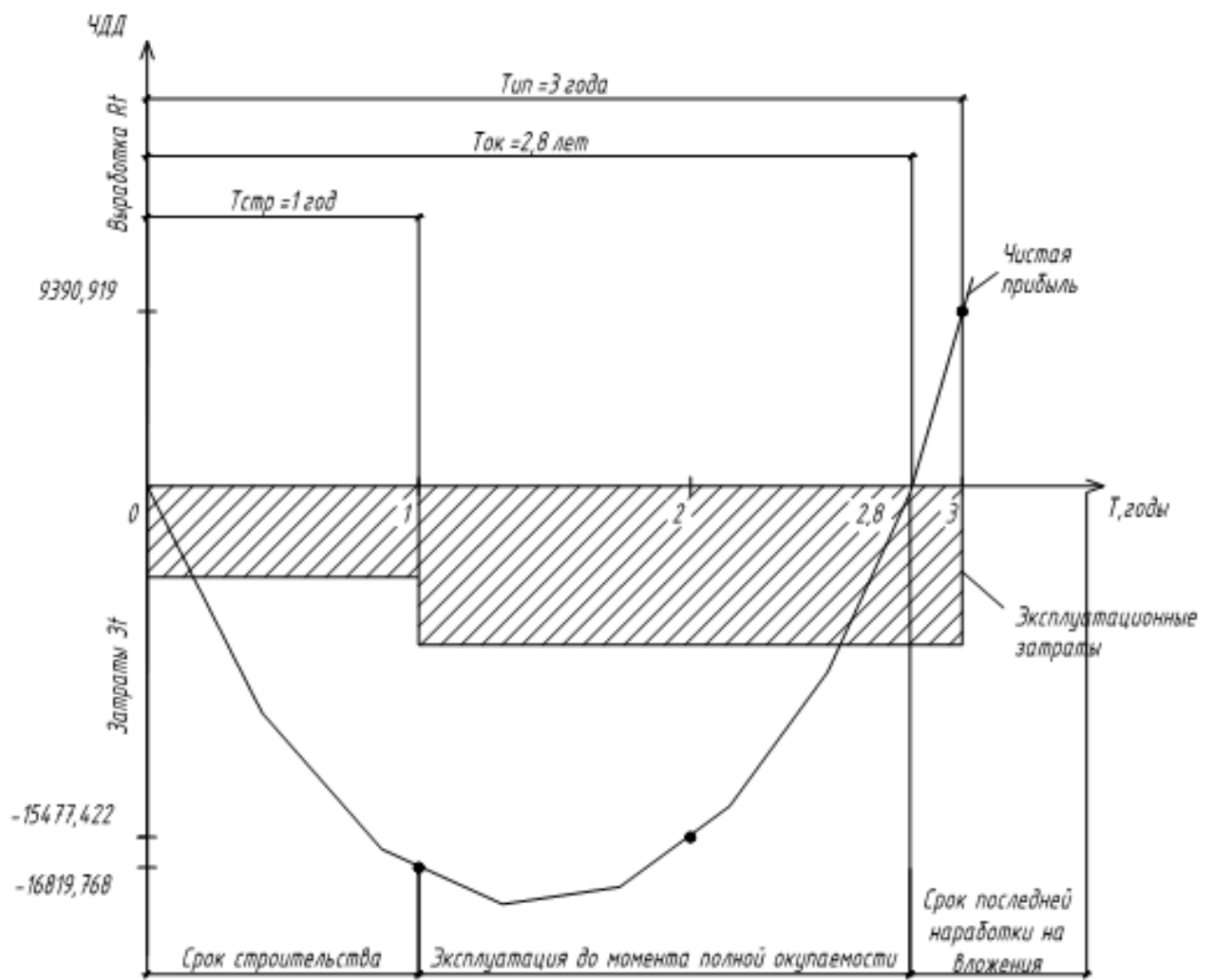


Рис. 6.6.1 Жизненный цикл объекта

7. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности

7.1 Безопасность при проведении строительных работ

Общие требования к безопасности в строительстве регламентируют СНИП 12-03-2001 и устанавливают единые нормативные требования по управлению охраной труда в организациях, организационно-технологической подготовке безопасности производства, обеспечению безопасности при производстве межотраслевых видов работ, которые являются общими для строительства, строительной индустрии и промышленности строительных материалов.

Безопасность производственной территории, участков работ и рабочих мест

В избежание доступа посторонних людей, предусмотрено ограждение производственной территории.

-ограждения имеют высоту 2 м и они оборудованы сплошным защитным козырьком, в местах большого потока людей ;

-козырек выдерживает нагрузки: снеговую, и от падения одиночных мелких предметов;

-ограждения не имеют проемов, помимо ворот и калиток.

Перед въездом на производственную территорию установлена схема внутривозрадных дорог и проездов с указанием мест складирования материалов и конструкций, мест разворота транспортных средств, объектов пожарного водоснабжения и пр.

Внутренние автомобильные дороги производственных территорий оборудованы дорожными знаками, которые показывают порядок движения транспортных средств и строительных машин.

При производстве земляных работ, в местах движения людей, установлены ограждения котлованы, ямы, траншеи и канавы.

Так же установлены переходные мостики через траншеи, ямы, канавы, шириной 1 м, имеющие с обеих сторон перила высотой 1,1 м.

Работники обеспечены питьевой водой, соответствующей санитарным требованиям.

Строительные площадки, места работ и рабочие участки, проезды и подходы к ним в темное время суток освещены.

Для работающих на открытом воздухе предусмотрены навесы, для укрытия от атмосферных осадков, и помещениями для обогрева.

Колодцы и другие выемки закрыты крышками, щитами или ограждены. В темное время суток они освещены.

Рабочие места и проходы к ним, располагающиеся на перекрытиях, покрытиях на высоте более 1,3 м и на расстоянии менее 2 м от границы перепада по высоте, ограждены защитными ограждениями, а при расстоянии более 2 м - сигнальными ограждениями.

В места, где невозможно применение защитных ограждений, работы производятся с применением предохранительного пояса для строителей.

Проходы на рабочих местах и к рабочим местам отвечают следующим требованиям:

-ширина одиночных проходов к рабочим местам больше или равна 0,6 м, а высота таких проходов - не менее 1,8 м;

-лестницы, необходимые для подъема или спуска работников на рабочие места, расположенные на высоте более 5 м, оборудованы устройствами для закрепления фала предохранительного пояса (канатами и др.).

Для прохода рабочих, выполняющих работы на крыше с уклоном более 20°, а также с покрытием, не рассчитанным на нагрузки от веса работающих, устроены трапы шириной не менее 0,3 м с поперечными планками для упора ног. Трапы на время работы закреплены.

Безопасность при складировании материалов и ресурсов

Материалы (конструкции) размещены в соответствии с требованиями по охране труда на выровненных площадках.

Складские площадки защищены от поверхностных вод.

Материалы, изделия, конструкции и оборудование при складировании на строительной площадке и рабочих местах укладываются следующим образом:

-кирпич в пакетах на поддонах - не более чем в два яруса, в контейнерах - в один ярус, без контейнеров - высотой не более 1,7 м;

-плиты перекрытий - в штабель высотой не более 2,5 м на подкладках и с прокладками;

-пиломатериалы - в штабель, высота которого при рядовой укладке составляет не более половины ширины штабеля, а при укладке в клетки - не более ширины штабеля;

-стекло в ящиках и рулонные материалы - вертикально в 1 ряд на подкладках.

Между штабелями (стеллажами) на складах оставлены проходы шириной более или равной 1 м и проезды, ширина которых зависит от габаритов транспортных средств и погрузочно-разгрузочных механизмов, обслуживающих склад.

Безопасность при эксплуатации мобильных машин и транспортных средств

Техническое состояние и оборудование автомобилей соответствует правилам по охране труда на автомобильном транспорте.

При размещении и эксплуатации транспортных средств приняты меры, предупреждающие их опрокидывание.

Строительно-монтажные работы, где необходимо применение машин в охранной зоне действующей линии электропередачи производятся под непосредственным руководством лица, которое несет ответственность за безопасность производства работ.

Для технического обслуживания и ремонта мобильные машины выведены из рабочей зоны.

При перемещении машины своим ходом, на буксире или на транспортных средствах по дорогам общего назначения соблюдаются правила дорожного движения.

При эксплуатации машин, имеющих подвижные рабочие органы, предотвращен доступ людей в опасную зону работы, граница которой находится на расстоянии не менее 5 м от предельного положения рабочего органа.

Безопасность при эксплуатации средств механизации, средств подмащивания, оснастки, ручных машин и инструмента

Персонал, эксплуатирующий средства механизации, оснастку, приспособления и ручные машины, до начала работ обучены безопасным методам и приемам работ с их применением .

Домкраты для подъема грузов испытывают перед началом эксплуатации, через каждые 12 мес. и после каждого ремонта.

Съемные грузозахватные приспособления и тара в процессе эксплуатации проходят технический осмотр лицом, ответственным за их исправное состояние.

Результаты осмотра записывается в журнал работ.

Грузовые крюки грузозахватных средств (стропы, траверсы) снабжены предохранительными замыкающими устройствами, которые предотвращают выпадение груза.

Поверхность грунта, на которую устанавливаются средства подмащивания, выровнена и утрамбована, и обеспечена отводом с нее поверхностных вод.

Средства подмащивания – леса крепятся к зданию не менее чем через один ярус для крайних стоек, через два пролета для верхнего яруса и одного крепления на каждые 50 м² проекции поверхности лесов на фасад здания.

Средства подмащивания, которые расположены вблизи проездов машин, ограждены отбойными брусами на расстоянии не ближе 0,6 м от габарита транспортных средств.

Не допускается превышение расчетных нагрузок на средства подмащивания в процессе производства работ.

Средства подмащивания оборудованы лестницами для подъема и спуска людей.

Средства подмащивания, применяемые при штукатурных или малярных работах, в местах, под которыми ведутся другие работы или имеется проход, имеют настил без зазоров.

Леса и подмости высотой до 4 м приняты производителем работ или мастером, и допущены к эксплуатации, а так же зарегистрированы в журнале работ, а выше 4 м - после приемки комиссией, назначенной лицом, ответственным за обеспечение охраны труда в организации, и оформления актом.

При выполнении работ с лесов высотой 6 м и более имеются настилы: рабочий (верхний) и защитный (нижний), а каждое рабочее место на лесах, которое примыкает к зданию, защищено сверху настилом, который располагается на высоте не более 2 м от рабочего настила.

При большом потоке людей в непосредственной близости от средств подмащивания, места прохода оборудованы сплошным защитным навесом, а фасад лесов закрыт защитной сеткой.

Средства подмащивания в процессе эксплуатации осматриваются прорабом или мастером не реже чем через каждые 10 дней с записью в журнале работ.

При разборки лесов, которые примыкают к зданию, все дверные проемы первого этажа, а также выходы на балконы всех этажей закрыты.

Неинвентарные средства подмащивания (лестницы, стремянки, трапы и мостики) изготовлены из металлов или пиломатериалов хвойных пород 1-го и 2-го сортов.

Длина приставных деревянных лестниц составлять не более 5 м.

Уклон лестницы при подъеме людей на леса не более 60°.

Перед эксплуатацией, лестницы испытаны статической нагрузкой 1200 Н (120 кгс), которую прикладывают к одной из ступеней в середине пролета лестницы, находящейся в эксплуатационном положении.

В процессе эксплуатации деревянные лестницы испытывают каждые полгода, а металлические - раз в год.

Установку и снятие средств коллективной защиты производят с применением предохранительного пояса, который закрепляется к страховочному устройству или к надежно установленным конструкциям здания.

При эксплуатации ручных машин осуществляются требования:

-проверка комплектности и надежности крепления деталей, исправности защитного кожуха, кабеля (рукава);

-до начала работы проверяют исправность выключателя и машины на холостом ходу;

-ручные машины, при массе, приходящейся на руки работающего, превышающей 10 кг, применяются с приспособлениями для подвешивания;

-при работе с машинами на высоте используются устойчивые подмости.

Работающие с пневматическими машинами ударного или вращательного действия обеспечены мягкими рукавицами с антивибрационной прокладкой со стороны ладони.

Инструмент, применяемый в строительстве, промышленности строительных материалов и строительной индустрии, осматривается чаще или 1 раз в 10 дней, а также перед применением.

При переноске или перевозке инструмента его острые части закрыты чехлами.

7.2 Пожарная безопасность

К опасным факторам пожара относят: повышение температуры воздуха и предметов; чрезмерное тепловое излучение горения; токсичные продукты горения, дым; понижение

концентрации кислорода; повышение давления при взрыве; падение или разрыв на обломки, фрагменты поврежденного и разрушенного здания.

Пожарная безопасность характеризуется таким образом, что с нормативной вероятностью должны быть исключены возможности возникновения и развития пожара, воздействия на человека его опасными факторами, а также должна быть обеспечена защита самого здания от уничтожения огнём. Т.е. пожарная безопасность обеспечивается предотвращением пожаров и пожарной защитой.

Предотвратить пожар можно следующими способами: исключить образование горючей среды и источники зажигания, а также необходимо поддерживать параметры среды в пределах, которые исключают горение. Предотвратить образование источников зажигания можно следующими действиями: правильным использованием и режимом эксплуатации машин и механизмов; устройством громоотводов; ликвидацией условий для самовозгорания; регламентацией допустимой температуры и энергии искрового разряда.

Пожарную защиту производим следующим образом: применяем негорючие и трудногорючие вещества и материалы, ограничиваем количество горючих веществ, ограничиваем распространение пожара, применением средств пожаротушения (гидранты, щиты); созданием условия для эвакуации людей, а также применяем противодымную защиту, пожарную сигнализацию.

Комплектация пожарного щита обусловлена характером защищаемого объекта, а именно:

Пожарный щит рассчитан на тушение загораний твердых материалов, горючих жидкостей и газов, электроустановок.

Вещества, которые нарушают условия горения, называют огнегасительными. Их применяют для тушения пожаров. Основными огнегасительными веществами являются вода, водные растворы, водяной пар, пена, углекислота, инертные газы, галогенированные углеводороды, сжатый воздух, порошки, песок, земля.

На строительной площадке обеспечен свободный подъезд и маневрирование пожарной техники. Строительная площадка имеет выезд на дороги общего пользования. От проездов предусмотрены подъезды к строящемуся зданию.

Временные сооружения и склады располагаются на строительной площадке так, чтобы пожар, возникший на одном из этих объектов, не мог перекинуться на соседнее сооружение.

Минимальное расстояние между зданиями с малой огнестойкостью равен 20 м, а с большой - 10 м.

Склады с материалами из дерева представляют значительную опасность в пожарном отношении. Поэтому они размещены не ближе 15 м от здания. С территории складов убирается сухая трава, щепки, кора и другие горючие отходы. Их хранят на специально отведенной площадке, располагаемой не ближе 50 м от складов.

Курение, разведение костров, разогрев битума, выполнение электрогазосварочных и других огневых работ можно только в специально отведенных местах. После окончания смены с рабочих мест убирают в отведенное место опилки, стружки, щепки и др. горючие отходы.

По периметру лесов через каждые 40 м установлены стремянки, чтобы во время возникновения пожара можно было быстро эвакуироваться работающим. В противопожарном отношении металлические леса лучше лесов из дерева.

Каждый работник проходит противопожарный инструктаж и знает все правила пожаротушения.

7.3 Охрана окружающей среды

Мероприятия по охране окружающей среды:

На строительной площадке не разводится открытый огонь.

При ведении земляных работ верхний растительный слой (почва) аккуратно срезаем, складываем в отвалы и затем используем для рекультивации территорий.

На срезку любого дерева получено номерное разрешение в службе «Зеленстрой».

Свалка строительных отходов находится в специально предназначенном для этого месте.

Не производится строительство дорог за пределами объекта.

Отходы, ГСМ, лакокрасочных материалов, а также воды после промывки бетонных и растворных емкостей не сливаются в канализацию. Также не сливаются их в овраги, ручьи, реки и озера.

Строительная площадка обеспечена нормальным водоотводом с территории и водопропуском с соседних участков.

Сваи не погружаются ударным способом (забивкой) вблизи существующих зданий и сооружений, т.к. это может привести к деформациям и даже разрушениям отдельных конструкций.

При выполнении любых земляных работ имеется разрешение местной администрации, которое выдается на персонального исполнителя (мастера, прораба). Это повышает их ответственность за возможные повреждения (по неосторожности или халатности) подземных коммуникаций (труб, кабелей и т.п.).

На стройплощадке организовано пылеподавление (регулярный полив дорог, проездов, площадок).

Пылящие грузы (песок, щебень, ПГС, грунт) при перевозке в самосвалах укрыты пологом.

Временные автодороги на площадке имеют твердое покрытие (бетон, асфальт, щебень). Это исключает вынос грязи колесами автомашины на городские магистрали.

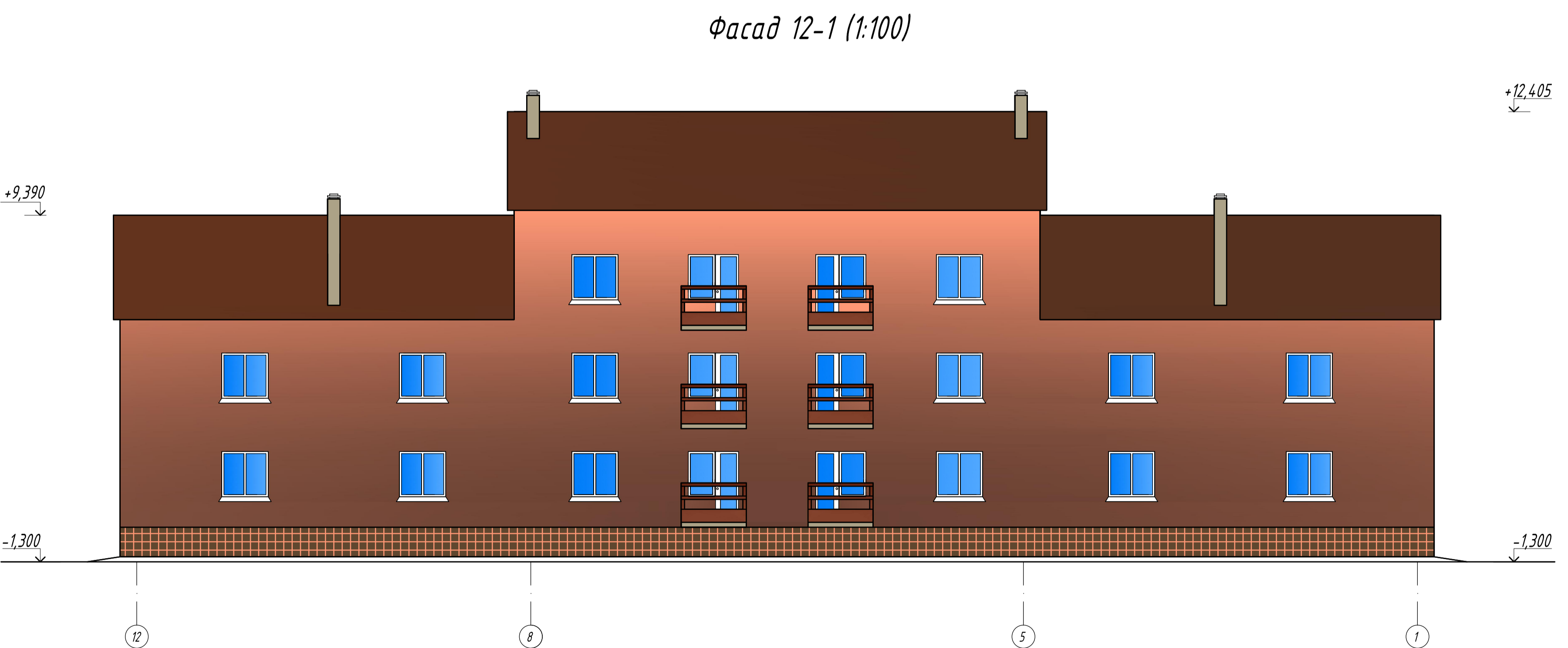
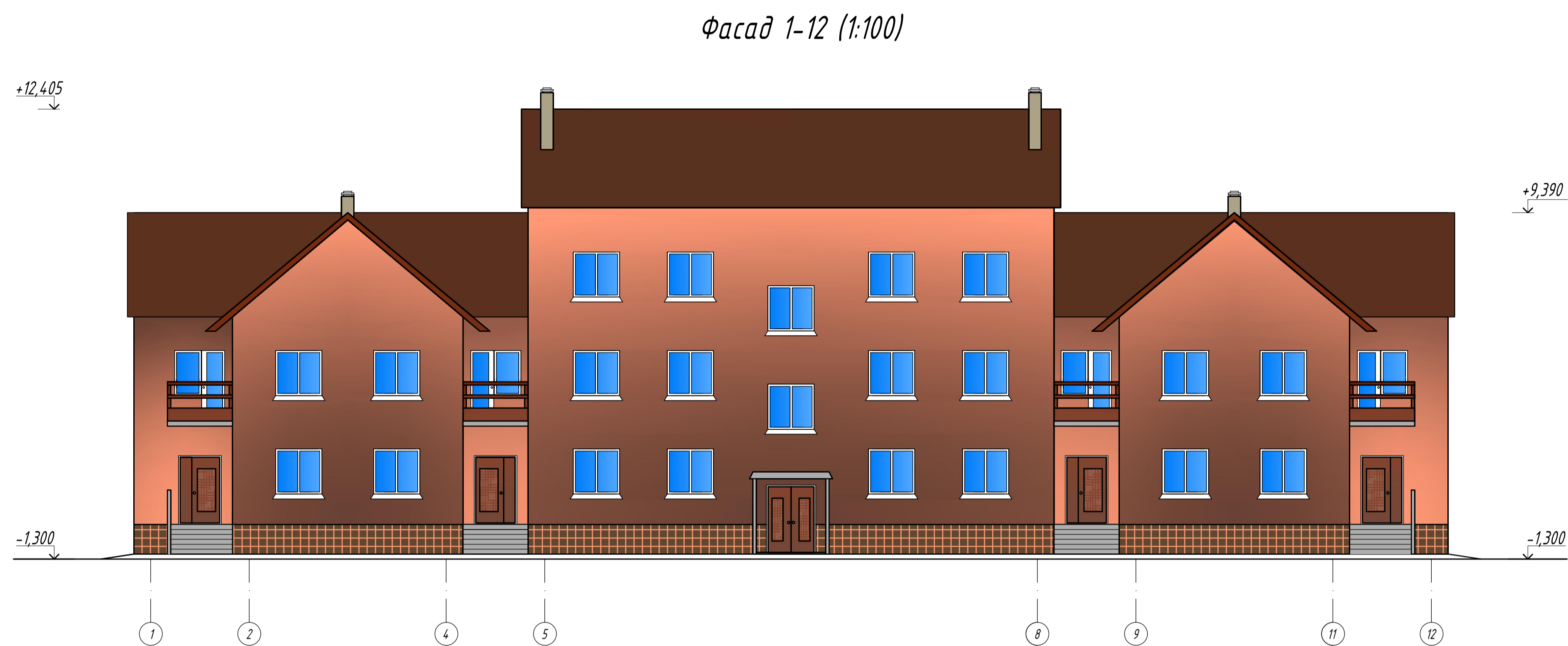
Гусеничная техника (тракторы, экскаваторы, краны) перемещается по городским магистралям лишь на специальных платформах-тяжеловозах (трейлерах).

Список используемой литературы

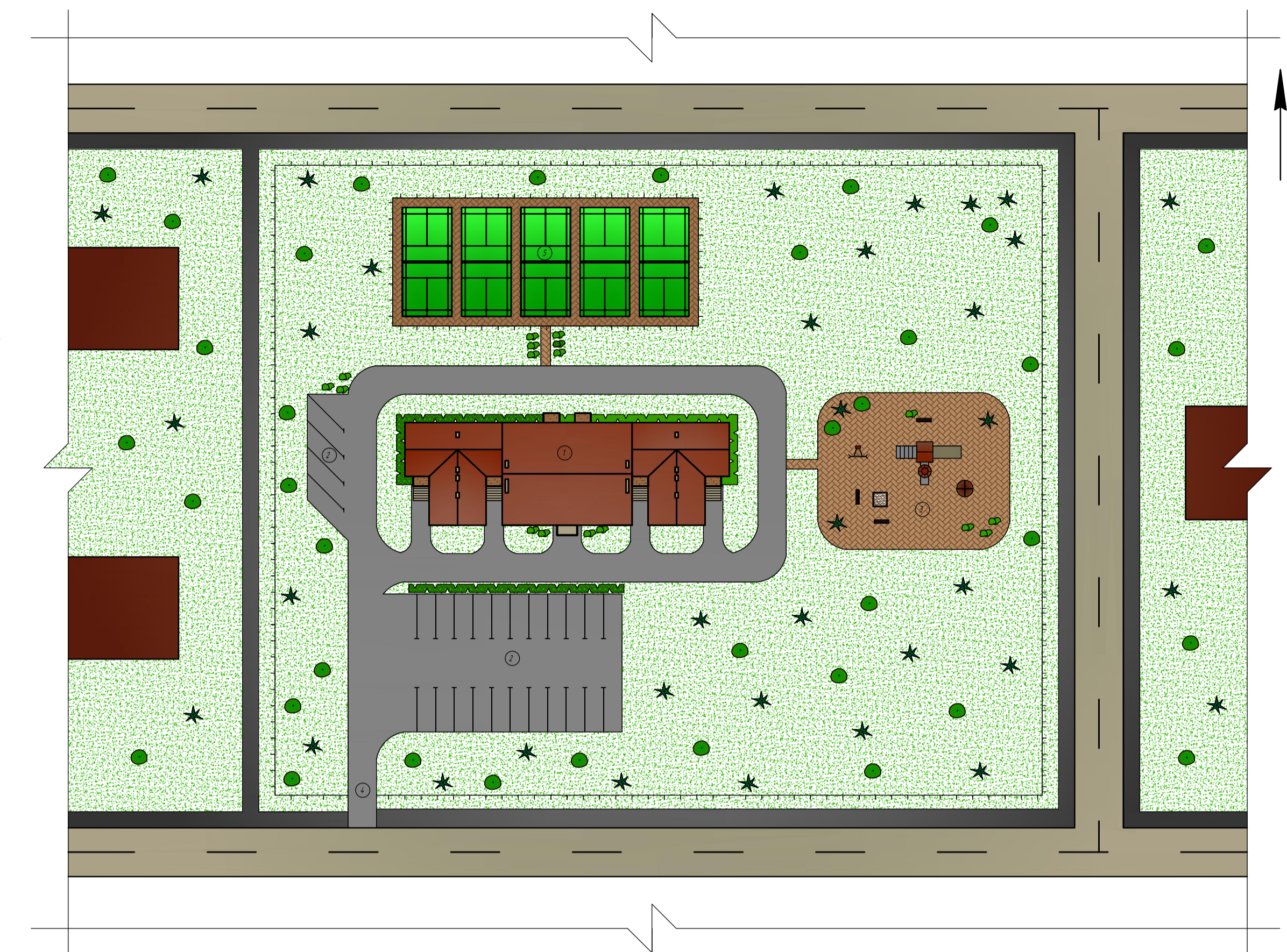
1. Архитектура гражданских и промышленных зданий. Жилые здания. - М.: Стройиздат, 1983. Т 3.
2. Архитектурно-конструктивное решение малоэтажного жилого здания: Методические указания для курсового проектирования/М. Н.Мишанин, А.К.Гаврилов. - Пенза: ИСИ, 1985.
3. ГОСТ 21.501-80. Архитектурные решения. Рабочие чертежи. - М.: Издательство стандартов, 1981.
4. Железобетонные конструкции и изделия одноэтажных зданий промышленных предприятий. - Москва: Госстрой СССР, 1989.
5. Кузнецов В.С. «Железобетонные конструкции многоэтажных зданий»: Учебное пособие – М. Издательство АСВ, 2013г
6. Маклакова Т. Г. и др. «Конструкции гражданских зданий»: Учебное пособие для вузов. - М.: Стройиздат, 1986.
7. Бородачев Н. А. «Курсовое проектирование железобетонных и каменных конструкций в диалоге с ЭВМ» учебное пособие, издание второе, переработанное и дополненное, Самара 2014г.
8. Общесоюзный каталог типовых конструкций и изделий кирпичных, крупноблочных жилых и общественных зданий: Сб.3.01.ЖГ-1.85. В 2 т. - Минск: ЦИТП, 1986.
9. Мандриков А.П. «Примеры расчета железобетонных конструкций»: М.:Альянс, 2007г.
10. Общесоюзный каталог типовых конструкций и изделий. Сборник 3.01.П-1.89. Том
11. 1-3. Строительное производство. В 3 т. Т 2. Организация и технология работ/ Л.П.Аблязов, В.А.Анзигитов, К.И.Башлай и др.; Под ред. И.А. Онуфриева. – М.: Стройиздат, 1989. – 527 с.: ил. – (Справочник строителя).
12. Кузнецов А.Н., Муратова Н.В. Примеры расчета и проектирования фундаментов. ПГАСА 1999.
13. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990
14. . Сборник Е1. Внутрипостроечные транспортные работы.- М.: Стрйиздат, 1987.- 40 с.
15. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения/Под ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. - М.: Стройиздат, 1985.
16. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование. Учебное пособие для строит. спец. вузов. Хамзин С.К., Карасёв А.К. – М.: ООО «БАСТЕТ», 2009. – 216 с.: ил.
17. Технологические процессы в строительстве: учебное пособие/Г.Н. Рязанова, Н.В. Агафонкина. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 180 с.
18. ЕНиР. Сборник ЕЗ. Каменные работы / Госстрой СССР.- Стройиздат, 1987

19. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1: Здания и промышленные сооружения.- М.: Стройиздат, 1987.-64 с.
20. ЕНиР. Сборник Е22. Сварочные работы. Вып.1 / Госстрой СССР.-М.: Стройиздат, 1987.
21. ЕНиР. Сборник 25. Такелажные работы. – М.: Стройиздат, 1988. – 48 с.
22. Пособие к СП 52-101-2003 « По проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры»: М, 2005г.
23. Пособие к СП 52-102-2004 «По проектированию предварительно напрягаемых конструкций из тяжелого бетона»: М, 2005г.
24. Пресняков А.В., Вдовина В.Я. Разработка технологических и организационных решений в проектах производства работ: Учебное пособие.- Пенза, 1999.- 157 с.
25. СНиП 12-03-01. Часть 1. Безопасность труда в строительстве.- М.: ЦИТП Госстроя РФ, 2001.- 352 с.
26. СНиП 12-04-02. Часть 2. Безопасность труда в строительстве.- М.: ЦИТП Госстроя РФ, 2001.- 352 с.
27. СНиП 2.08.01-89. Жилые здания. - М.: ЦИТП, 1989.
28. СНиП 3.04.01-87 «Изоляционные и отделочные покрытия», 1998г.
29. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. - М.: Стойиздат, 1987
30. СНиП 11-3-79*. Нормы проектирования. Строительная теплотехника. - М.: Госстрой СССР, 1986.
31. СНиП 12-04-2004 «Организация строительства».
32. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1985.
33. СНиП 3.04.01-87 «Отделочные работы», 1998г.
34. СНиП 21-01-97*. Пожарная безопасность зданий и сооружений, - М.: Госстрой России, 1999.
35. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. - М.: Стройиздат, 1986.
36. СНиП 23-01-99 * Строительная климатология и геофизика, М.: Госстрой России , 2000.
37. СНиП 23-02-2003 * Тепловая защита здания ,М.: Госстрой России 2003
38. СП 52-101-2003- «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры»: М., 2005г.
39. СП 52-01-2003 «Бетонные, железобетонные конструкции. Основные положения»- Москва 2004г..
40. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87.

41. СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Основные положения»: М, 2005г.
42. Учебно-методическое пособие «Экономическая оценка проектного решения строительства зданий», Пенза 2008г.
43. Шишкин В.Е. «Примеры расчета конструкций из дерева и пластмасс», Москва: Стройиздат, 1974г.
44. EN 1990 «Basis of structural design».
45. EN 1992 «Design of concrete structures».
46. EN 1995 «Design of timber structures».
47. EN 1996 «Design of masonry structures».



Генплан (1:500)



Условные обозначения

- - деревья лиственные
- - кустарники групповые
- ★ - деревья хвойные
- - кустарники рядовые
- ||| - парковка
- — — - ограждение
- - газон

ТЭП

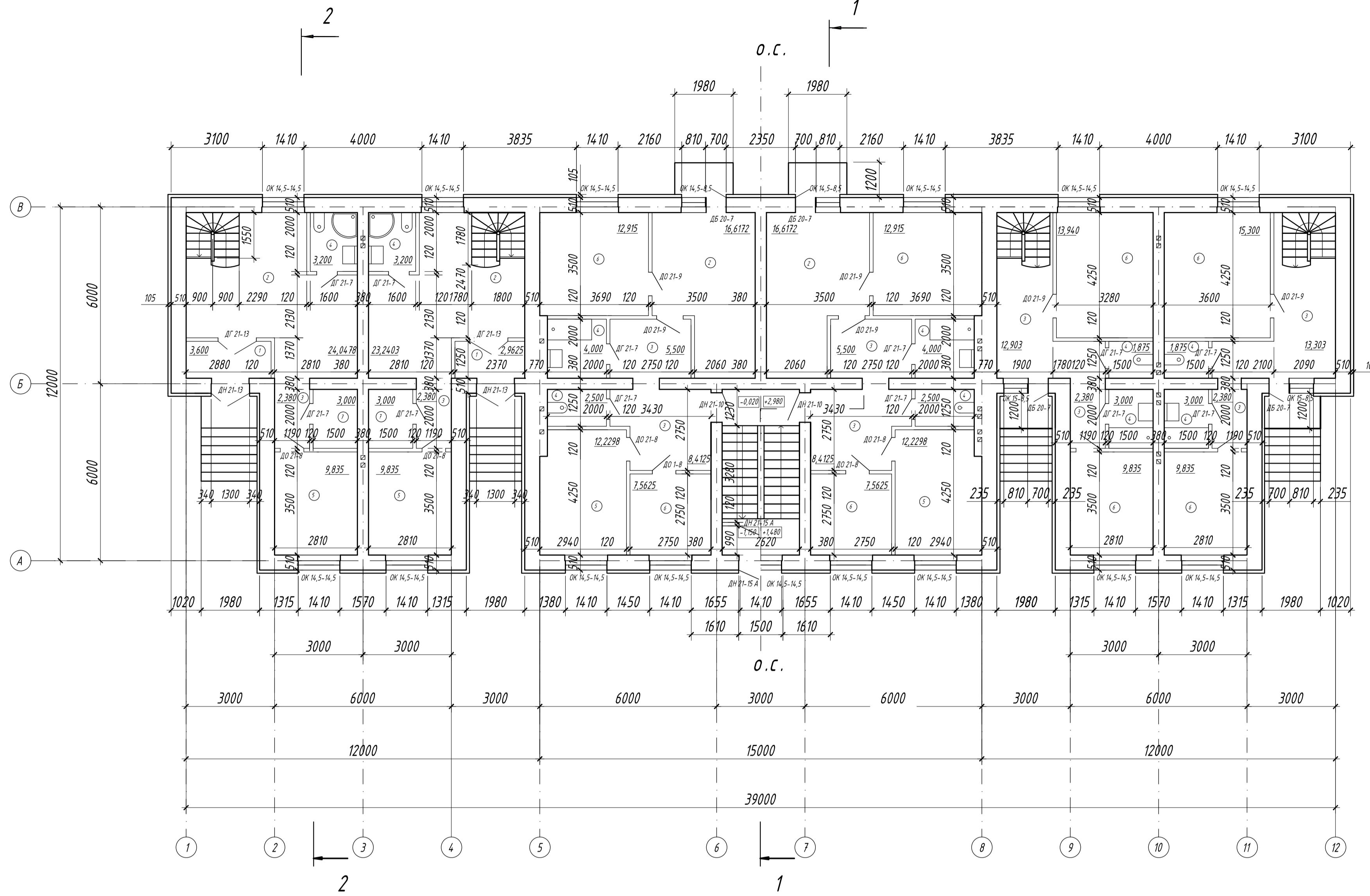
Площадь застройки	444,09 м ²
Площадь участка	7344,3 м ²
Коэффициент застройки	0,063
Площадь озеленения	4190,2 м ²
Коэффициент озеленения	0,571

Экспликация зданий и сооружений

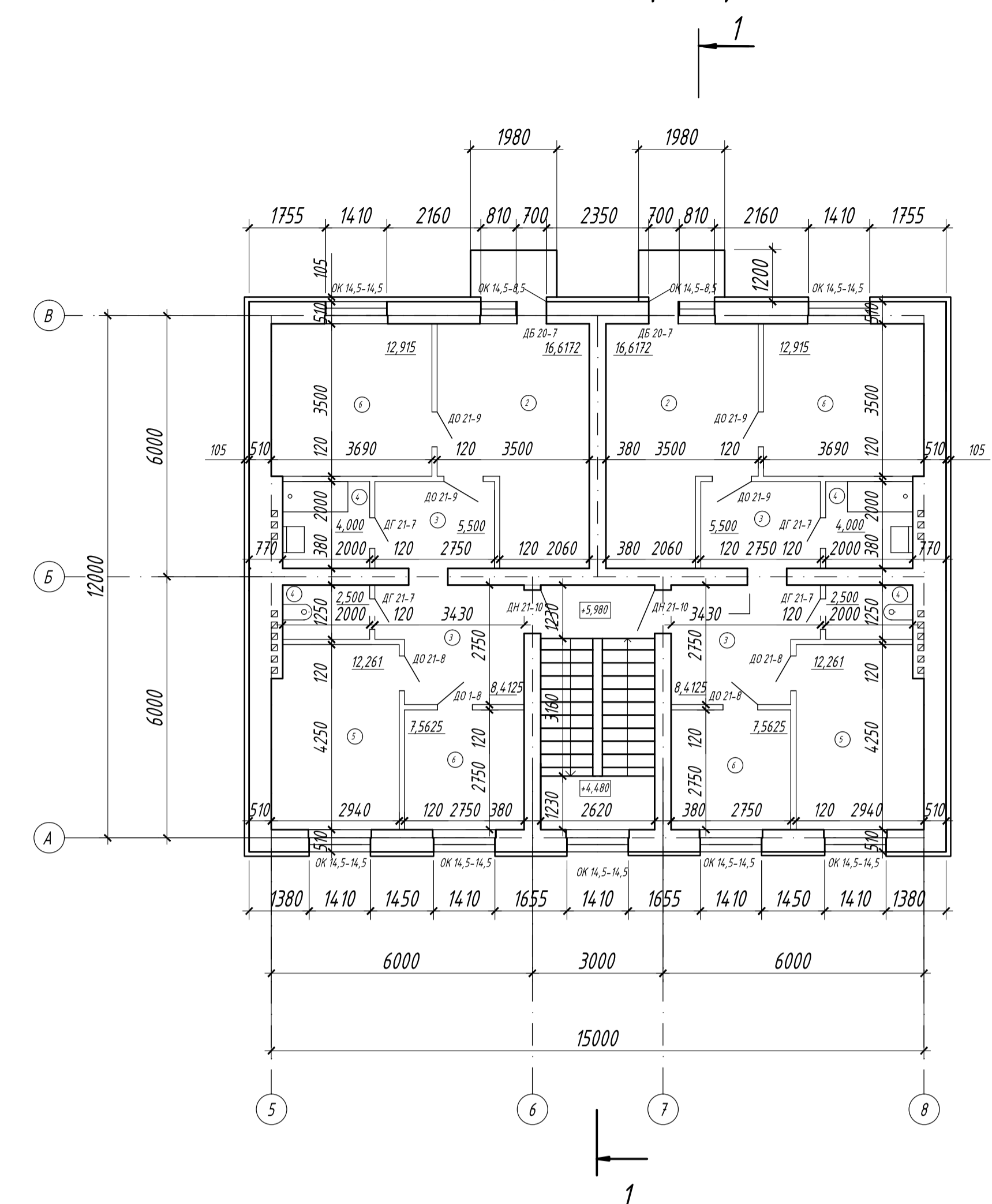
1	Строящееся здание
2	Открытая парковка
3	Детская площадка
4	Въезд в закрытый двор
5	Теннисный корт

Зав. кафедрой	Ласков И.И.				ВКР- 2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017			
Руководитель	Артошкин Д.В.							
Арх. стр. разд.	Гречишкин А.В.				Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе			
Расч.кон. разд.	Артошкин Д.В.							
Осн. и фунда.	Глухов В.С.				Архитектурно-строительный раздел	Страницы	Лист	Листов
ТДС	Агафонкина Н.В.					ВКР	1	9
Экон. стр.-ва	Сыфьянов А.Н.				Фасад 1-12, Фасад 12-1, Генплан, ТЭП, Ус - любые обозначения, Экспликация зданий и сооружений	ПУУАС, каф. СК, гр. СТ1-41		
БЖД	Ряжковина Г.П.							
НИР	Артошкин Д.В.							
Студент	Тимофеева С.А.							
Норма контр.	Артошкин Д.В.							

План 1 этажа (1:100)

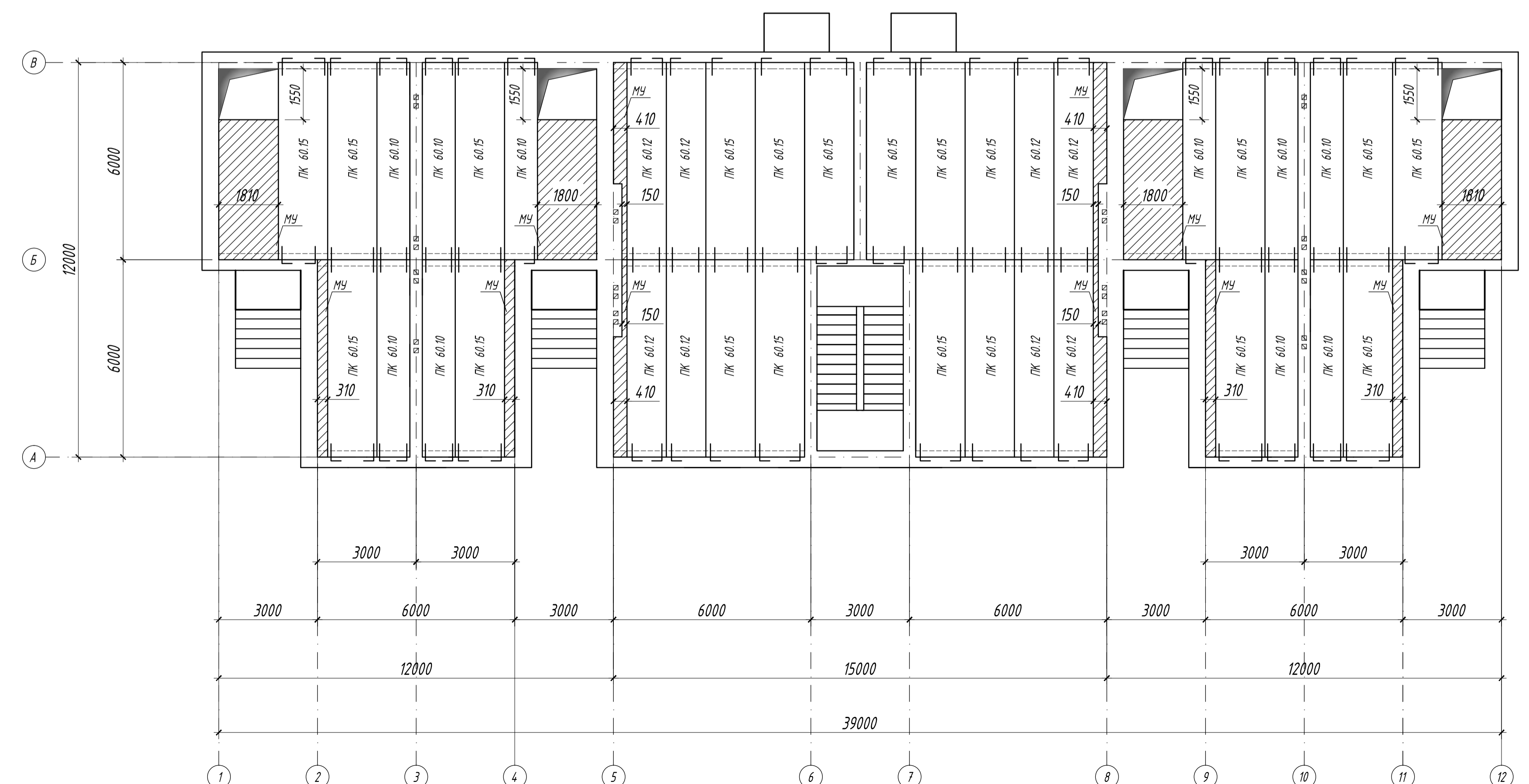


План 2 этажа (1:100)

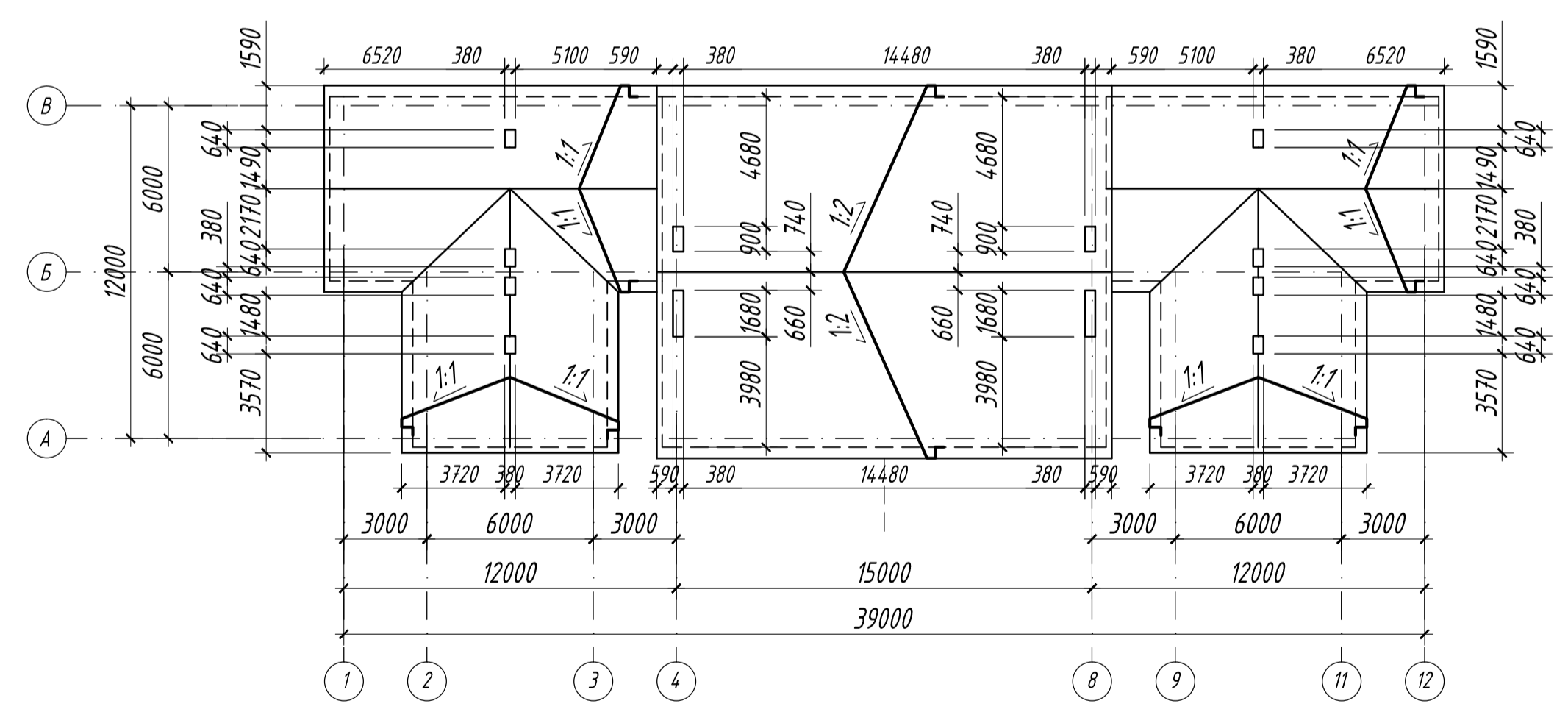


План 3 этажа (1:100)

План перекрытия (1:100)



План кровли (1:200)

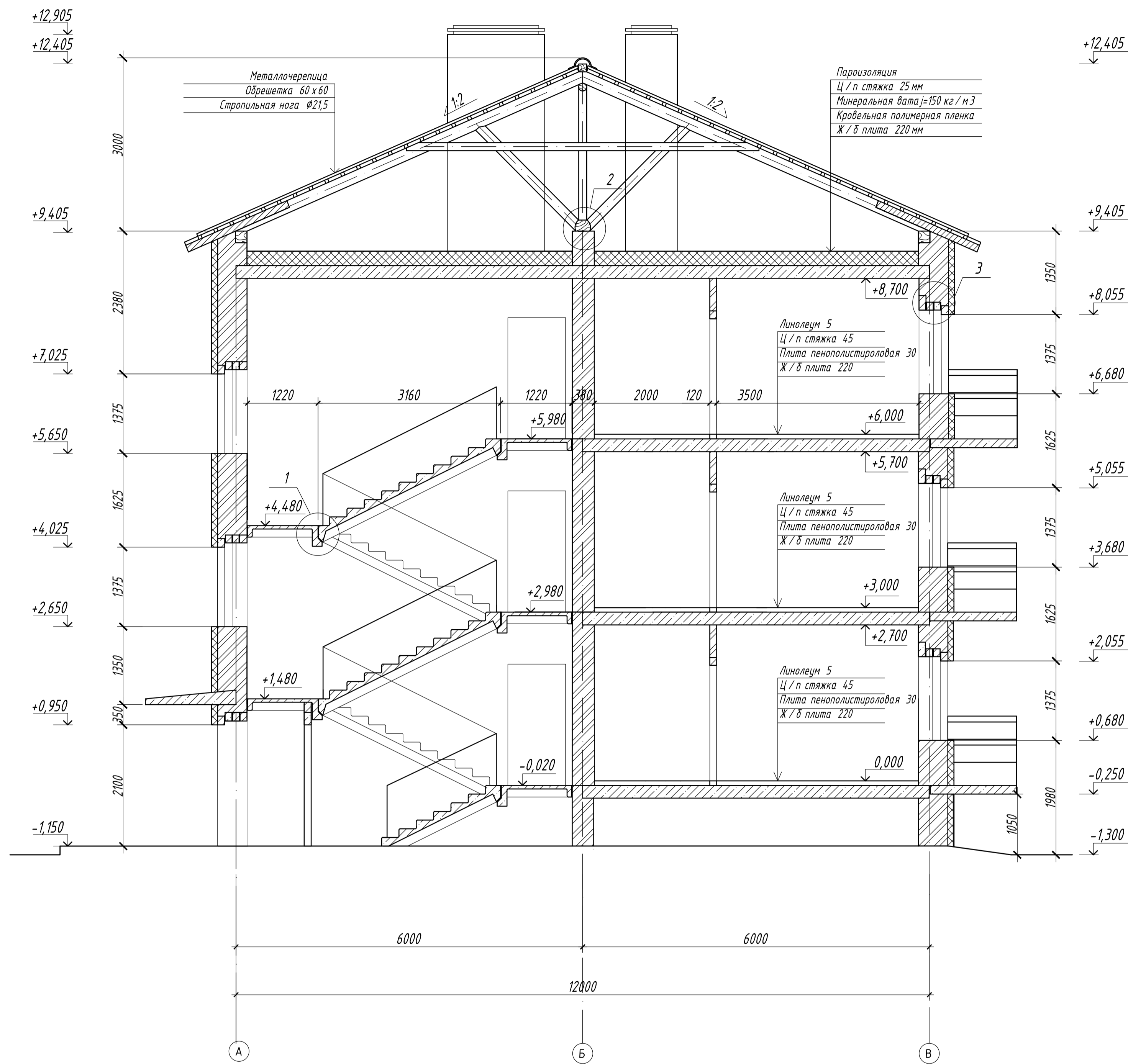


Экспликация помещений

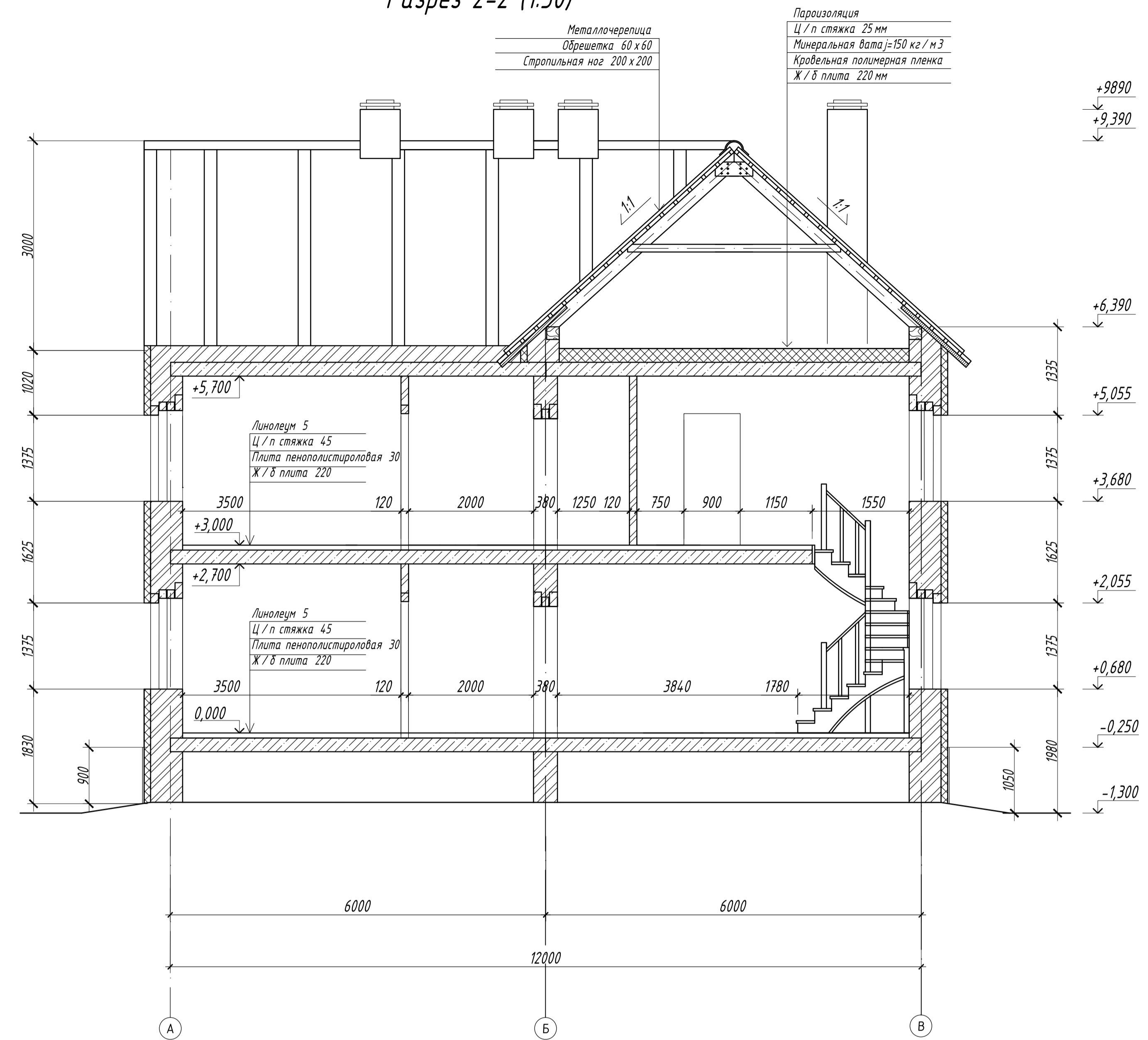
1	Тамбур
2	Гостиная
3	Коридоры
4	Сан - Узел
5	Кухня
6	Комната

Зав. кафедрой	Ласков И.И.	ВКР- 2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017	Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8х40 м в г. Пензе	Архитектурно-строительный раздел	Страницы	Лист	Листов
Руководитель	Артошани Д.В.						
Арх. стр. разд.	Гришкин А.В.						
Расч.кон. разд.	Артошани Д.В.						
Осн. и фунда.	Глухов В.С.	Планы 1, 2, 3 этажей, План перекрытия, Кровля, Экспликация помещений	ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41				
ТисОС	Агафонкина Н.В.						
Экон. стр-ва	Сафьянов А.Н.						
Б.Ж.Д.	Рахимова Г.П.						
НИР	Артошани Д.В.	Планы 1, 2, 3 этажей, План перекрытия, Кровля, Экспликация помещений	ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41				
Студент	Тимофеева С.А.						
Норма контр.	Артошани Д.В.						

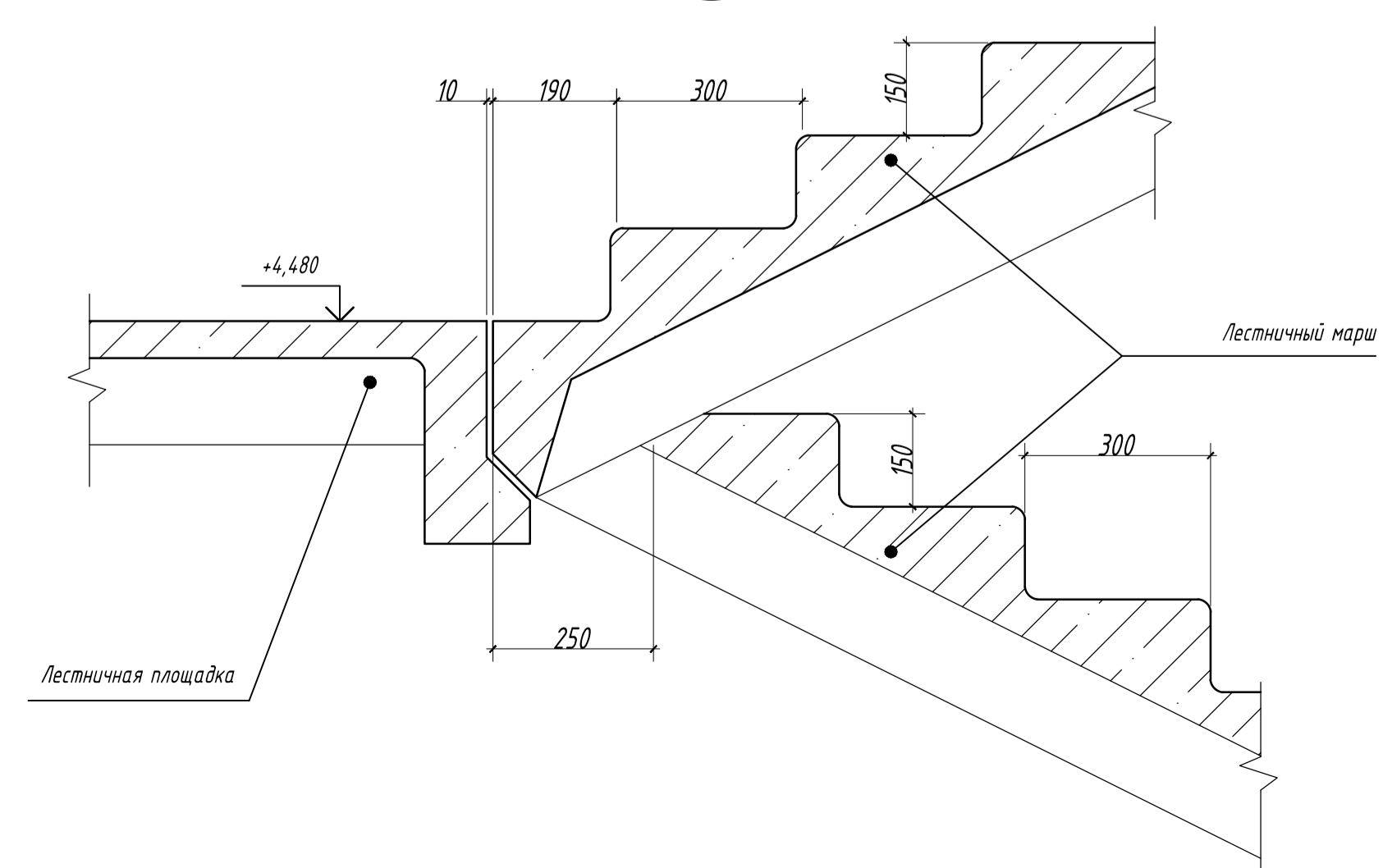
Разрез 1-1 (1:50)



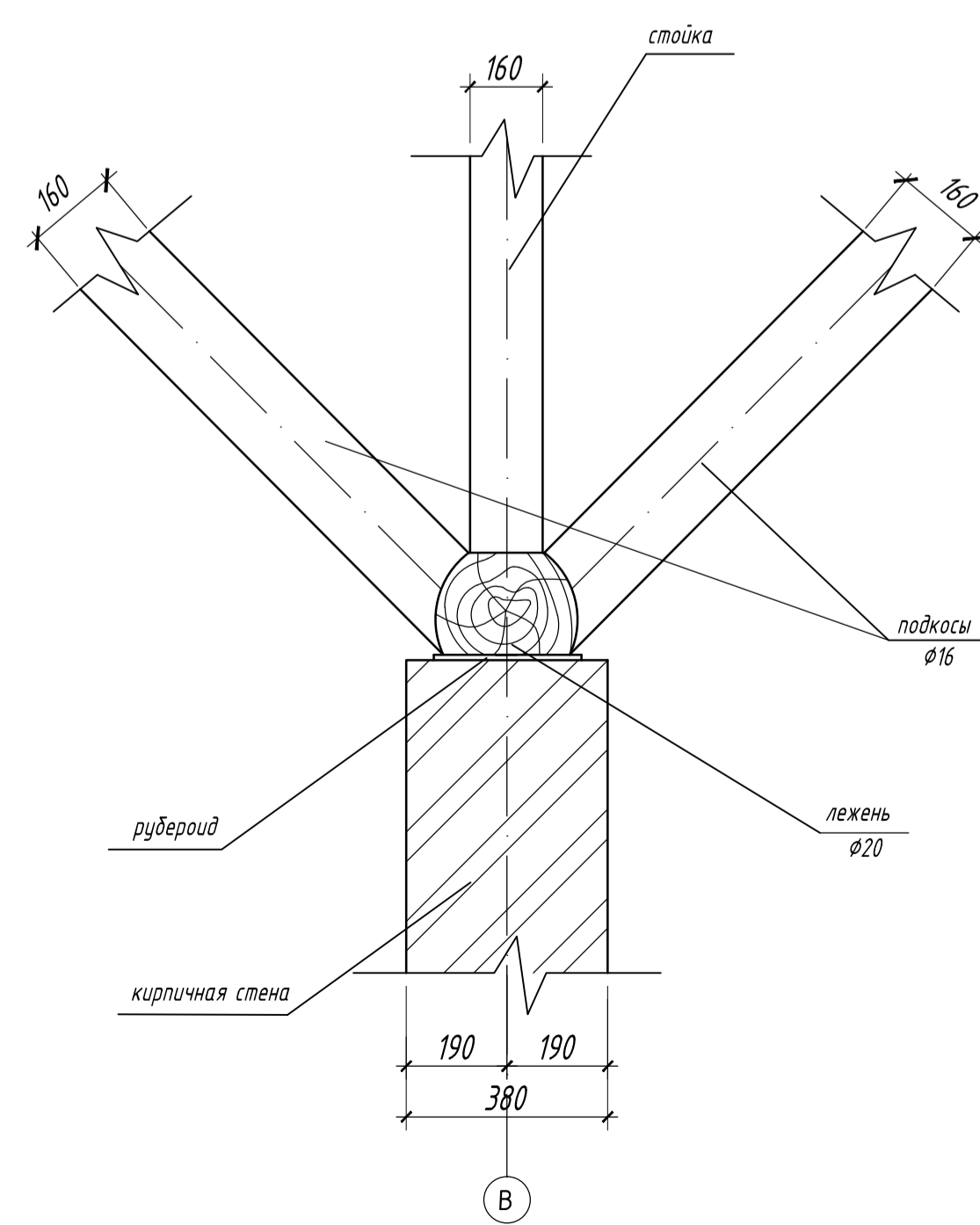
Разрез 2-2 (1:50)



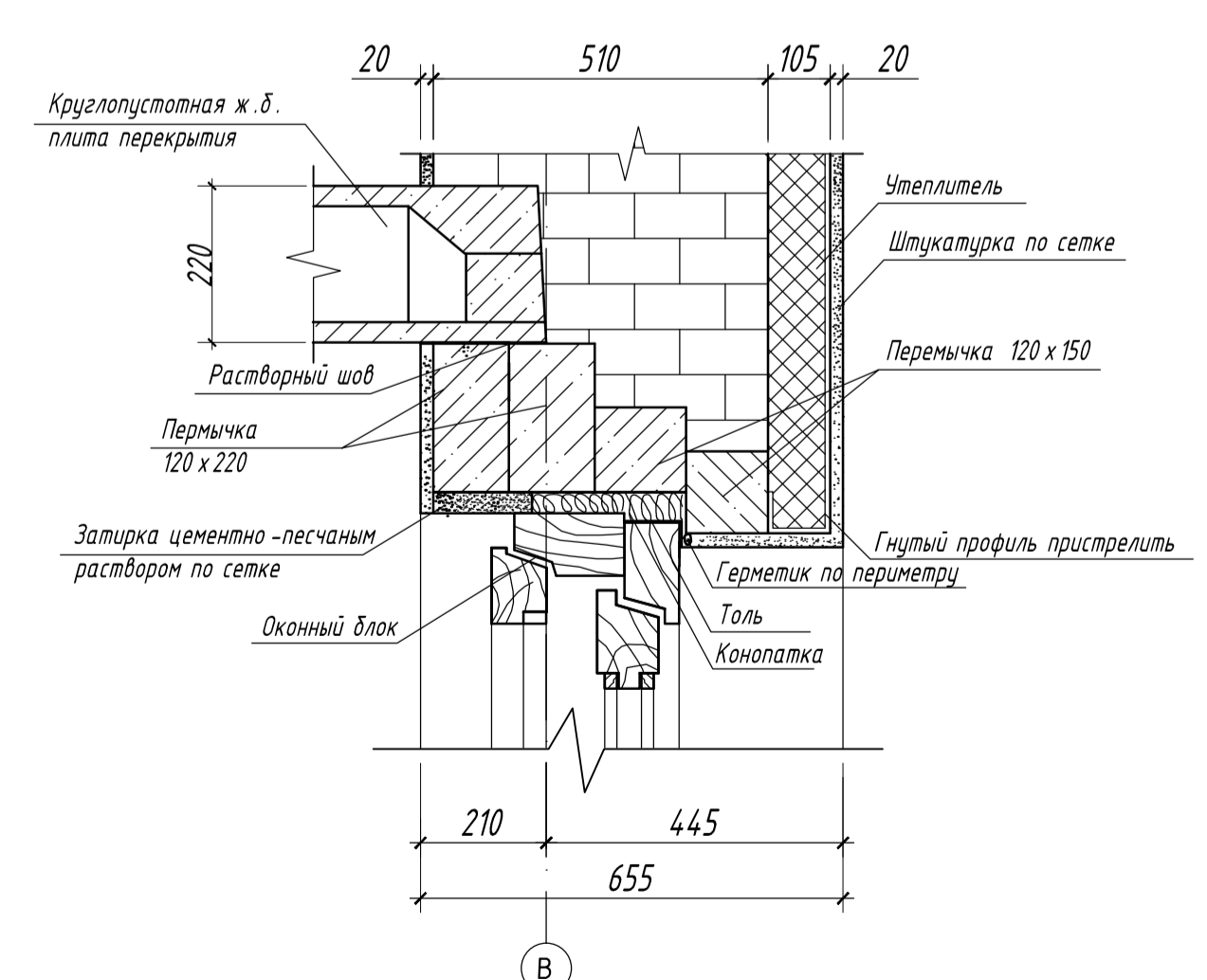
1 (1:10)



2 (1:10)



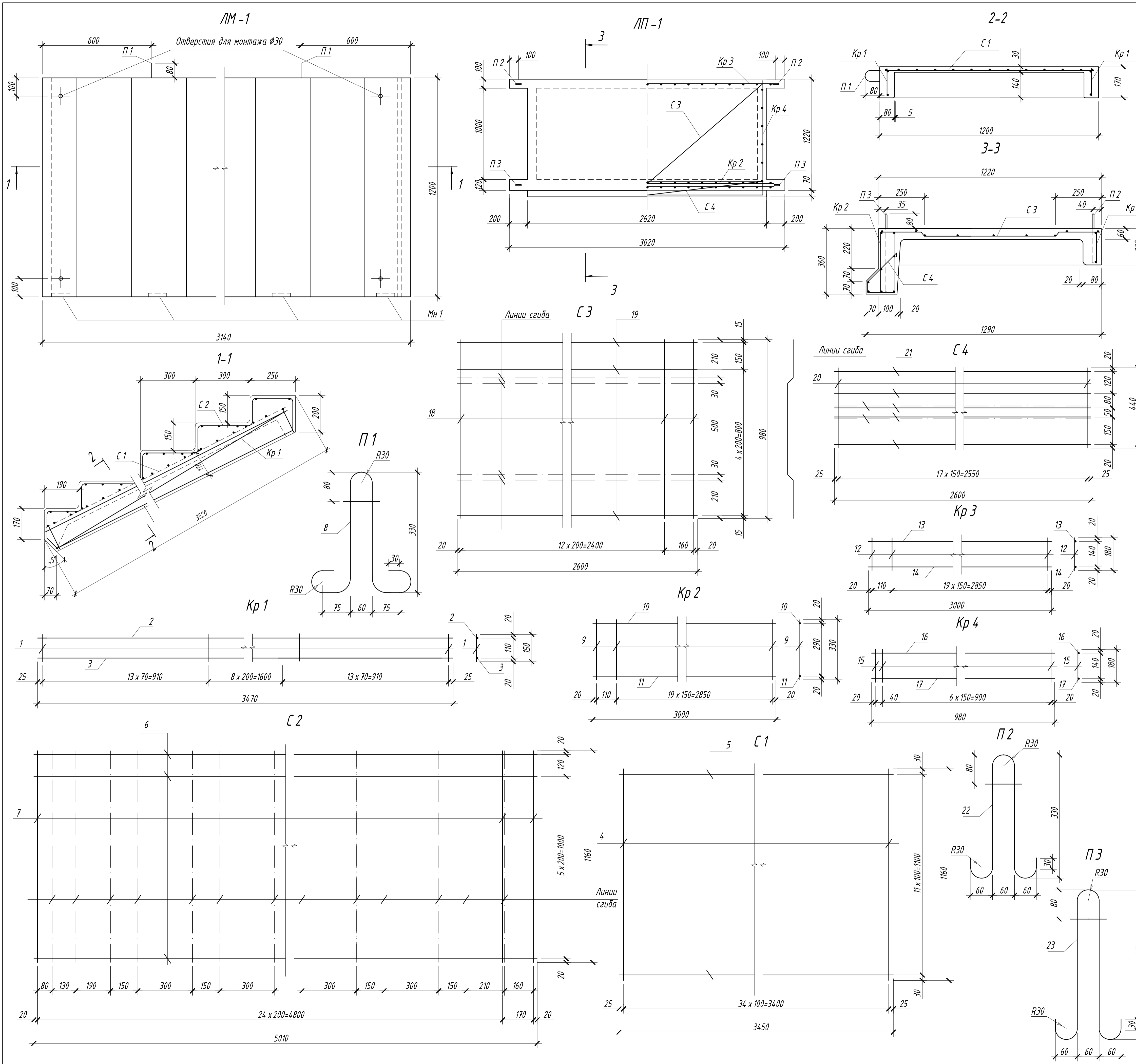
3 (1:10)



Зав. кафедрой	Ласков И.И.					ВКР- 2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017	Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе			
Руководитель	Артошани Д.В.						Архитектурно-строительный раздел	Стандия	Лист	Листов
Арх. стр. разд.	Гришкин А.В.							ВКР	3	9
Расч.кон. разд.	Артошани Д.В.									
Осн. и фунда.	Глухов В.С.									
ТисОС	Агафонкина Н.В.									
Эксп. стр.-ва	Сафьянов А.Н.									
Б.Ж.Д.	Рахимова Г.П.									
НИИР	Артошани Д.В.									
Студент	Тимофеева С.А.									
Норма контр.	Артошани Д.В.									

Разрезы 1-1, 2-2, 3-3 1:2, 3

ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41



Спецификация на ПП-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса кг	Примечание
ЛМ-1					
Сборочные единицы					
	Кр 1	Сварной плоский каркас	2	12,256	
	С 1	Сварная сетка	1	4,264	
	С 2	Сварная сетка	1	9,926	
Итого:				26,446	
Детали					
8	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 240 l=950	2	1,172	
	Кр 1	Сварной плоский каркас	2	6,128	
1	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=150	35	1,166	
2	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=3470	1	0,770	
3	ГОСТ 5781-82*	φ14 А 400 l=3470	1	4,192	
	С 1	Сварная сетка	1	4,264	
4	ГОСТ 6727-80*	φ3 Вр-500 l=1160	35	2,111	
5	ГОСТ 6727-80*	φ3 Вр-500 l=3450	12	2,153	
	С 2	Сварная сетка	1	9,926	
6	ГОСТ 5781-82*	φ4 А 240 l=5010	7	3,226	
7	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=1160	26	6,700	
		Бетон тяжелый В 25		0,731	н.з.
ЛП-1					
Сборочные единицы					
	Кр 2	Сварной плоский каркас	2	8,110	
	Кр 3	Сварной плоский каркас	1	3,356	
	Кр 4	Сварной плоский каркас	2	3,324	
	С 3	Сварная сетка	1	1,524	
	С 4	Сварная сетка	1	1,088	
Итого:				17,402	
Детали					
22	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 240 l=950	2	1,172	
23	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 240 l=1100	2	1,357	
	Кр 2	Сварной плоский каркас	2	4,055	
9	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=330	21	1,538	
10	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=3000	1	0,666	
11	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 400 l=3000	1	1,851	
	Кр 3	Сварной плоский каркас	1	3,356	
12	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=180	21	0,839	
13	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=3000	1	0,666	
14	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 400 l=3000	1	1,851	
	Кр 4	Сварной плоский каркас	1	1,662	
15	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=180	8	0,839	
16	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=980	1	0,218	
17	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 400 l=980	1	0,605	
	С 3	Сварная сетка	1	1,524	
18	ГОСТ 6727-80*	φ3 Вр-500 l=980	14	0,713	
19	ГОСТ 6727-80*	φ3 Вр-500 l=2600	6	0,811	
	С 4	Сварная сетка	1	1,088	
20	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=440	18	0,412	
21	ГОСТ 5781-82*	φ6 А 240 l=2600	5	0,676	
		Бетон тяжелый В 25		0,319	н.з.

Ведомость расхода стали на ЛМ-1 и ЛП-1, кг

Марка элемента	Изделия арматурные						Общий расход
	Арматура класса						
	Вр-500	А-400	А-240				
	ГОСТ 6727-80*	ГОСТ 5781-82*	ГОСТ 5781-82*				
	φ3	φ14	φ4	φ6	φ10	Итого:	
ЛМ-1	4,264	8,384	3,226	10,572	1,172	27,691	27,618
Марка элемента	Изделия арматурные						Общий расход
	Арматура класса						
	Вр-500	А-400	А-240				
	ГОСТ 6727-80*	ГОСТ 5781-82*	ГОСТ 5781-82*				
	φ3	φ10	φ6	φ10	Итого:		
ЛП-1	1,524	6,763	9,115	2,529	19,931	19,931	

Примечание: Монтажные петли П1, П2, П3 приняты условно

ВКР-2069059-08.03.01-131094-2017

Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе

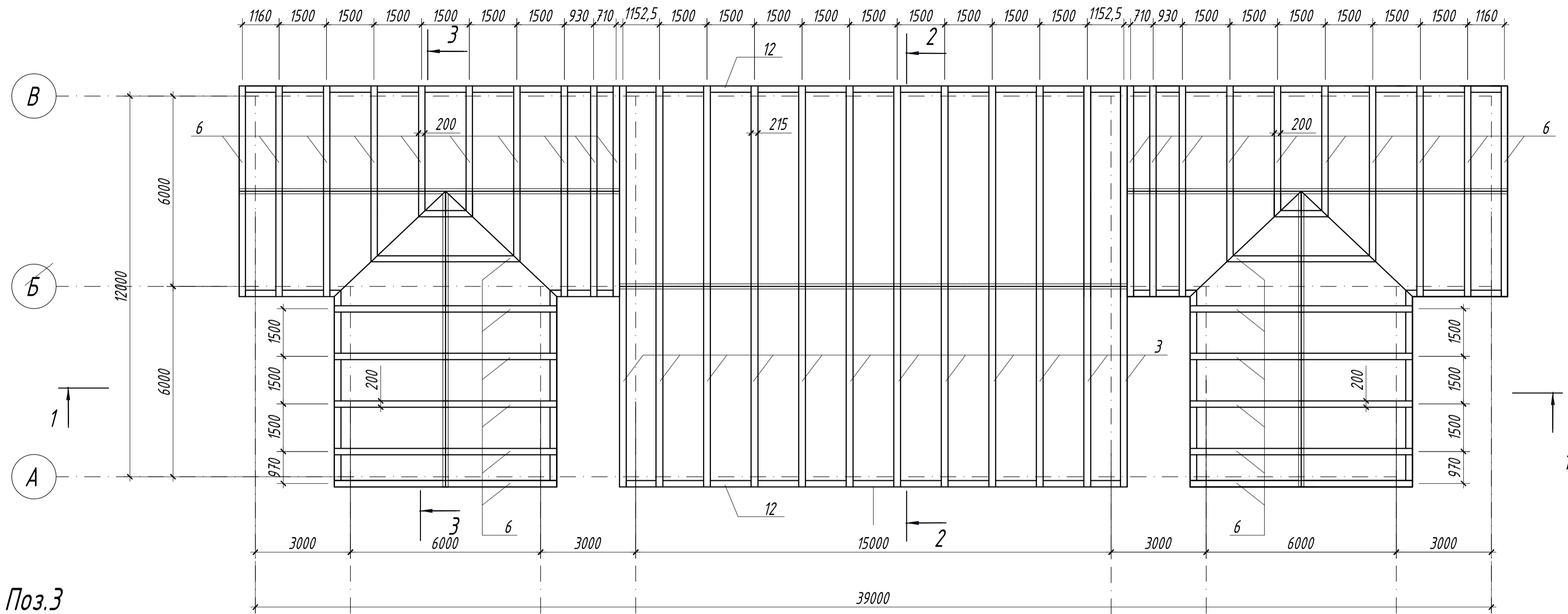
Лист	Станд	Лист	Листов
4		4	9

Расчетно-конструктивный раздел

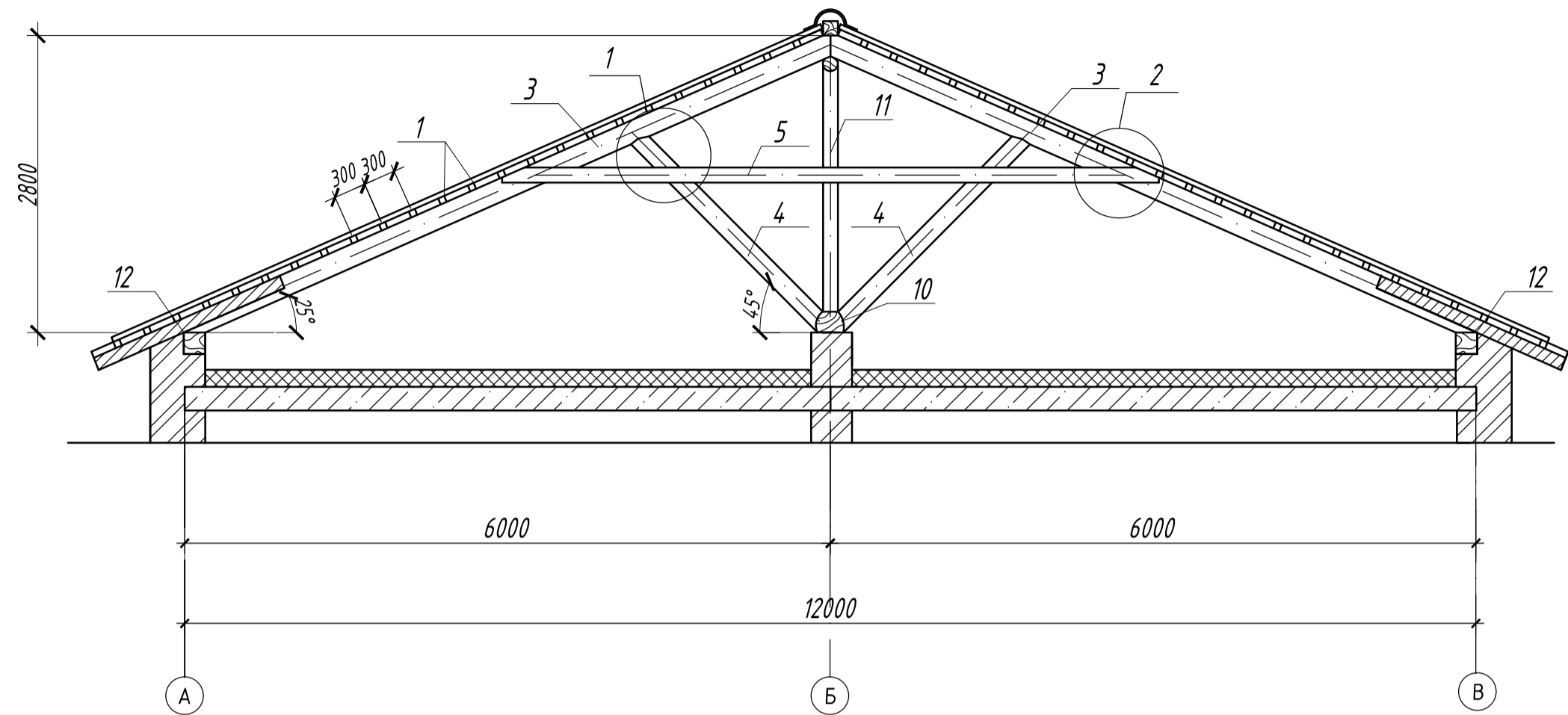
Исполнитель: [Имя], Проверил: [Имя], Главный инженер: [Имя]

ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41

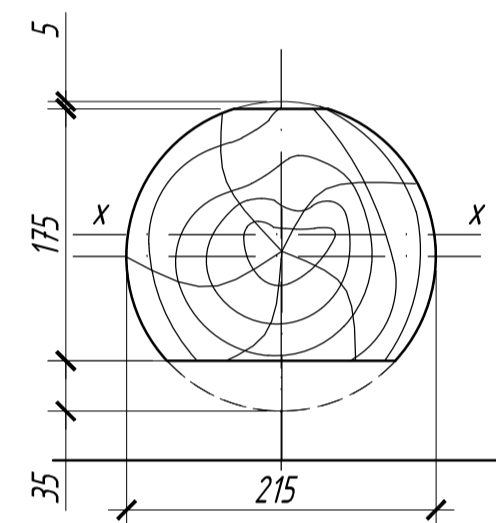
План раскладки стропил



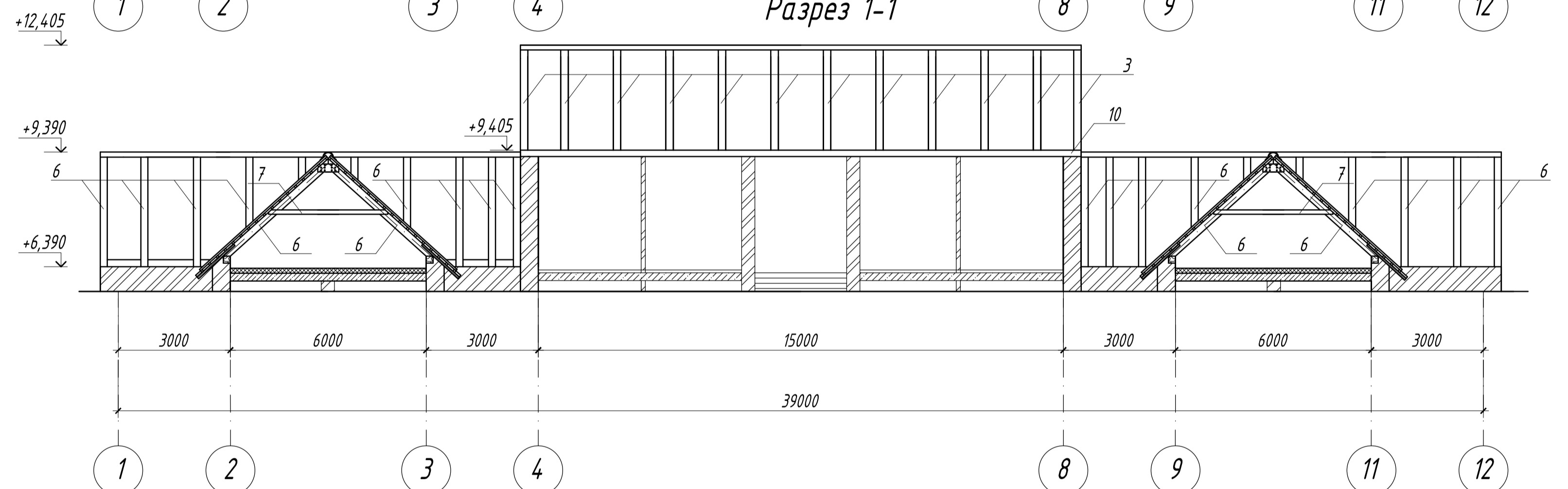
Разрез 2-2



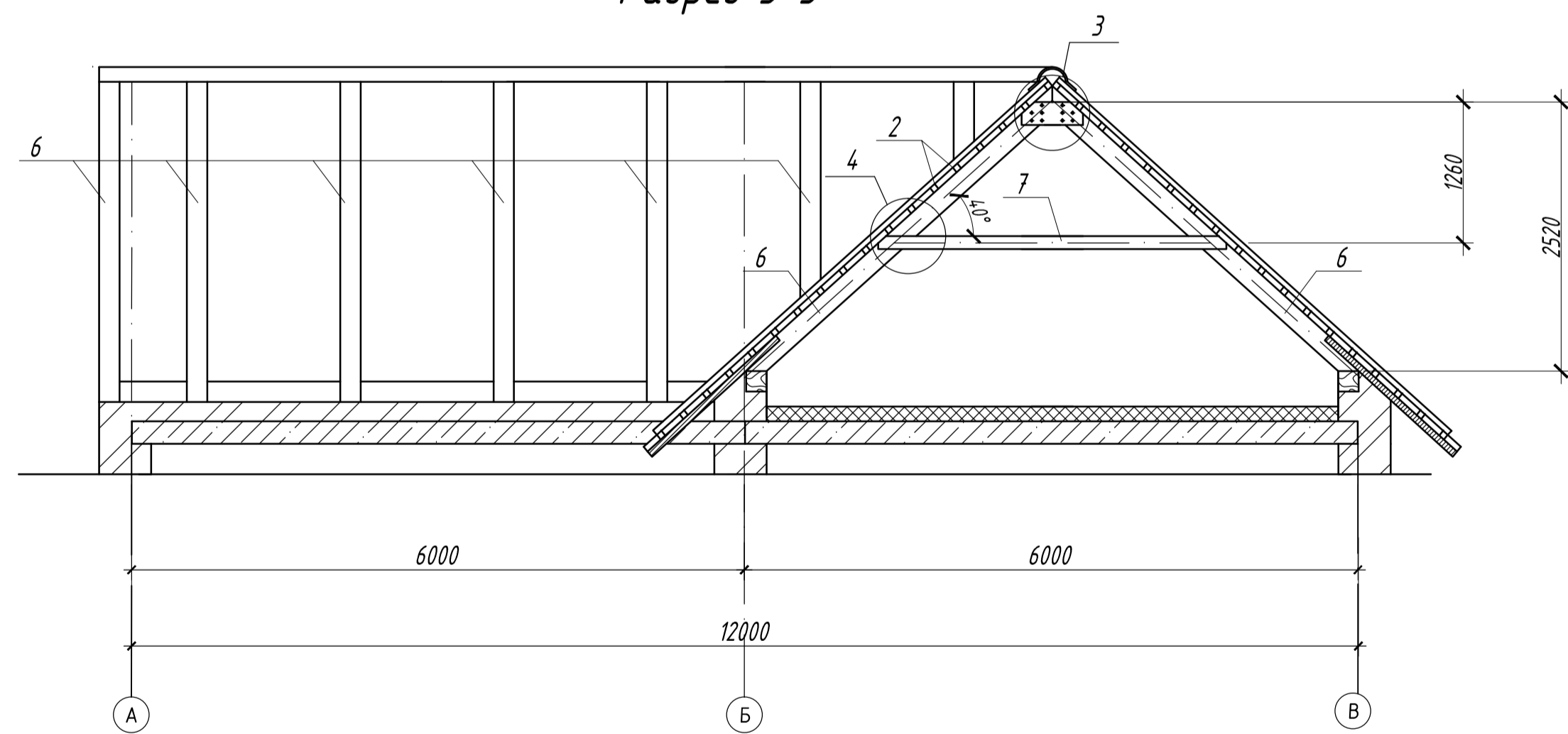
Поз.3



Разрез 1-1



Разрез 3-3

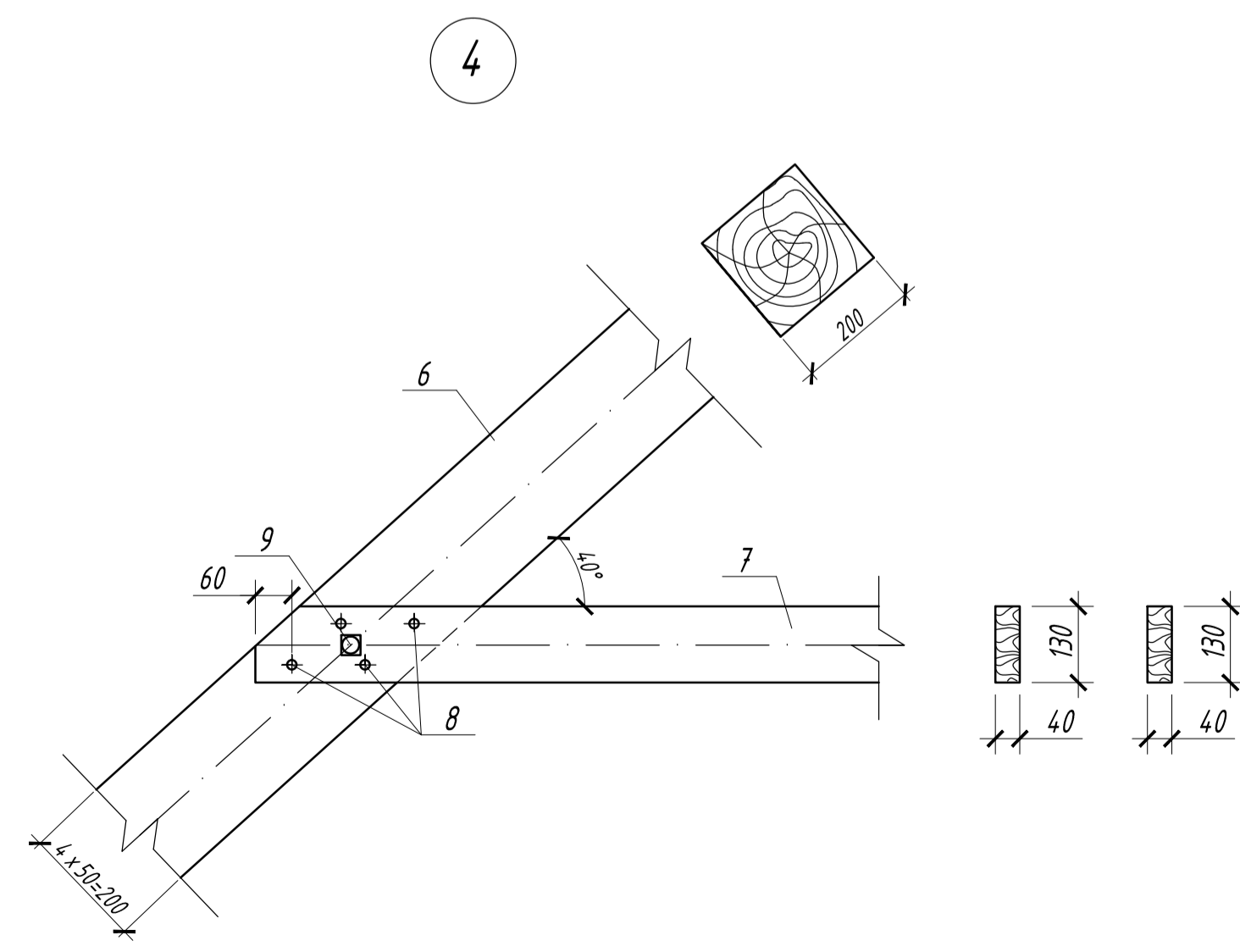
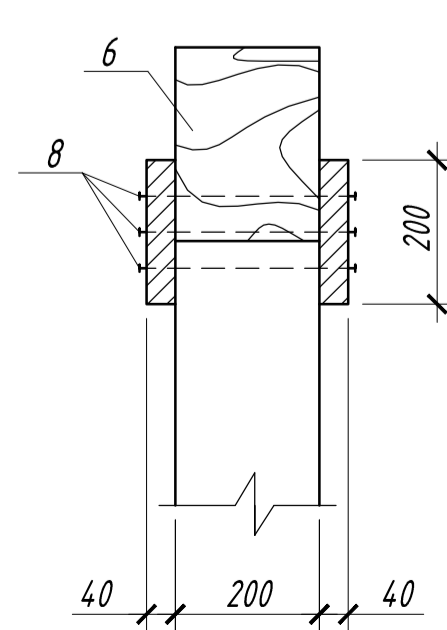
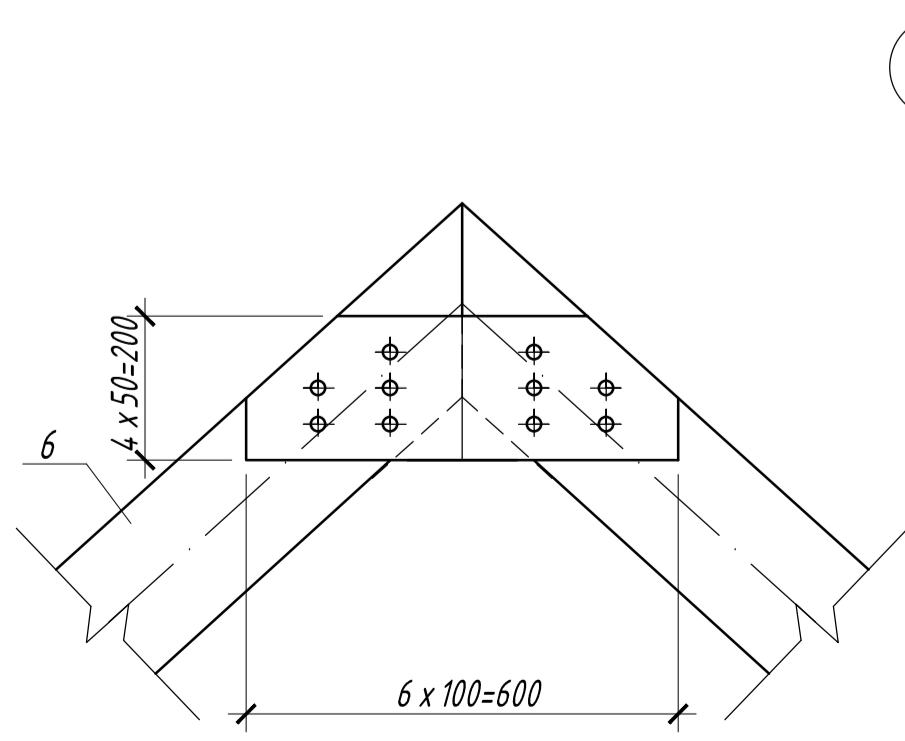


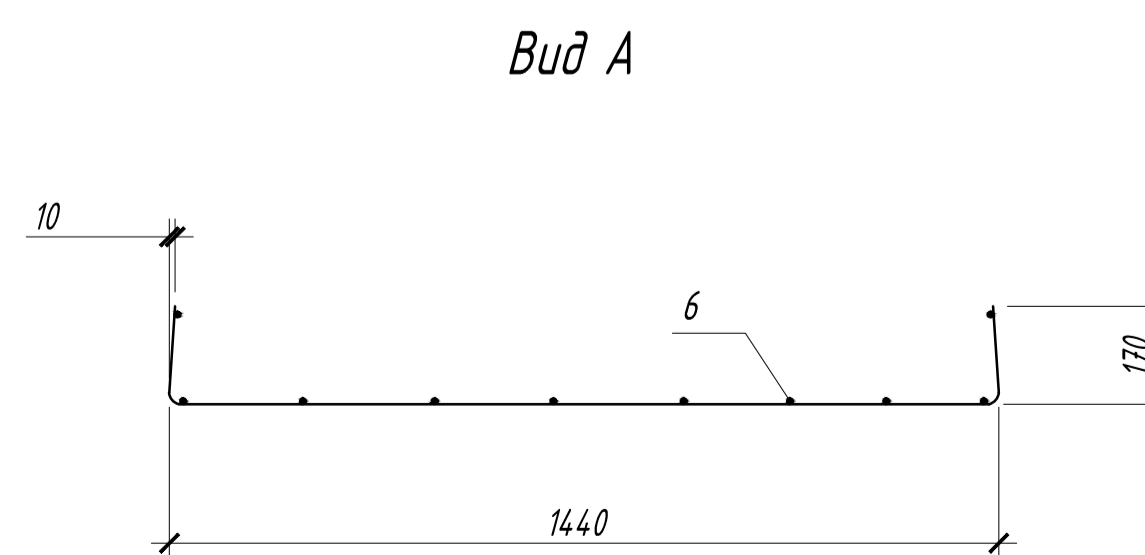
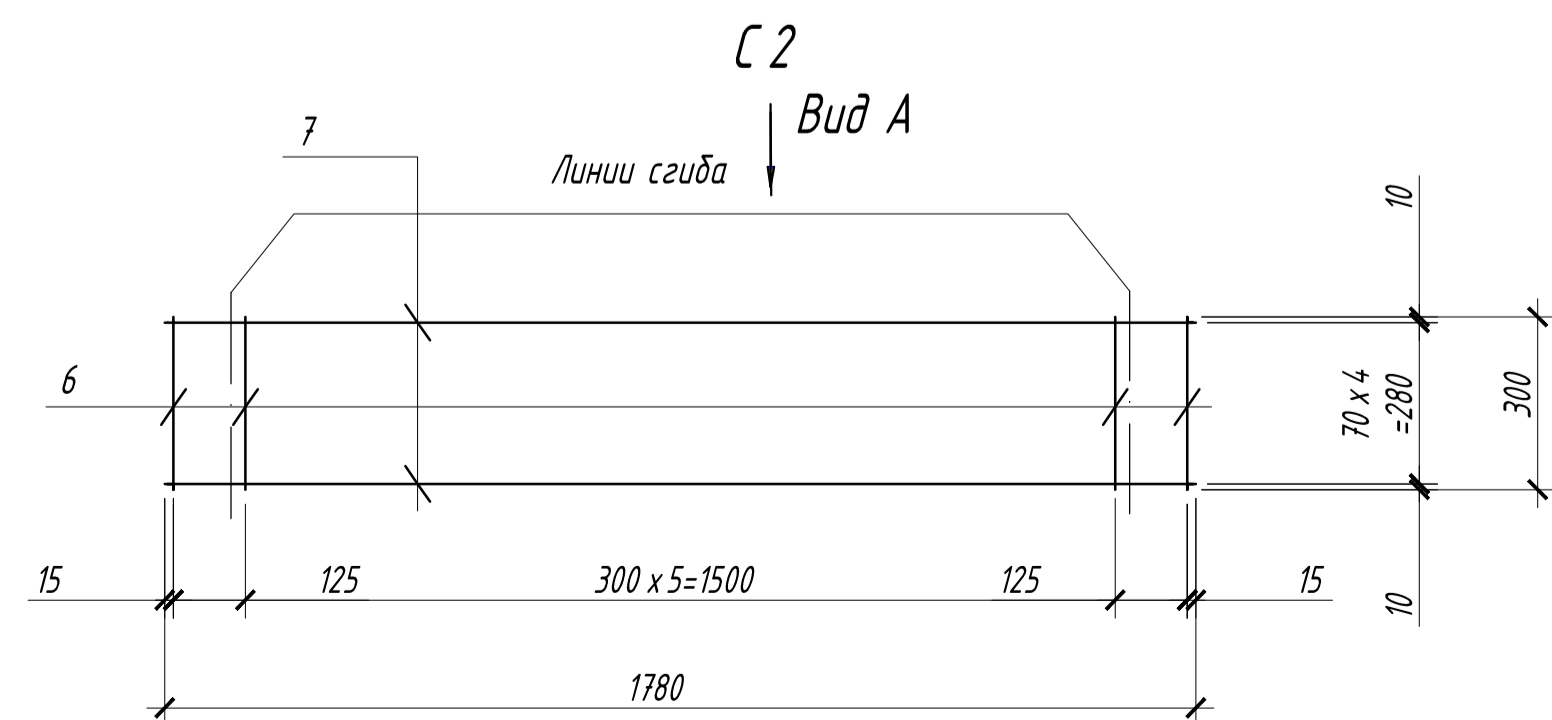
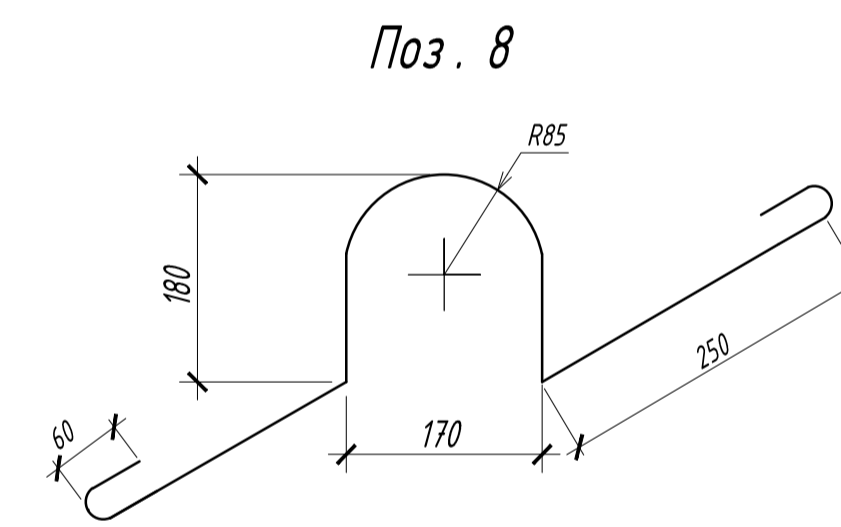
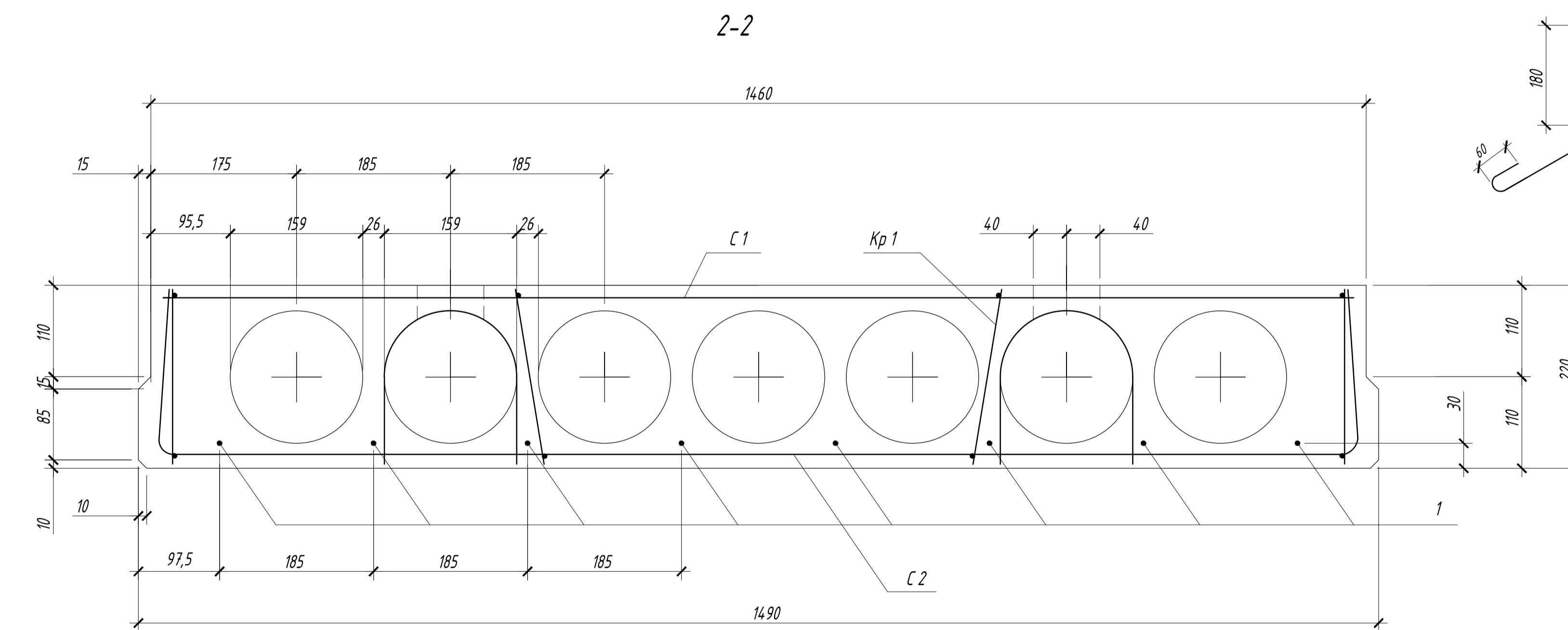
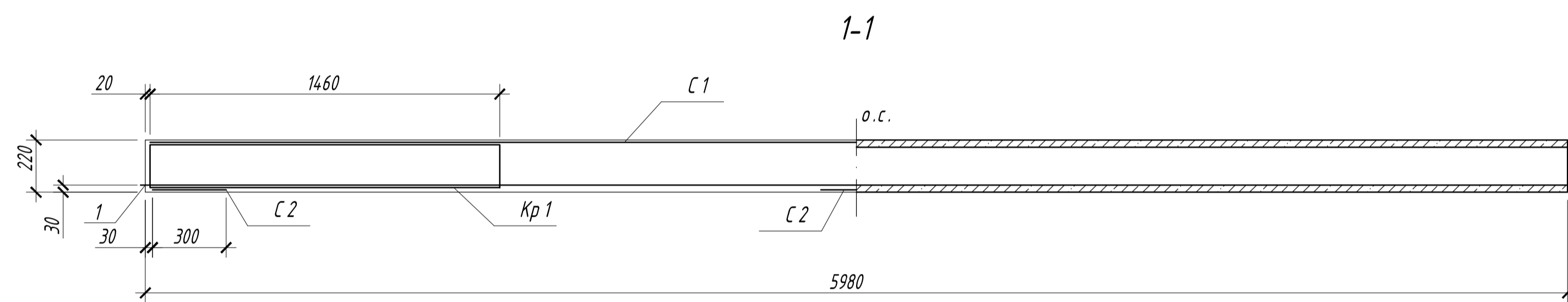
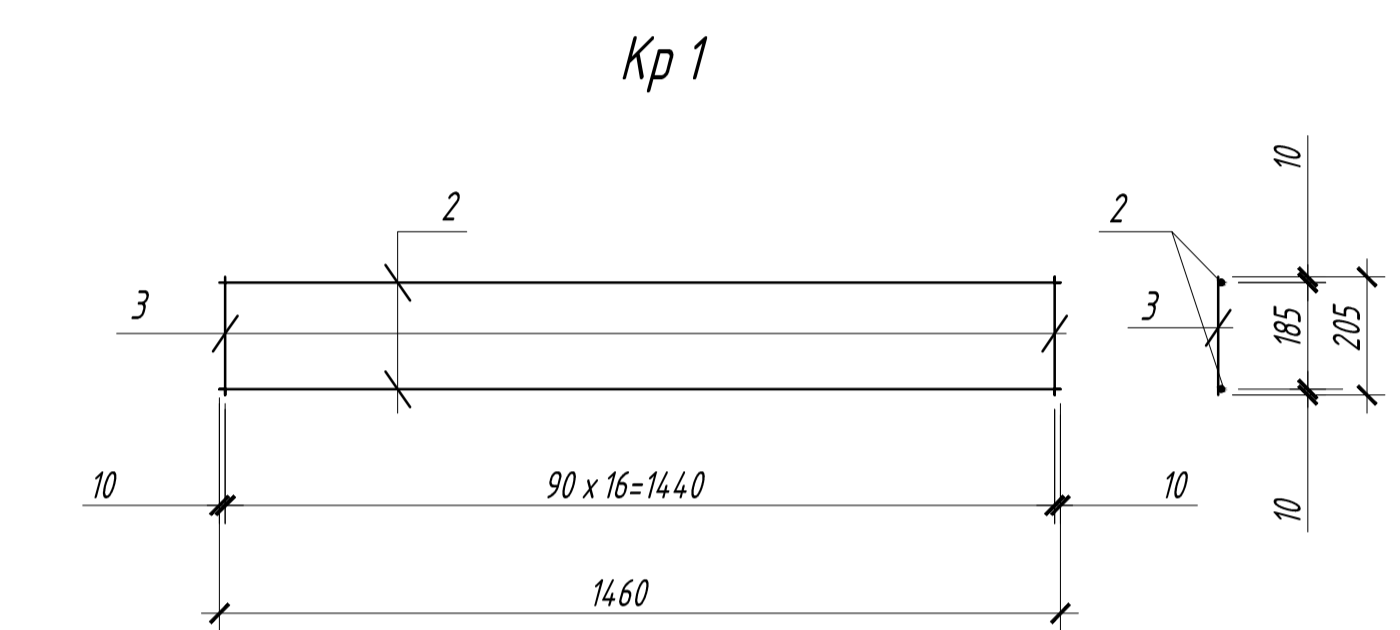
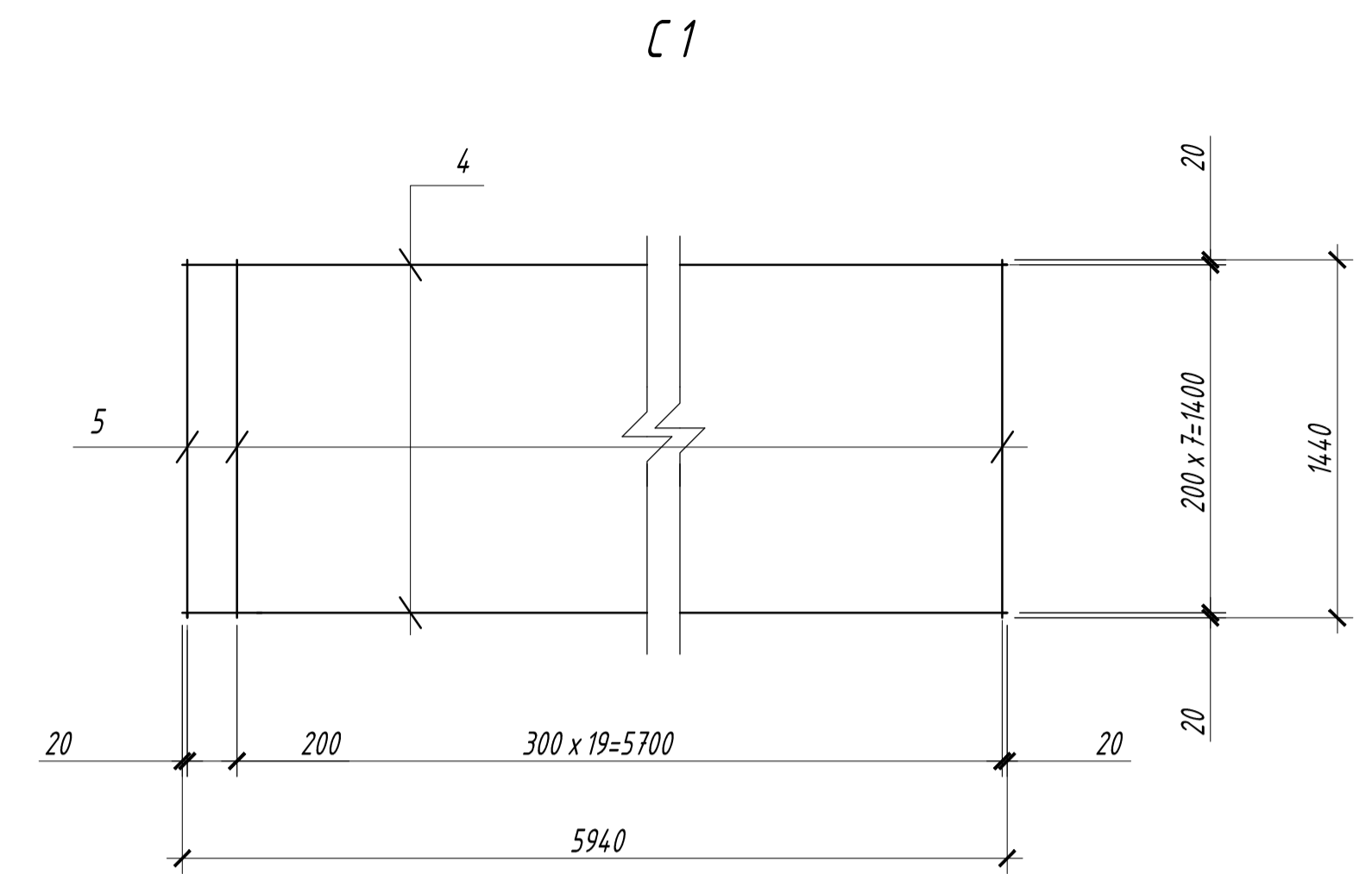
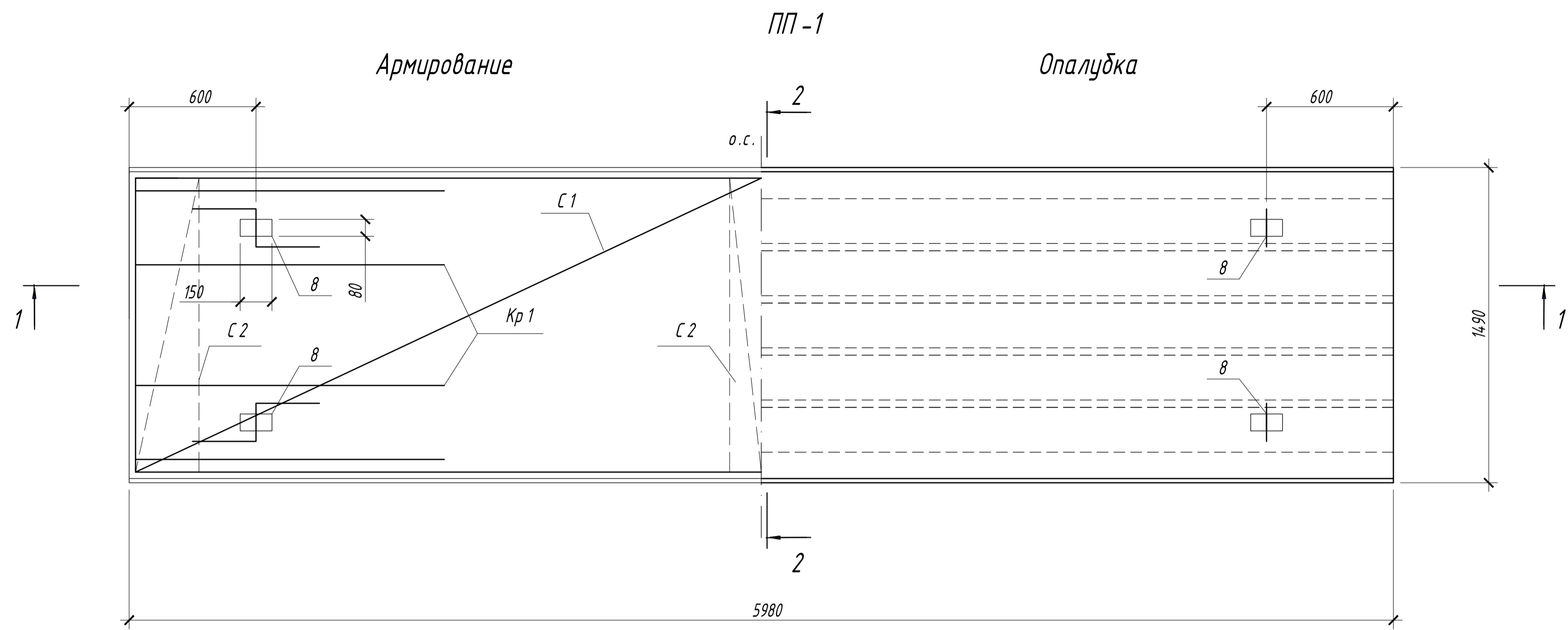
Спецификация на стропильную крышу СК-1

Марка элемента	Поз.	Наименование	Сечение мм	Длина мм	Кол. шт.	Ед. изм.	Расход материала на ед. всего	Примечание
СК-1	1	Обрешетка из бруса	60 x 60	16020	46	мЗ	0,0577 2,6542	ГОСТ 8486-86*
	2	Обрешетка из бруса	60 x 60	42640	30	мЗ	0,1535 4,6051	ГОСТ 8486-86*
	3	Стропила из бревна	φ21,5	6450	24	мЗ	0,2340 5,6160	ГОСТ 22298-76*
	4	Подкос из бревна	φ16	2680	24	мЗ	0,0539 1,2936	ГОСТ 22298-76*
	5	Ригель из пластины	140 x 20	6000	24	мЗ	0,0168 0,4032	ГОСТ 20349-74*
	6	Арка из бруса	200 x 200	3900	68	мЗ	0,1560 10,6080	ГОСТ 8486-86*
	7	Ригель из доски	130 x 40	3400	68	мЗ	0,0177 1,2036	ГОСТ 3916-69*
	8	Гвоздь	φ6	150	1268	кг	0,0324 4,10832	ГОСТ 4028-63*
	9	Болт	φ14	150	68	кг	0,2075 14,1100	ГОСТ 27772-88*
	10	Лежень из бревна	φ20	16020	1	мЗ	3,204 3,204	ГОСТ 22298-76*
	11	Стойка из бревна	φ16	2800	12	мЗ	0,448 5,376	ГОСТ 22298-76*
	12	Мауэрлат из бруса	200 x 200	16020	2	мЗ	0,6408 1,2816	ГОСТ 8486-86*

Примечание: Обрешетка условно не показывается

Зав. кафедр	Лысков Н.Н.				ВКР - 2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017		
Руководитель	Артюшина Д.В.				Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе		
Арх. стр. разра.	Гречаникин А.В.				Расчетно-конструктивный раздел		
Расч. кон. разра.	Артюшина Д.В.				Станд.	Лист	Листов
Осп. и физил.	Глухов В.С.				ВКР	5	9
ТМОС	Агафонов И.В.				ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41		
Экон. стр.-ва	Савельев А.И.				План раскладки стропил. Разрезы 1-1, 2-2, 3-3. Узлы 1, 2, 3, 4. Сечение стропил (Поз.3)		
БЖЛ	Рязанкина Г.И.						
НИР	Артюшина Д.В.						
Студент	Тимофеева С.А.						
Нормы контр.	Артюшина Д.В.						





Спецификация на ПП-1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примечание
		ПП-1			
		Сборочные единицы			
	Кр 1	Сварной плоский каркас	4	2,360	
	С 1	Сварная сетка	1	7,154	
	С 2	Сварная сетка	3	3,120	
		Итого:		12,634	
		Детали		17,262	
1	ГОСТ 7348-81*	φ7 Вр-1300 l=5980	8	14,448	
8	ГОСТ 5781-82*	φ10 А 240 l=1140	4	2,814	
	Кр 1	Сварной плоский каркас		0,590	
2	ГОСТ 5781-82*	φ4 В 500 l=1460	2	0,269	
3	ГОСТ 5781-82*	φ4 В 500 l=205	17	0,321	
	С 1	Сварная сетка		7,154	
4	ГОСТ 5781-82*	φ4 В 500 l=5940	8	4,372	
5	ГОСТ 5781-82*	φ4 В 500 l=1440	21	2,782	
	С 2	Сварная сетка		1,040	
6	ГОСТ 5781-82*	φ4 В 500 l=300	8	0,221	
7	ГОСТ 5781-82*	φ4 В 500 l=1780	5	0,819	
		Бетон тяжелый В 35		1,13	м 3

Ведомость расхода стали на ПП-1, кг

Марка элемента	Напрягаемая арматура класса	Изделия арматурные			Общий расход
		Арматура класса			
		Вр-1300	А-240	В 500	
	ГОСТ 7348-81*	ГОСТ 5781-82*	ГОСТ 6727-80*	Итого:	
ПП-1	14,448	2,814	12,634	15,448	29,896

Зав. кафедры	Лысиков Н.Н.						
Руководитель	Артюшкин Д.В.						
Арх. стр. разд.	Гречихин А.В.						
Расч. кон. разд.	Артюшкин Д.В.						
Осл. и физ. изм.	Глухов В.С.						
ТМОС	Артамонова Н.В.						
Экон. стр.-ва	Савельев А.И.						
БЖЛ	Рязанкина Г.И.						
НИР	Артюшкин Д.В.						
Студент	Тимофеева С.А.						
Нормы констр.	Артюшкин Д.В.						

ВКР-2069059-08.03.01-131094-2017

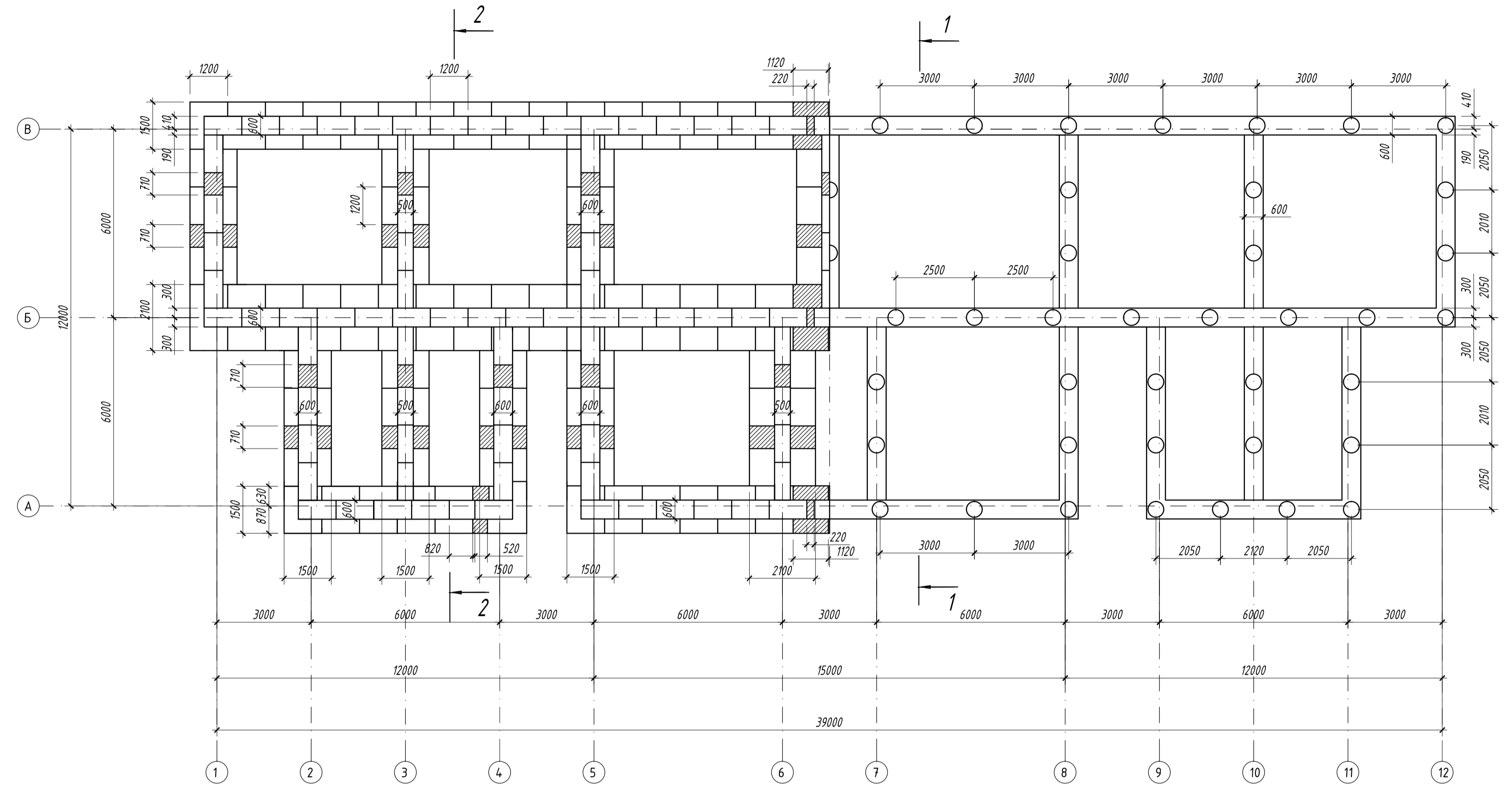
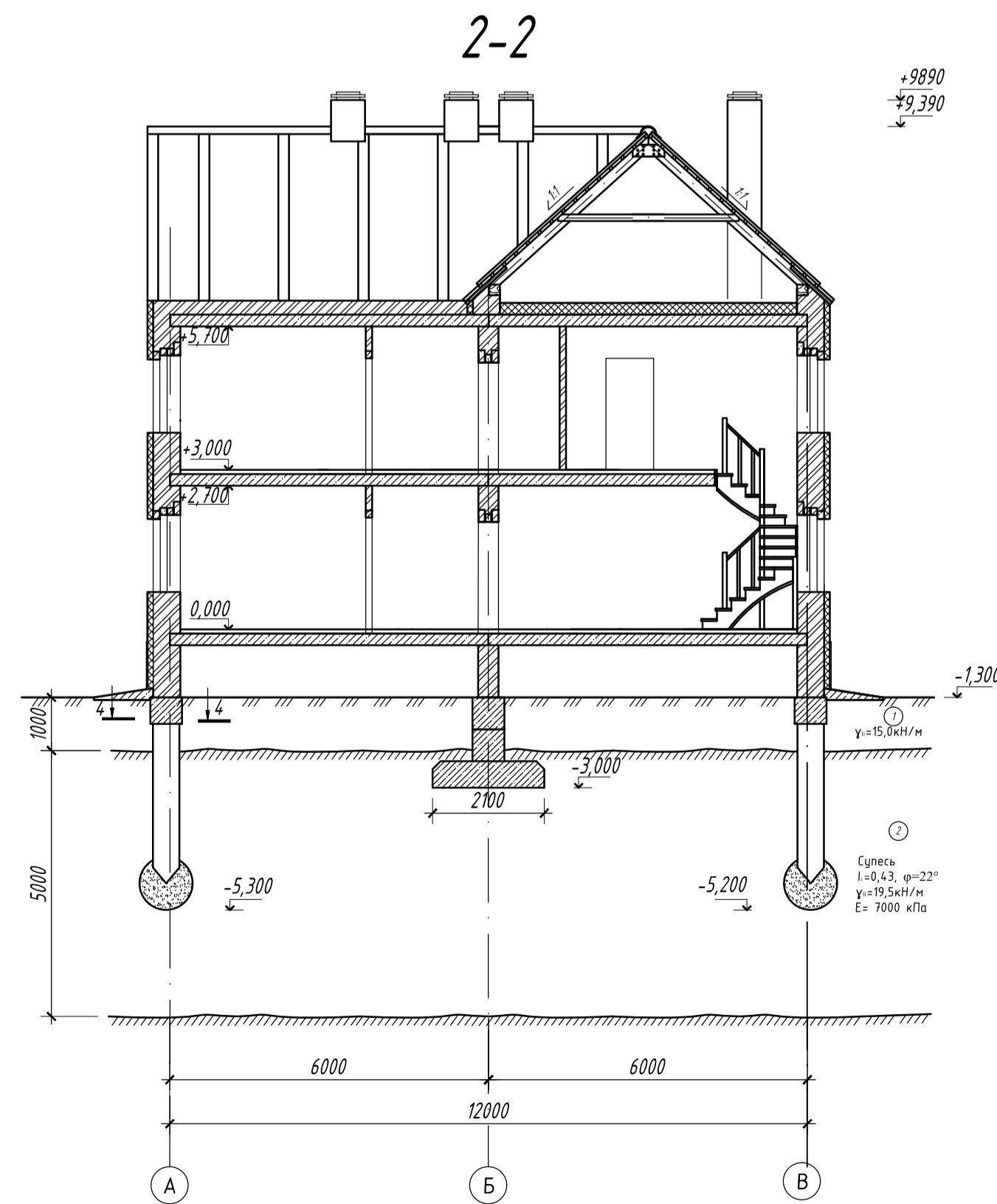
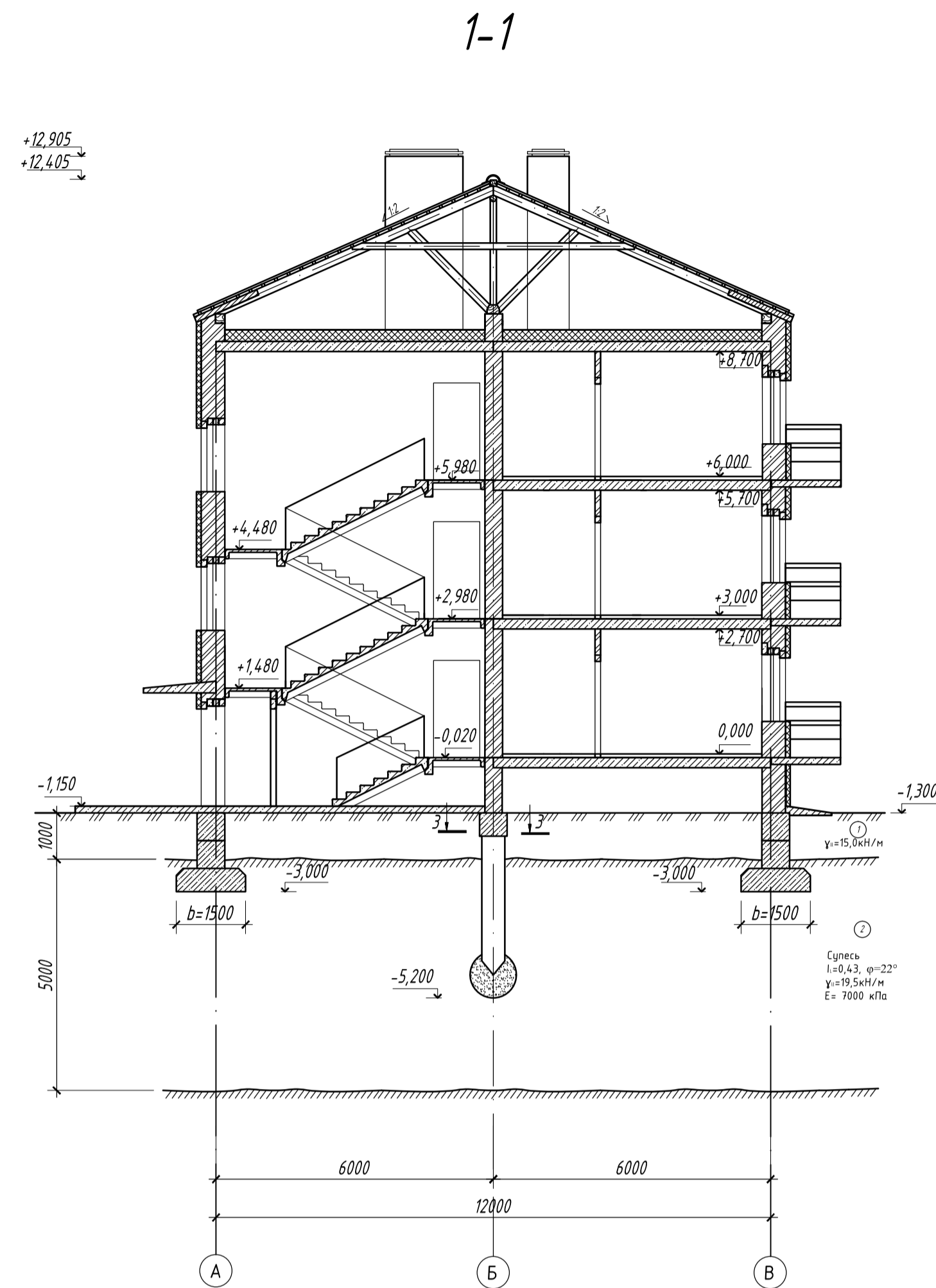
Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе

Расчетно-конструктивный раздел

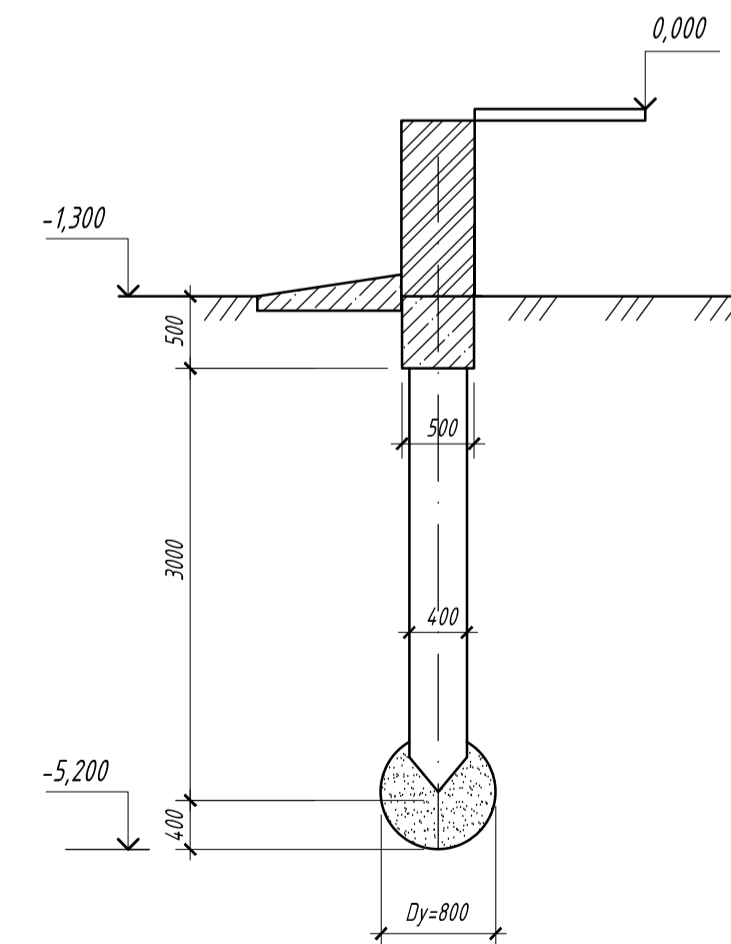
Станд. ВКР Лист 6 Листов 9
ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41

План фундаментов

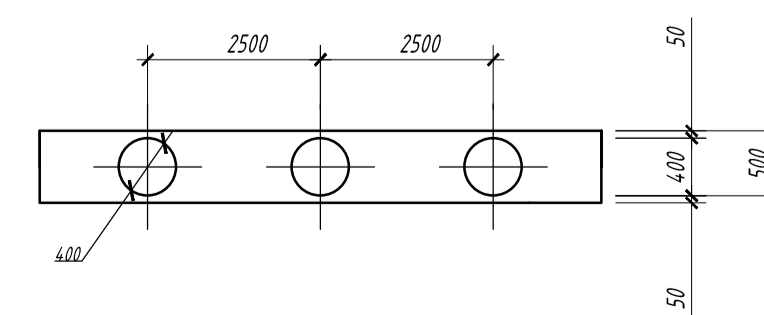
Ленточный фундамент на глубину -3,000 м Сваи в пробитых скважинах с уширением (СПС) на глубину -5,200 м



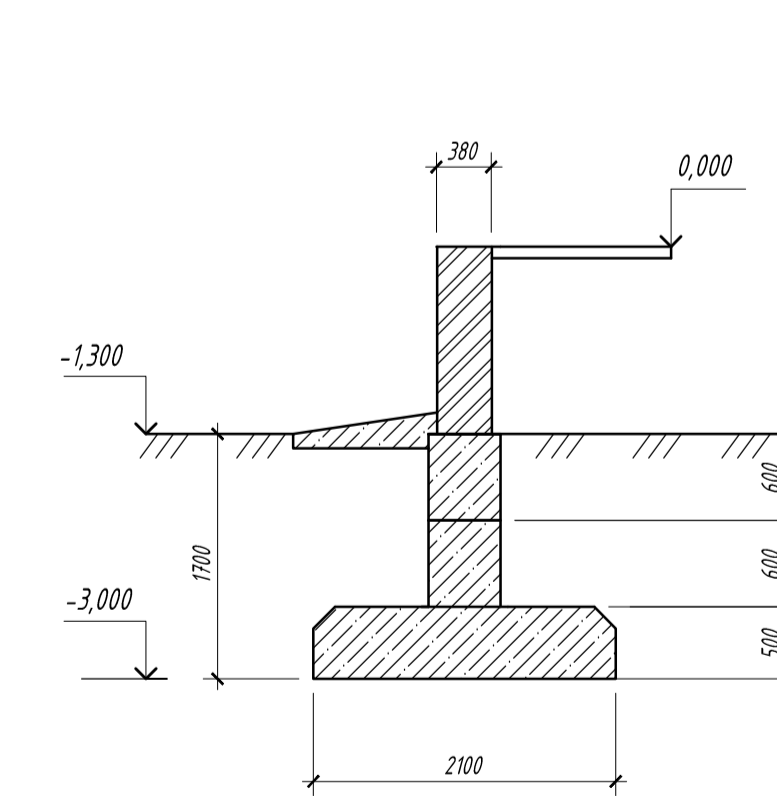
Фундамент СПС под стены



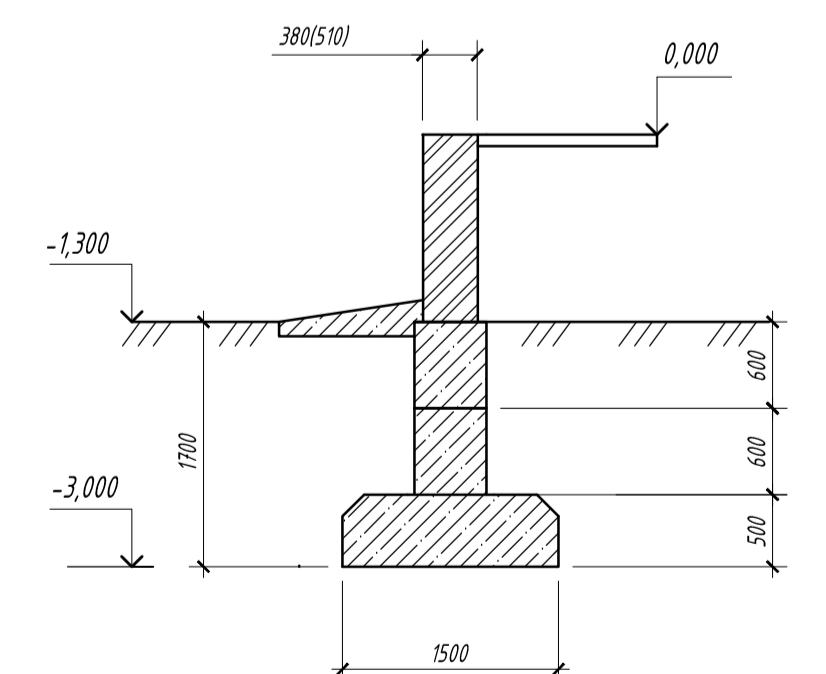
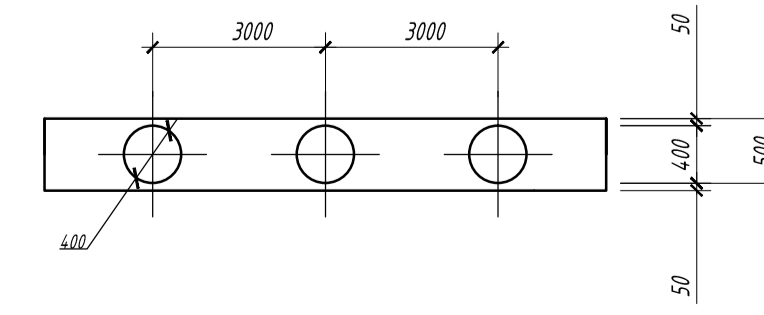
3-3



Ленточный фундамент



4-4



Виз. кафедр	Лыткин Н.И.	ВКР-2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017		
Руководитель	Архипкин Д.В.	Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир		
Арх. стр. разл.	Григорьев А.В.	размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе		
Арх. экон. разл.	Архипкин Д.В.	Раздел основания и фундаменты		
Скл. и фунда.	Глухов В.С.	Студия	Лист	Листов
Титул	Агафонова И.В.	ВКР	7	9
Экон. стр.-ка	Савилов А.Н.			
БЖД	Резванова Т.Н.			
НИИР	Архипкин Д.В.			
Студент	Тимофеева С.А.	ПГУАС, каф. СК,		
Норма контр.	Архипкин Д.В.	гр. СТ1-41		

Календарный план производства работ

п/п	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость тыс.руб.	Трудоемкость чел.-дн.	Требуются в механизмах	Продолжительность работ, дн.			Сменность работ	Кол-во рабочих в день чел.	Прогноз состав бригады			2017 год																								2018 год																								
		ед.изм.	кол-во				Наименование	кол-во маш-смен	кол-во механизмов			прогрессия	разряд	кол-во																									Январь 15 дн.	Февраль 19 дн.	Март 21 дн.																						
1	Вертикальная планировка со срезающей гранта	1000 м³	0,536	1,7069	2,2975	Бульдозер ДЗ-42	2,2975	1	3	1	1	машинист	6	1	3	15-19	20-26	27-30	31	1-2	5-9	13-16	19-23	26-30	3-7	10-14	17-21	24-28	31	1-4	7-11	14-18	21-25	28-31	1	4-8	11-15	18-22	25-29	2-6	9-13	16-20	23-27	30-31	1-3	6-10	13-17	20-24	27-30	1	4-8	11-15	18-22	25-29	11-15	18-22	25-29	1-5	8-12	15-19	22-26	1-4	9-11
2	Грубая планировка площадки	1000 м³	1,888	66,6275	0,0896	Бульдозер ДЗ-42	0,0896	1	1	1	1	машинист	6	1	1	15-19	20-26	27-30	31	1-2	5-9	13-16	19-23	26-30	3-7	10-14	17-21	24-28	31	1-4	7-11	14-18	21-25	28-31	1	4-8	11-15	18-22	25-29	2-6	9-13	16-20	23-27	30-31	1-3	6-10	13-17	20-24	27-30	1	4-8	11-15	18-22	25-29	11-15	18-22	25-29	1-5	8-12	15-19	22-26	1-4	9-11

Условные обозначения

- Дифференциальный график

- График движения рабочей силы

- Интегральный график

3 — продолжительность, дн.
1 — состав бригады, чел.
0,5690 — капиталовложения

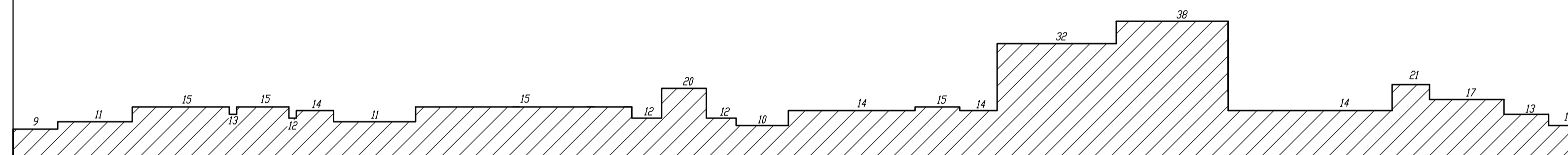


График поступления на объект конструкций, изделий и материалов

№	Наименование	Единица	Объем	Поступление
1	Бульдозер ДЗ-42	м³	0,5690	15-19
2	Экскаватор Э-652Б	м³	0,261	15-19
3	КАМАЗ-65117-23(A4)	м³	2,4783	15-19
4	Кран на гусеничном ходу ДЭК-251	м³	0,448	15-19
5	Х/В лесные пиленые и пиломатериалы	м³	5,488	15-19
6	Х/В плиты перекрытия и покрытия	м³	242,22	15-19
7	Кирпичи и камни керамические	тысшт	231,925	15-19
8	Минеральная вата	м³	0,594	15-19
9	Пенополистирол	м³	69,58	15-19
10	Раствор	м³	101,48	15-19
11	Плиты балконные	м³	3,900	15-19
12	Черепица кровельная	тысшт	3835	15-19
13	Щебень	м³	0,040	15-19
14	Блоки дверные	м²	123,9	15-19
15	Блоки оконные	м²	91,5	15-19
16	Линолеум	м²	46,97	15-19
17	Плитка керамическая	м²	439,0	15-19
18	Стекло оконное	м²	120,7	15-19
19	Цемент россыпью	м³	0,0004	15-19

ТЭП

- Сметная стоимость строительства
- Продолжительность строительства
- Общая трудоемкость
- Общая машиноёмкость работы
- Удельная трудоемкость
- Удельная машиноёмкость
- Выработка
- Коэффициент неравномерности движения рабочей силы
- Коэффициент совмещения работ
- Коэффициент сменности

Базовая 17719,6849 тыс.руб.
 Текущая 99230,2354 руб.
 Т_{ст} = 211 дн
 Q_{чел-дн} = 2229,9828 чел-дн
 Q_{маш-см} = 113,01 маш-см
 У_{чел-дн} = 5,15 (чел-дн) / м³
 У_{маш-см} = 0,47 (маш-см) / м³
 V = 0,19
 K_n = 1,9
 K_{совм} = 1,04
 K = 1,15

Информация о проекте и авторстве:

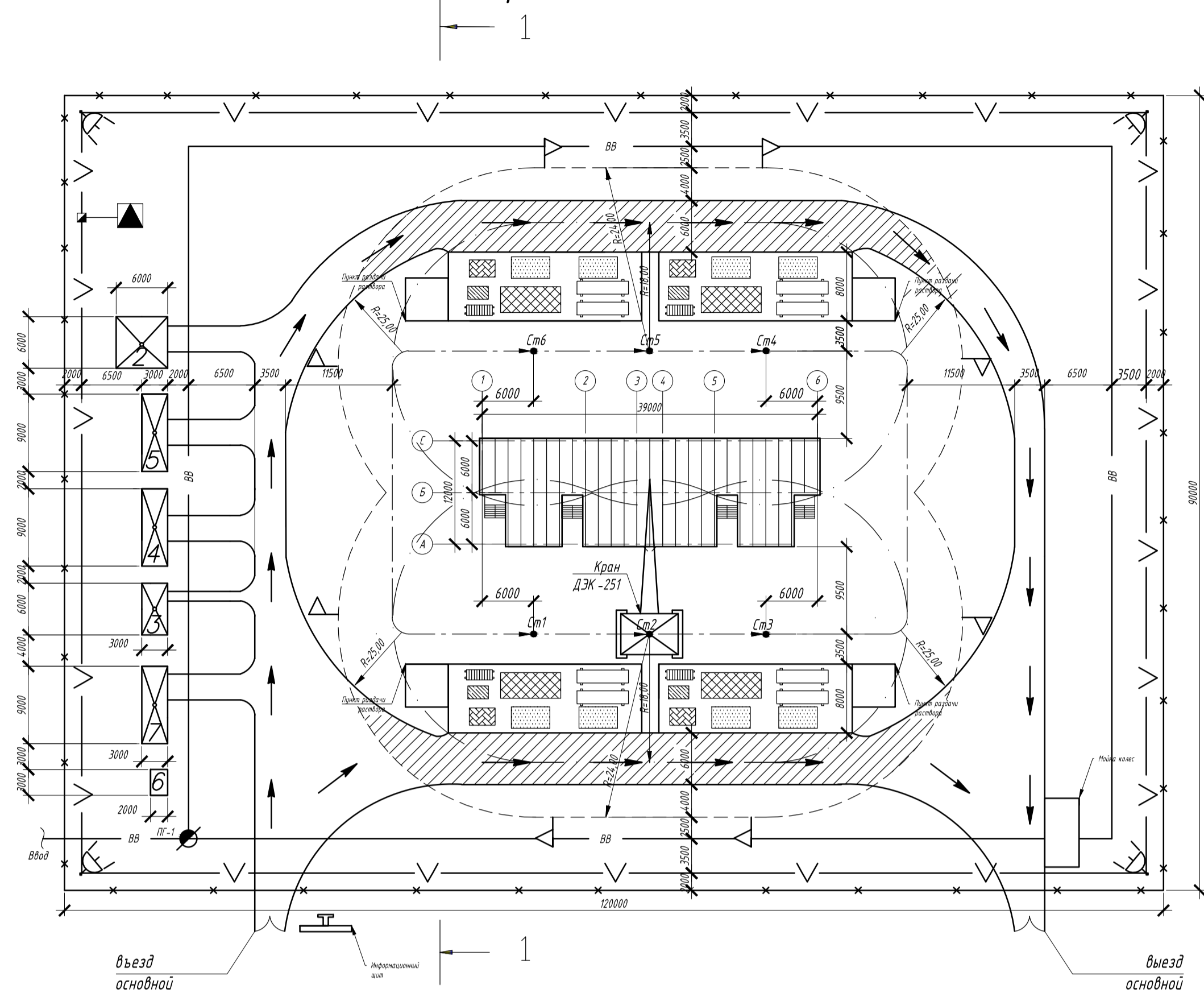
ВКР- 2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017
 Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8х40 м в г. Пензе

Раздел технологии и организации строительства

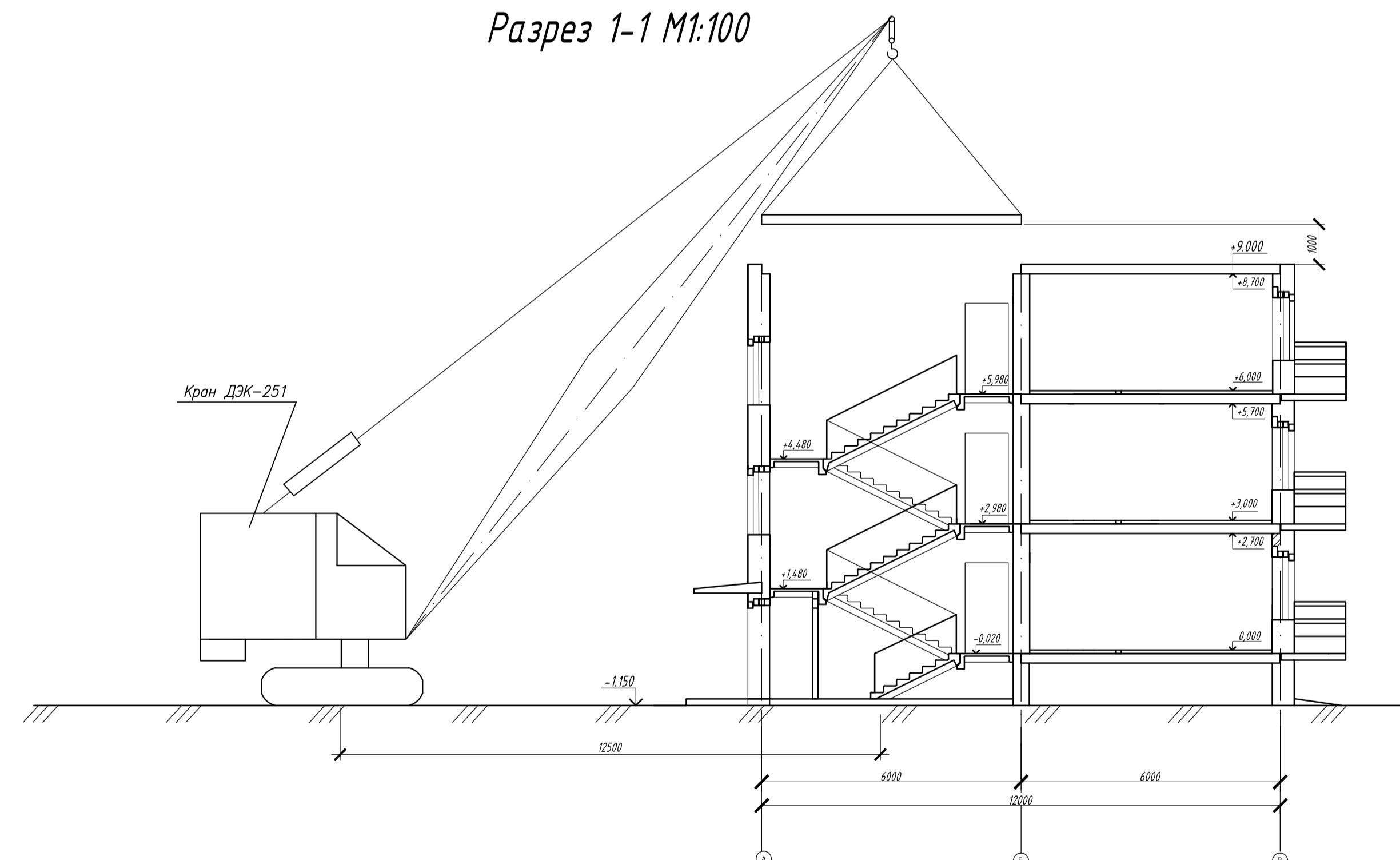
Студент: **ПГУАС, каф. СК, гр. СТ1-41**

Руководитель: **Лисков Н.Н.**
 Арх.стр.разл.: **Артошкин Д.В.**
 Рис.кон.разл.: **Гречишкин А.В.**
 Стр.кон.разл.: **Артошкин Д.В.**
 Эксп. стр-ва: **Глухов В.С.**
 Эконом.стр.: **Агафонова Н.В.**
 БЖД: **Савинов А.И.**
 ННР: **Разволина Г.П.**
 Студент: **Артошкин Д.В.**
 Норма контр.: **Гиммарева С.А.**

Стройгенплан М 1:500



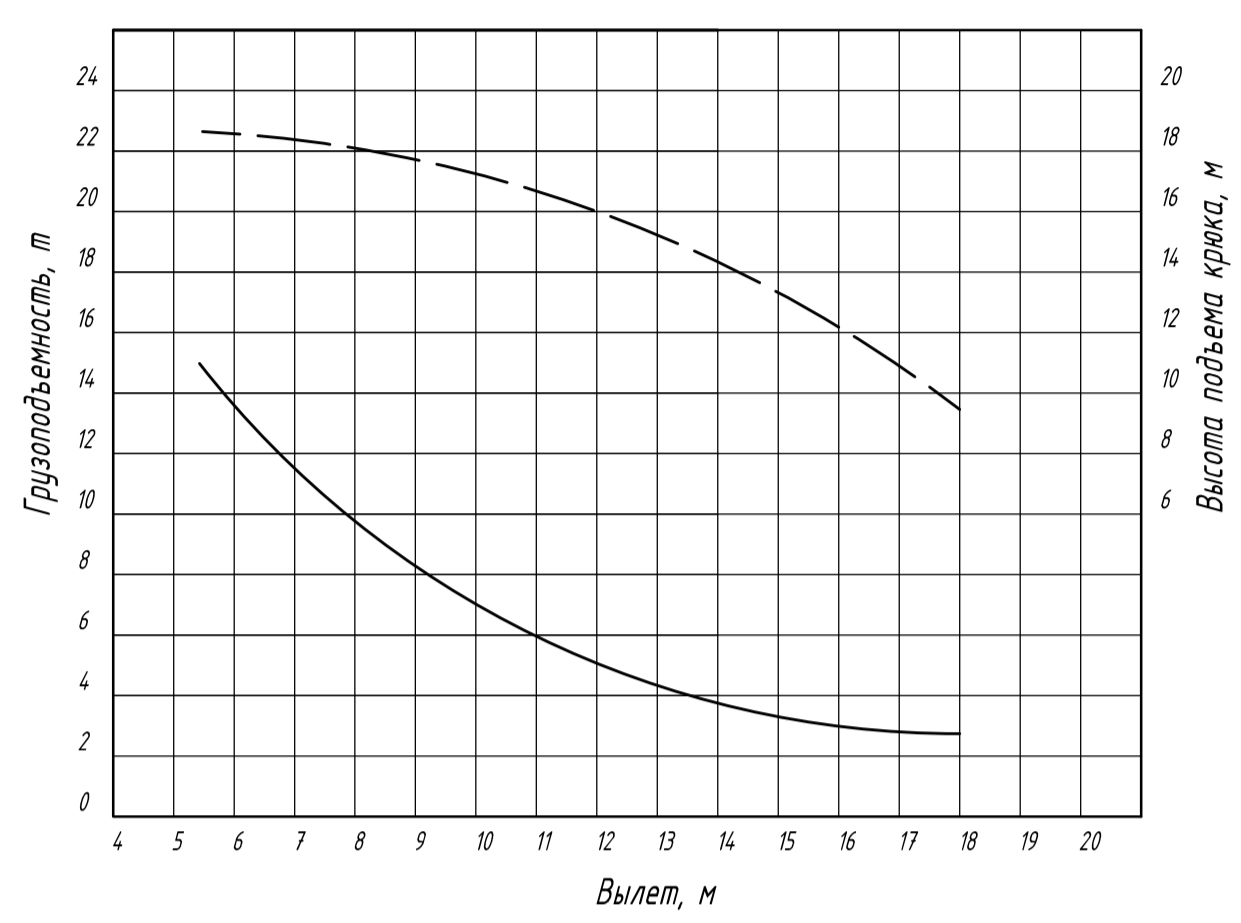
Разрез 1-1 М1:100



Технико-экономические показатели СГП

- | | |
|--------------------------------------|---|
| 1. Площадь постоянных зданий | $S_{\text{пост.зд}} = 444,09 \text{ м}^2$ |
| 2. Площадь строительной площадки | $S_{\text{стр.пл.}} = 10800 \text{ м}^2$ |
| 3. Площадь временных зданий | $S_{\text{вр.зд.}} = 105 \text{ м}^2$ |
| 4. Площадь складов | $S_{\text{ск.}} = 236 \text{ м}^2$ |
| 5. Протяженность дорог | $L_{\text{д.}} = 364 \text{ м}$ |
| 6. Протяженность водопровода | $L_{\text{в.}} = 390 \text{ м}$ |
| 7. Протяженность осветительной линии | $L_{\text{о.л.}} = 412 \text{ м}$ |
| 8. Протяженность ограждения | $L_{\text{ог.}} = 364 \text{ м}$ |

Характеристика крана ДЭК-251



Условные обозначения

	Путь крана при монтаже плит, лестниц
	Временный водопровод
	Временные ограждения
	Прожекторные установки
	Пожарный гидрант
	Временное электрическое освещение
	Кран автомобильный
	Опасная зона работы крана
	Строящееся здание
	Трансформатор СКТП 560
	Рабочая зона крана
	Рубильник

Масса монтируемых эл-тов

2,8 т	Плиты перекрытия
2,8 т	Плиты покрытия
1,330 т	Козырек
1,345 т	Лестничные площадки
1,120 т 1,70 т	Лестничные марши
0,975 т	Балконные плиты
0,186 т	Перемычки

Экспликация временных зданий

Поз.	Наименование	Ед. изм.	Кол-во	Габариты мм	Тип здания
1	Открытый склад	м ²	4	8x25	
2	Закрытый склад	м ²	1	6x6	
3	Прорабская	м ²	1	3x6	Конт.
4	Гардеробная	м ²	1	3x9	Конт.
5	Душевая/Умывальная	м ²	1	3x9	Конт.
6	Сушильная	м ²	1	2x3	Конт.
7	Помещения для обогрева и отдыха	м ²	1	3x9	Конт.
8	Биотуалет		2		

Техника безопасности при производстве работ

- Опасную зону оградить или обозначить предупредительными знаками.
- При погрузке и разгрузке автотранспорта водитель должен находиться вне опасной зоны.
- Кран установить на спланированной площадке с учетом обеспечения безопасных расстояний (если требуется паспортная характеристика - кран устанавливает на все выносные опоры).
- Запрещается перемещать грузы краном над кабиной автомобиля.
- Запрещается производить погрузки и разгрузки автомобиля, если в кузове или кабине находятся люди.
- Для входа и выхода из кузова предусмотреть приставные инвентарные лестницы.
- При подъеме груза из кузова автомобиля следить за тем, чтобы груз не был заземлен.
- При погрузке и разгрузке длинномерных грузов необходимо применять инвентарные оттяжки и крочки.
- Складирование грузов производить с применением подкладок и прокладок. Ослаблять натяжение стропов разрешается после проверки надежности установки грузов.
- При подъеме стрелы необходимо следить, чтобы она неподвижно висела выше положения, соответствующего наименьшему рабочему вылету.
- Ссылки на СНиП и СП:
 - СП 70.133.20.2012 "Несущие и ограждающие конструкции"
 - СНиП 12-04-2004 "Организация строительства"
 - СНиП 12-03-2001 "Безопасность труда в строительстве. Часть 1" Общие требования;
 - СНиП 12-04-2002 "Безопасность труда в строительстве. Часть 2" Строительное производство.

Зав. кафедрой	Лисков И.И.			ВКР- 2069059 - 08.03.01 - 131094 - 2017
Руководитель	Артоштин Д.В.			
Арх. стр. разл.	Гречишкин А.В.			Таун-хаус переменной этажности (2-3 эт) на 10 квартир размерами в плане 12,8x40 м в г. Пензе
Рис. кон. разл.	Артоштин Д.В.			
Окл. и фунда.	Глухов В.С.			Раздел технологии и организации строительства
ТпоС	Агафонкина Н.В.			
Экон. стр-ва	Сафьянов А.И.			Стадия
НИР	Артоштин Д.В.			
Студент	Гимодеева С.А.			ВКР
Норма контр.	Артоштин Д.В.			9
				Листов
				9

ПГУАС, каф. СК, гр. СТИ-41