

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждаю:
Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

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

Тема ВКР торговый центр с фанфиком металличес-
ким каркасом общей площадью 1000 м²

Автор ВКР Абузова Юлия Ивановна

Обозначение ВКР-2069059-0803.01.-130878-17 Группа Ст-41

Руководитель ВКР Шуков Александр Николаевич

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Викторова О.П.

расчетно-конструктивный Шуков А.И.

основания и фундаменты Глухов В.С.

технологии и организации строительства Агафонкина Н.В.

экономики строительства Сарьянов А.И.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Разницына Г.П.

НИР Шуков А.И.

Нормоконтроль Шуков А.И.

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 Абдулова Юлия Ивановна

Группа ст 1-41

Тема ВКР Торговый центр с рамочным металлическим
каркасом общей площадью 1000 м².

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Викторова О.А.

расчетно-конструктивный раздел Нужков А.Н.

основания и фундаменты Трухов В.С.

технология и организация строительства Агафонкина Н.В.

экономика строительства Сарьянов А.Н.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Разницына Г.П.

НИР Нужков А.Н.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Москва

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

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

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

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

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

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

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

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

Дата выдачи « _____ » _____ 20____ года.

Руководитель ВКР _____

Содержание:

1. Архитектурно-строительный раздел
 - 1.1 Характеристика строительной площадки
 - 1.2 Объёмно-планировочные решения
 - 1.3 Объёмно - планировочные показатели
 - 1.4 Архитектурно-конструктивные решения
 - 1.5 Теплотехнический расчет
 - 1.6 Расчет звукоизоляции перекрытия
 - 1.7 Инженерное оборудование
 - 1.8 Спецификация элементов каркаса
2. Расчетно-конструктивный раздел
 - 2.1 Расчет стальной балки перекрытия первого этажа
 - 2.2 Расчет металлической колонны по оси 5-Б
3. Раздел фундаменты
 - 3.1 Выбор фундаментов.
 - 3.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства
 - 3.3. Оценка конструктивных особенностей здания и характера нагрузок.
 - 3.4 Проектирование свайных фундаментов
 - 3.5 Проектирование фундаментов мелкого заложения
4. Научно- исследовательская работа
 - 4.1. Вычисление расчетного сопротивления грунта по подошве фундамента с учетом особенностей конструктивного решения подземной части здания
 - 4.2. Расчет ленточного фундамента
 - 4.3. Расчет деформации основания фундамента
 - 4.4. Расчет отдельно стоящего фундамента под колонну на естественном основании
 - 4.5. Проектирование свайных фундаментов
 - 4.6. Расчет свайного фундамента под колонну
 - 4.7. Определение несущей способности одиночной висячей сваи

4.8.Вычисление вероятной осадки свайного фундамента

4.9.Расчет прочности ростверка на продавливание колонной

4.10. Расчет прочности ростверка на продавливание угловой сваей

4.11.Технико-экономическое сравнение и выбор основного варианта фундамента

5.Раздел технологии и организации в строительстве

5.1 Общие положения

5.2 Подготовка строительного производства

5.3 Основные решения по стройгенплану.

6. Раздел экономика

6.1 Объектная смета

6.2 Сводный сметный расчет стоимости строительства

7. Безопасность жизнедеятельности

7.1 Безопасная организация работ и рабочих мест

7.2 Размещение монтажного крана и опасная зона крана

7.3 Техника безопасности при производстве
основных видов строительно-монтажных работ.

7.4 Размещение складов

7.5 Пожарная безопасность на стройплощадке

7.6 Инженерные решения по безопасности жизнедеятельности.

7.7 «Охрана окружающей среды»

Список используемой литературы

1.Архитектурно-строительный раздел.

1.1 Характеристика строительной площадки

Нагрузки и воздействия, приняты по СНиП 23-01-99; СНиП 2.01.07-85*:

- здание II степени огнестойкости,
- II-го нормального уровня ответственности,
- климатический район II, подрайон «В»
- расчетная температура наиболее холодной пятидневки –минус 29°
- расчетная зимняя температура наиболее холодных суток – минус 33°С
- расчетное значение веса снегового покрова для III района - 1.8 кПа(180 кг/м²)
- нормативное значение ветрового давления для II района- 0.3 кПа (30 кг/м²)
- нормативное значение равномерно распределенной нагрузки на междуэтажное перекрытие 400 кг/ м²,
- район не сейсмичен.

в 2017 году площадка строительства характеризуется следующими напластованиями грунтов:

ИГЭ –1 – почвенно-растительный слой , мощностью 1,0 м.

ИГЭ – 2 – глина желто- коричневая, ожелезненная, тугопластичная, не набухающая, сильнопучинистая в период промерзания при замачивании.

Глины этого элемента обладают просадочными свойствами. Величина относительной просадочности изменяется в пределах инженерно-геологического элемента от 0,016 до 0.022. Тип грунтовых условий по просадочности определяется как 1. Мощность элемента 7,0 м.

ИГЭ – 3 – суглинки , мощностью 5,0 м

ИГЭ – 4 –супеси, мощностью 10,0м

Грунтовые воды на период изысканий (сентябрь ,2016 г.) вскрыты на площадке скважинами на глубине 1,72 –2.2 м, абсолютные отметки соответственно 155,46-156,25 м. Уровень грунтовых вод подвержен сезонным

колебаниям на 1,0 мс максимальным подъемом в осенне-весенний период. Воды пресные, слабоагрессивные к бетону марки W4 по водонепроницаемости по содержанию агрессивной углекислоты, неагрессивные по водородному показателю, но среднеагрессивные к металлическим конструкциям. Территория естественно подтоплена. Нормативная глубина сезонного промерзания для глин 1,5 м.

По содержанию сульфатов для бетона по водонепроницаемости марки W4 на портландцементе по ГОСТ 10178-765 в нормальных и влажных условиях грунты местами слабоагрессивные. По содержанию хлоридов для бетона на всех видах цемента грунты неагрессивные.

Коррозионная активность грунтов по отношению к стали оценивается как средняя.

1.2 Объёмно-планировочные решения

Четырёхэтажное здание с запроектированными внутренними лестницами, размещёнными в лестничных клетках.

Помещения торгового центра составляют следующие основные функциональные группы:

- торговые залы
- кладовые помещения
- помещения социально-бытового обслуживания (медицинский пункт, санитарные узлы, помещения для эксплуатационного и обслуживающего персонала).

Позэтажное распределение помещений по функциональной принадлежности подчинено принципу рациональности распределения потоков посетителей и служащих.

Во внутренней отделке здания применены современные отделочные материалы, отвечающие противопожарным и санитарно-гигиеническим требованиям.

Наружная отделка:

- цоколь дома – облицовка керамогранитом на цем. Песчаном растворе,
- стены отделаны декоративной штукатуркой и окрашены фасадными красками.

1.3 Объемно - планировочные показатели

Наименование	Ед.изм.	Количество
Общая площадь здания	м ²	907,5
Площадь застройки,	м ²	232,5
в том числе крыльца	м ²	17,48
Объем строительный	м ³	1613,18
В т.ч. подземной части	м ³	852,07

1.4 Архитектурно-конструктивные решения

Основным несущим элементом здания является рамный металлический каркас.

Плиты перекрытия – монолитная железобетонная плита по несъемной опалубке. Жесткость и устойчивость здания обеспечивается наличием жесткого диска перекрытия

Учитывая инженерно-геологические условия площадки и рекомендации технического отчета об инженерно-геологических изысканиях на площадке под строительство административного здания ПФ: фундаменты в проекте приняты монолитными отдельно стоящими: ФМ1 1,5х1,5 ;ФМ2 1,8х1,8 ;ФМ3 1,2х1,2 с монолитным железобетонным ростверком.

Ограждающие конструкции цокольного этажа выполнены из монолитного железобетона по ГОСТ 13579-78* толщиной 200мм.

В целях экономии энергии при обеспечении санитарно-гигиенических и оптимальных параметров микроклимата помещений и долговечности ограждающих конструкций зданий и сооружений наружные стены здания утеплены по системе БАУКОЛОП. В качестве утеплителя применяются эффективные теплозащитные материалы: URSA FOAM M-35 и пенополистирол. Кровля здания – оцинкованный профилированный настил по системе стропильных конструкций из стальных прокатных профилей.

- Окна и витражи из ПВХ - профиля с двухкамерным стеклопакетом,
- Перегородки – каркасно-обшивные с ГКЛ в два слоя по металлическому каркасу и звукоизоляцией из минваты,
- Двери по ГОСТ 6629-88,
- Полы – керамогранит, линолеум, керамические в санузлах.
- Потолки подвесные - «Армстронг»

1.5 Теплотехнический расчет

Теплотехнический расчет стены.

Район строительства: г.Пенза. Условия эксплуатации А.

Климатические данные:

- 1) Расчётная температура внутреннего воздуха, °C, принимаемая согласно нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений, $t_{int}=+18^{\circ}\text{C}$
- 2) Расчётная зимняя температура наружного воздуха, °C, принимаемая в соответствии с п.2.3 /1/, $t_{ext}= - 29^{\circ}\text{C}$
- 3) Средняя температура, °C, периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$ по /4/, $t_{ht}=-4,5^{\circ}\text{C}$
- 4) Продолжительность, сут., отопительного периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$ /4/, $Z_{ht}=207$ суток
- 5) Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по таблице 4* /1/, $\alpha_{int}=8,7 \text{ (м}^{\circ}\text{C)/Вт}$
- 6) Коэффициент теплоусвоения наружной поверхности ограждающей конструкции; $\alpha_{ext}=23 \text{ м}^{\circ}\text{C/Вт}$

7) Коэффициент ориентации, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по таблице 3* /1/; $n=1$.

8) Нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по таблице 5 /3/; $\Delta t_n=4,5^{\circ}\text{C}$.

Требуемое сопротивление теплопередаче из условия максимально допустимого перепада температур между поверхностью стены и внутренним воздухом:

$$R_0 = \frac{n \cdot (t_{\text{int}} - t_{\text{ext}})}{\Delta t_n \cdot \alpha_{\text{int}}} \quad (1.1)$$

$$R_0 = \frac{1 \cdot (18 - (-29))}{4,5 \cdot 8,7} = 1,2 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$$

Определяем градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{\text{int}} - t_{\text{ht}}) \cdot z_{\text{ht}} \quad (1.2)$$

$$D_d = (18 - (-4,5)) \cdot 207 = 4657,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$$

По таблице 4 /3/ определяем требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкции:

$$R_{\text{req}} = 2,5973 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$$

Из двух найденных значений R_0 и R_{req} выбираем наибольшее:

$$R_{\text{req}} = 2,5973 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$$

Формула определения приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}} \quad (1.3)$$

где δ - толщина слоя, м.

Конструкция наружной стены

Характеристики материала слоев:

Номер слоев	Наименование материала слоя	Толщина слоя δ , м	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°C)	Расчётное сопротивление R , (м·°C)/Вт
1	Цементно-песчаная штукатурка	0,01	0,93	0,011
2	Пенополистирол	δ_2	0,04	R_2
3	Кирпич	0,38	0,81	0,469
4	Цементно-песчаная штукатурка	0,015	0,93	0,016

Определим требуемую толщину пенобетона:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}}$$

$$\delta_2 = \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}} \right) \times \lambda_2$$

$$\delta_2 = \left(2,5973 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,01}{0,93} - \frac{0,38}{0,81} - \frac{0,015}{0,93} - \frac{1}{23} \right) \times 0,04 = 0,08 \text{ м}$$

Исходя из того, что толщина стены 540 мм принимаем толщину слоя из пенополистирола 540-10-15-380=135 мм

Сопротивление теплопередачи стены, следовательно, будет равно:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,93} + \frac{0,135}{0,04} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,015}{0,93} + \frac{1}{23} = 3,22 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт} > R_{\text{req}} = 2,5973 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

Расчетный температурный перепад Δt_0 между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции не должен превышать нормируемых величин Δt_n , и определяется по формуле:

$$\Delta t_0 = \frac{n \cdot (t_{\text{int}} - t_{\text{ext}})}{R_0 \cdot \alpha_{\text{int}}}; \quad (1.4)$$

$$\Delta t_0 = \frac{1 \cdot (18 - (-29))}{3,22 \cdot 8,7} = 1,66 \text{ } ^\circ\text{C} < 4,5 \text{ } ^\circ\text{C} - \text{условие выполняется.}$$

Т.к. условия теплотехнического расчета выполняются, то данная конструкция стены удовлетворяет условиям теплозащиты здания.

Количество тепла, передаваемого ограждением, определяется по формуле:

$$Q = \frac{1}{R} (t_{\text{int}} - t_{\text{ext}}) \cdot z \cdot F \quad (1.5)$$

где z - продолжительность передачи тепла в часах,

F - площадь ограждения, м^2 .

Количество тепла, проходящее за 1 ч через 1м^2 ограждения равно:

$$Q = \frac{1}{3,22} (18 - (-29)) \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 14,51 \text{ Вт} / \text{м}^2$$

При расчете ограждения необходимо обеспечить его внутренней поверхности такую температуру, которая была бы не ниже точки росы для данной влажности воздуха. Для общественных помещений предельная относительная влажность принимается $\varphi = 50 \%$.

Температура внутренней поверхности ограждения определяется по формуле:

$$t_{\text{int}} = t_{\text{int}} - \frac{(t_{\text{int}} - t_{\text{ext}})}{R_0 \cdot \alpha_{\text{int}}} \quad (1.6)$$

$$t_{\text{int}} = 18 - \frac{(18 - (-29))}{3,22 \cdot 8,7} = 16,33 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температуре внутреннего воздуха $18 \text{ } ^\circ\text{C}$ соответствует $E_{18^\circ} = 15,52 \text{ мм.рт.ст.}$, а $t_{\text{int}} = 16,33 \text{ } ^\circ\text{C}$ - $E_t = 13,79 \text{ мм.рт.ст.}$

Относительная влажность будет равна:

$$\varphi' = \frac{E_t}{E_{t20^\circ}} \cdot 100 \% = \frac{13,79}{15,52} \cdot 100 \% = 88,85 \% > 55 \%, \quad \text{следовательно, конденсат на}$$

внутренней поверхности не образуется.

Теплотехнический расчет перекрытия антресольного этажа.

Район строительства: г. Пенза. Условия эксплуатации А.

Климатические данные:

1) Расчётная температура внутреннего воздуха, $^\circ\text{C}$, принимаемая согласно нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений, $t_{\text{int}} = +18^\circ\text{C}$

2) Расчётная зимняя температура наружного воздуха, °C, принимаемая в соответствии с п.2.3 /1/, $t_{ext} = -29^{\circ}\text{C}$

3) Средняя температура, °C, периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$ по /4/; $t_{ht} = -4,5^{\circ}\text{C}$

4) Продолжительность, сут., отопительного периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$ /4/; $Z_{ht} = 207$ суток

5) Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по таблице 4* /1/; $\alpha_{int} = 8,7 \text{ (м}^{\circ}\text{C)/Вт}$

6) Коэффициент теплоусвоения наружной поверхности ограждающей конструкции; $\alpha_{ext} = 23 \text{ м}^{\circ}\text{C/Вт}$

7) Коэффициент ориентации, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по таблице 3* /1/; $n = 0,9$.

8) Нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по таблице 5 /3/; $\Delta t_n = 4^{\circ}\text{C}$.

Требуемое сопротивление теплопередаче из условия максимально допустимого перепада температур между поверхностью стены и внутренним воздухом:

$$R_0 = \frac{n \cdot (t_{int} - t_{ext})}{\Delta t_n \cdot \alpha_{int}} \quad (1.7)$$

$$R_0 = \frac{0,9 \cdot (18 - (-29))}{4 \cdot 8,7} = 1,22 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$$

Определяем градусо-сутки отопительного периода:

$$D_d = (t_{int} - t_{ht}) \cdot Z_{ht} \quad (1.8)$$

$$D_d = (18 - (-4,5)) \cdot 207 = 4657,5 \text{ }^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$$

По таблице 4 /3/ определяем требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкции:

$$R_{req} = 2,5973 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$$

Из двух найденных значений R_0 и R_{req} выбираем наибольшее:

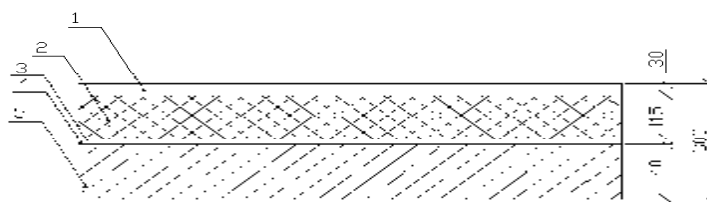
$$R_{req} = 2,5973 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

Формула определения приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}}$$

где δ - толщина слоя, м.

Конструкция чердачного перекрытия.



Характеристики материала слоев:

Номер слоев	Наименование материала слоя	Толщина слоя δ , м	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°C)	Расчётное сопротивление R , (м·°C)/Вт
1	Цементно-песчаная стяжка	0,03	0,76	0,04
2	Утеплитель URSA FOAM M-35	δ_2	0,04	R_2
3	1 слой рубероида	0,005	0,17	0,029
4	Цементно-песчаная стяжка	0,01	0,76	0,04
5	Ж/б плита	0,14	2,04	0,069

Опр

едем требуемую толщину пенобетона:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}}$$

$$\delta_2 = \left(R_0 - \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{\delta_5}{\lambda_5} - \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}} \right) \times \lambda_2$$

$$\delta_2 = \left(2,5973 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,03}{0,76} - \frac{0,005}{0,17} - \frac{0,01}{0,76} - \frac{0,14}{2,04} - \frac{1}{23} \right) \times 0,04 = 0,094 \text{ м}$$

Исходя из того, что толщина перекрытия 300 мм принимаем толщину слоя из утеплителя 300-30-5-10-140=115 мм

Сопротивление теплопередачи стены, следовательно, будет равно:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{0,76} + \frac{0,115}{0,04} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,01}{0,76} + \frac{0,14}{2,04} + \frac{1}{23} = 3,25 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

$$> R_{\text{req}} = 2,5973 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$$

Расчетный температурный перепад Δt_0 между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции не должен превышать нормируемых величин Δt_n , и определяется по формуле:

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

$$\Delta t_0 = \frac{0,9 \cdot (18 - (-29))}{3,25 \cdot 8,7} = 1,5 ^\circ\text{C} < 4 ^\circ\text{C} - \text{условие выполняется.}$$

Т.к. условия теплотехнического расчета выполняются, то данная

конструкция стены удовлетворяет условиям теплозащиты здания.

Количество тепла, передаваемого ограждением, определяется по формуле:

$$Q = \frac{1}{R} (t_{\text{int}} - t_{\text{ext}}) \cdot z \cdot F$$

где z - продолжительность передачи тепла в часах,

F - площадь ограждения, м^2 .

Количество тепла, проходящее за 1 ч через 1 м^2 ограждения равно:

$$Q = \frac{1}{3,25} (18 - (-29)) \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 14,5 \text{ Вт} / \text{м}^2$$

При расчете ограждения необходимо обеспечить его внутренней поверхности такую температуру, которая была бы не ниже точки росы для данной влажности воздуха. Для общественных помещений предельная относительная влажность принимается $\varphi = 50 \%$.

Температура внутренней поверхности ограждения определяется по формуле:

$$t_{\text{int}} = t_{\text{int}} - \frac{(t_{\text{int}} - t_{\text{ext}})}{R_0 \cdot \alpha_{\text{int}}}$$

$$t_{\text{int}} = 18 - \frac{(18 - (-29))}{3,25 \cdot 8,7} = 16,33 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температуре внутреннего воздуха $18 \text{ } ^\circ\text{C}$ соответствует $E_{t18^\circ} = 15,52 \text{ мм.рт.ст.}$, а $t_{\text{int}} = 16,33 \text{ } ^\circ\text{C}$ - $E_t = 13,79 \text{ мм.рт.ст.}$

Относительная влажность будет равна:

$$\varphi' = \frac{E_t}{E_{t20^\circ}} \cdot 100 \% = \frac{13,79}{15,52} \cdot 100 \% = 88,85 \% > 55 \%, \quad \text{следовательно, конденсат на}$$

внутренней поверхности не образуется.

1.6 Расчет звукоизоляции перекрытия

Нормируемыми параметрами звукоизоляции внутренних ограждающих конструкций жилых зданий являются индексы изоляции воздушного шума ограждающими конструкциями R_w , дБ, и индексы приведенного уровня ударного шума, L_{nw} , дБ, (для перекрытий).

Нормативные значения индексов изоляции воздушного шума перекрытия R_w

и индексов приведенного уровня ударного шума L_{nw} , для общественного здания категории Б (по табл. 6 /5/) составляют $R_w = 50$ дБ; $L_{nw} = 66$ дБ.

Значения индексов изоляции воздушного шума R_w должны быть не меньше нормативных, а индексов приведенного уровня ударного шума L_{nw} - не более нормативных.

Индекс изоляции воздушного шума R_w , дБ, междуэтажным перекрытием со звукоизоляционным слоем определяем по таблице 15 /5/ в зависимости от величины индекса изоляции воздушного шума несущей плитой перекрытия R_{w0} , определяемого в соответствии с 3.2 /5/ и частоты резонанса конструкции f_p , Гц.

а) Перекрытие представляет собой железобетонную пустотную плиту $\gamma = 2500$ кг/м³ толщиной 14 см, звукоизоляционного слоя из материала Пенотерм (НПП-ЛЭ) толщиной 10 мм в необжатом состоянии, цементно-песчаной стяжки $\delta = 4$ см и $\gamma = 1800$ кг/м³ и линолеума толщиной 3 мм и $\gamma = 1100$ кг/м³. Полезная нагрузка 2000 Па

Определяем поверхностные плотности элементов перекрытия:

$$m_1 = 2500 \cdot 0,14 = 350 \text{ кг/м}^2;$$

$$m_2 = 1100 \cdot 0,003 + 1800 \cdot 0,04 = 75,3 \text{ кг/м}^2.$$

Нагрузка на звукоизоляционный слой составляет: $2000 + 75,3 = 2753$ Па, по табл. 18 /5/, находим $L_{nw0} = 78$ дБ

В соответствии с 3.3 /5/ находим величину R_{w0} для несущей плиты перекрытия:

$$R_{w0} = 37 \lg m + 55 \lg K - 43 = 37 \lg 350 + \lg 1,2 - 43 \approx 55 \text{ дБ}.$$

Находим частоту резонанса конструкции по формуле (11) /5/ при $E_d = 6,6 \cdot 10^5$ Па, $\epsilon = 0,1$ (таблица 16 /5/), $d = 0,01(1 - 0,1) = 0,009$ м.

$$f_p = 0,16 \sqrt{\frac{(350 + 75,3) \cdot 6,6 \cdot 10^5}{0,009 \cdot 350 \cdot 75,3}} = 174 \text{ Гц}.$$

По таблице 15 /5/ находим индекс изоляции воздушного шума данным междуэтажным перекрытием $R_w = 55$ дБ.

Индекс приведенного уровня ударного шума L_{nw} под междуэтажным перекрытием с полом на звукоизоляционном слое следует определять по таблице

17 /5/ в зависимости от величины индекса приведенного уровня ударного шума для несущей плиты перекрытия (сплошного сечения) L_{nw0} , определенной по таблиц 18 /5/, и частоты собственных колебаний пола, лежащего на звукоизоляционном слое, f_0 , определяемой по формуле

$$f_0 = 0,16 \sqrt{\frac{E_d}{d \cdot m_2}}, \text{ Гц.}$$

где E_d - динамический модуль упругости звукоизоляционного слоя, Па, принимаемый по таблице 16 /5/,

d - толщина звукоизоляционного слоя в обжатом состоянии, м;

m_2 - поверхностная плотность пола (без звукоизоляционного слоя), кг/м^2 .

По таблице 18 /5/ находим $L_{nw0} = 60$ дБ.

Вычисляем частоту колебаний пола по формуле (13) /5/ при $E_d = 6,6 \cdot 10^5$ Па, $\varepsilon = 0,01$ (таблица 16 /5/) и $d = 0,01(1 - 0,1) = 0,009$ м:

$$f_0 = 0,16 \sqrt{\frac{6,6 \cdot 10^5}{0,009 \cdot 75,3}} = 158 \text{ Гц}.$$

По таблице 17 /5/ находим индекс изоляции приведенного уровня шума под данным междуэтажным перекрытием

$$L_{nw} = 60 \text{ дБ.}$$

Вывод:

Так как $R_w = 55$ дБ больше нормативного, равного $R_w = 50$ дБ, и $L_{nw} = 60$ дБ меньше нормативного $L_{nw} = 66$ дБ, то данная конструкция перекрытия отвечает требованиям звукоизоляции.

б) Перекрытие представляет собой $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$ толщиной 14 см, звукоизоляционного слоя из материала Пентерм (НПП-ЛЭ) толщиной 10 мм в необжатом состоянии, плитки толщиной 5 мм $\gamma = 2100 \text{ кг/м}^3$, цементнопесчаной стяжки толщиной 15 мм. Полезная нагрузка 2000 Па.

Определяем поверхностные плотности элементов перекрытия:

$$m_1 = 2500 \cdot 0,14 = 350 \text{ кг/м}^2;$$

$$m_2 = 1800 \cdot 0,015 (\text{ц/п стяжка}) + 2100 \cdot 0,006 (\text{плитка}) = 37,5 \text{ кг/м}^2.$$

Нагрузка на прокладку:

$$2000 + 375 = 2375 \text{ Па}.$$

В соответствии с 3.3 /5/ находим величину R_{w0} для несущей плиты перекрытия:

$$R_{w0} = 37 \lg m + 55 \lg k - 43 = 37 \lg 375 + \lg 1.2 - 43 \approx 55 \text{ дБ}.$$

Находим частоту резонанса конструкции по формуле (11) /5/ при $E_d = 6,6 \cdot 10^5 \text{ Па}$, $\varepsilon = 0,1$ (таблица 16 /5/), $d = 0,02(1 - 0,1) = 0,009 \text{ м}$.

$$f_p = 0,16 \sqrt{\frac{(350 + 37,5) \cdot 6,6 \cdot 10^5}{0,009 \cdot 350 \cdot 37,5}} = 235 \text{ Гц}.$$

По таблице 15 /5/ находим индекс изоляции воздушного шума данным междуэтажным перекрытием $R_w = 55 \text{ дБ}$.

Индекс приведенного уровня ударного шума L_{nw} под междуэтажным перекрытием с полом на звукоизоляционном слое следует определять по таблице 17 /5/ в зависимости от величины индекса приведенного уровня ударного шума для несущей плиты перекрытия (сплошного сечения) L_{nw0} , определенной по таблиц 18 /5/, и частоты собственных колебаний пола, лежащего на звукоизоляционном слое, f_0 , определяемой по формуле

$$f_0 = 0,16 \sqrt{\frac{E_d}{d \cdot m_2}}, \text{ Гц}.$$

где E_d - динамический модуль упругости звукоизоляционного слоя, Па, принимаемый по таблице 16 /5/,

d - толщина звукоизоляционного слоя в обжатом состоянии, м;

m_2 - поверхностная плотность пола (без звукоизоляционного слоя), кг/м^2 .

По таблице 18 /5/ находим $L_{nw0} = 84 \text{ дБ}$.

Вычисляем частоту колебаний пола по формуле (13) /5/ при $E_d = 6,6 \cdot 10^5 \text{ Па}$, $\varepsilon = 0,1$ (таблица 16 /5/) и $d = 0,02(1 - 0,1) = 0,009 \text{ м}$:

$$f_0 = 0,16 \sqrt{\frac{6,6 \cdot 10^5}{0,009 \cdot 37,5}} = 224 \text{ Гц}.$$

По таблице 17 /5/ находим индекс изоляции приведенного уровня шума под данным междуэтажным перекрытием

$$L_{nw} = 62 \text{ дБ}.$$

Вывод:

Так как $R_w = 55$ дБ больше нормативного, равного $R_w = 50$ дБ, и $L_{mw} = 62$ дБ меньше нормативного $L_{mw} = 66$ дБ, то данная конструкция перекрытия отвечает требованиям звукоизоляции.

1.7 Инженерное оборудование

Рабочим проектом предусматривается устройство систем водяного отопления. В качестве нагревательных приборов приняты чугунные радиаторы МС-140-108, в электрощитовой - регистр из гладкой трубы.

Системы отопления приняты с нижней разводкой магистралей по техподполью, однотрубные, с попутным движением теплоносителя. Удаление воздуха из системы отопления осуществляется кранами воздушными конструкции Маевского, установленными в верхних пробках отопительных приборов. Регулирование теплоотдачи нагревательных приборов системы отопления осуществляется с помощью кранов двойной регулировки, устанавливаемых на обратной подводке теплоносителя к нагревательным приборам.

Величина уклона трубопроводов принята 0,002% в направлении, указанном на схеме системы отопления.

Во всех помещениях для обеспечения требуемых по ГОСТ 12.1.005-88* параметров воздуха запроектированы приточные и вытяжные системы вентиляции с механическим и естественным побуждением.

Подача приточного воздуха предусмотрена в верхнюю зону с подогревом в холодный период года. Для подачи приточного воздуха используются модульные установки типа АПК фирмы "Инновент", размещаемые в венткамерах. На выходе воздухопроводов из венткамеры предусмотрена установка огнезадерживающих клапанов. Для уменьшения шума от работающего оборудования предусмотрена установка приточных систем в изолируемом помещении, рамы приточных установок монтируются на пол венткамер через амортизирующую прокладку - листовую резину толщиной 40 мм.

Приточные установки комплектуются системой управления и защиты САУ-I. Система САУ-I предназначена для управления работой приточной установки

с водяным обогревом. В целом система управления обеспечивает полную автоматизацию работы приточной установки без обслуживающего персонала.

Основной входной информацией являются сигналы с датчиков температуры (ДТ) наружного и приточного воздуха, сигнал с ДТ обратной воды из калорифера и сигналы с контактных датчиков состояния оборудования.

Удаление воздуха запроектировано из верхней зоны помещений вытяжными системами с канальными вентиляторами, установленными на чердаке здания. Удаление воздуха из кабинета врача, комнаты приема пищи, подсобных помещений буфета осуществляется отдельными системами с осевыми оконными вентиляторами.

Вентиляторы всех систем имеют тепло-звукоизолирующие покрытия, все соединения воздуховодов с вентиляторами осуществляются через гибкие вставки, на воздуховодах систем установлены трубчатые шумоглушители.

Воздуховоды систем вентиляции выполнить из тонколистовой оцинкованной стали по ГОСТ 14918-80, толщиной согласно СНиП 41-01-2003. Воздуховоды системы ПЗ проложенные по чердаку выполнить толщиной 1 мм и теплоизолировать матами минераловатными толщиной 40 мм с покровным слоем из стеклопластика рулонного.

1.8 Спецификация элементов каркаса

Таблица 1.1 – Спецификация металлических элементов

Название элемента	Обозначение	Ед.изм	Кол-во	Вес 1 элемента, кг	Общий вес, кг
Колонна	К-1	шт	19	410,68	7 803,00
Балка	ГБ-1	шт	1	417,51	417,51
	ГБ-2	шт	2	414,62	829,24
	ГБ-3	шт	2	375,84	751,69
	ГБ-4	шт	1	317,69	317,69
	ГБ-5	шт	1	243,04	243,04
	ГБ-6	шт	1	124,04	124,04

	ГБ-7	шт	1	75,94	75,94
	ГБ-8	шт	2	92,12	184,24
	ГБ-9	шт	1	50,67	50,67
	ГБ-10	шт	1	50,67	50,67
Прогон	П-1	шт	1	34,42	34,42
	П-2	шт	4	34,23	136,91
	П-3	шт	1	60,82	60,82
	П-4	шт	4	60,82	243,27
	П-5	шт	10	124,04	1 240,40
	П-6	шт	7	86,02	602,11
	П-7	шт	6	24,26	145,53
	П-8	шт	1	33,92	33,92
	П-9	шт	1	27,92	27,92
	П-10	шт	1	33,59	33,59
	П-11	шт	2	46,07	92,14
	П-12	шт	1	39,94	39,94
ИТОГО					13 538,68

Таблица 1.2 – Спецификация монолитных ж/б элементов

Название элемента	Обозначение	Ед.изм	Кол-во	Объем 1 элемента, м3	Общий объем, м3
Фундамент монолитный	ФМ-1	шт	5	1,125	5,625
	ФМ1-1	шт	1	1,125	1,125
	ФМ-1-2	шт	1	1,125	1,125
	ФМ-1-3	шт	1	1,125	1,125
	ФМ-1-4	шт	1	1,125	1,125

	ФМ-1-5	шт	1	1,125	1,125
	ФМ-2	шт	3	1,62	4,86
	ФМ-2-1	шт	1	1,62	1,62
	ФМ-3	шт	3	0,72	2,16
	ФМ-3-1	шт	1	0,72	0,72
	ФМ-3-2	шт	1	0,72	0,72
Стены подземной части, тощ. 200мм		МЗ			48,23
Монолитное перекрытие на отм.+3,512		МЗ			26,2
Монолитное перекрытие на отм.+6,666		МЗ			26,2

2.Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Расчет стальной балки перекрытия первого этажа

Таблица 2.1.1 – Сбор нагрузок на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка кг/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка кг/м ²
1. полезная	400	1,2	480
2. полы	115	1,3	149,5
3. перегородки	50	1,3	65
4. плиты перекрытия	320	1,1	352
5. подвесной потолок	50	1,3	65
Итого:	935		1111,5

Погонная расчетная нагрузка: $P_1 = 1111,5 \times 8,68 = 8115,8 \text{ кг/м}$

Погонная нормативная нагрузка: $q_1 = 935 \times 8,68 = 9647,82 \text{ кг/м}$

Определяем максимальный момент:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{9647,82 \times 8,68^2}{8} = 90861 \text{ кгм}$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{90861000}{2350} = 386 \text{ см}^3$$

По сортаменту принимаем двутавр №40Б1, $W_x = 803 \text{ см}^3$, $Y_x = 15750 \text{ см}^4$

Проверяем прогиб балки.

Допустимый прогиб:

$$[f] = \frac{l}{200} = \frac{868}{200} = 4,3 \text{ см}$$

Фактический прогиб:

$$f_{\text{факт}} = \frac{M^H \times l^2}{48 \times E \times Y_x} = \frac{90861000 \times 8,68^2 \times 10^4}{48 \times 2,1 \times 10^6 \times 15750} = 0,43 \text{ см}$$

Вывод: принимаем двутавр №40Б1

2.2 Расчет металлической колонны по оси 5-Б

Конструирование и расчет стержня сплошной колонны

Материал колонн – сталь С245 со следующими характеристиками:

$$R_y = 240 \text{ МПа}$$

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

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}$$

Предварительно принимаем сечение двутавр 20К1 со следующими геометрическими характеристиками:

$$A = 52,82 \text{ см}^2$$

$$I_x = 3820 \text{ см}^4$$

$$i_x = 8,5 \text{ см}$$

$$I_y = 1334 \text{ см}^4$$

$$i_y = 5,03 \text{ см}$$

Расчет на изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Нагрузка на колонну равна: $N = 90,97 \text{ кН}$

Коэффициент приведения расчетной длины определяем по формуле

$$\mu = \sqrt{\frac{n+0,56}{n+0,14}}, \text{ где} \quad (2.32)$$

$$n = \frac{Y_s \times l_c}{l \times Y_c} \quad (2.33)$$

$$n = \frac{34360 \times 254}{600 \times 3820} = 0,46$$

$$\mu = \sqrt{\frac{0,46+0,56}{0,46+0,14}} = 1,3$$

Тогда расчетная длина находится по формуле (2.29):

$$l_{ef} = \mu \cdot l, \text{ где}$$

μ - коэффициент приведения расчетной длины, $\mu = 1,3$

l - длина колонны, $l = 3,096 \text{ м} = 309,6 \text{ см}$

$$l_{ef} = 1,3 \times 309,6 = 401,7 \text{ см}$$

Определяем гибкость: $\lambda = l_{ef} / i_x$, где (2.34)

l_{ef} - расчетная длина, $l_{ef} = 401.7 \text{ см}$

i_x - радиус инерции сечения, $i_x = 8.5 \text{ см}$

$$\lambda = 401.7 / 8.5 = 47.25$$

Условная гибкость

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}, \text{ где} \quad (2.35)$$

λ - гибкость, $\lambda = 22$

E - модуль упругости стали, $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$

$$\bar{\lambda} = 47.25 \times \sqrt{240 / 210000} = 1.59$$

Определяем коэффициент влияния формы сечения:

$$\eta = (1.9 - 0.1m) - 0.02 \times (6 - m) \times \bar{\lambda} \quad (2.36)$$

Приведенный относительный эксцентриситет:

$$m = \frac{e \times A}{W_c} \quad (2.37)$$
$$e = \frac{M}{N}$$

$$e = \frac{5.07}{90.97} \times 100 = 5.5 \text{ см}$$

$$m = \frac{5.5 \times 52.82}{1843} = 0.15$$

$$\eta = (1.9 - 0.1 \times 0.15) - 0.02 \times (6 - 0.15) \times 1.59 = 1.69$$

Коэффициент φ_e определяется в зависимости от приведенного относительного эксцентриситета и условной гибкости: $\varphi_e = 0.86$

Проверяем устойчивость в плоскости действия момента по формуле (2.31):

$$N / \varphi_e A \leq R_y \gamma_c$$

$$90.97 / 0.86 \times 52.82 \times 10^{-4} = 193.9 \text{ МПа} < 240 \times 0.95 = 228 \text{ МПа}$$

Проверка на прочность не производится, так как отсутствуют ослабления сечения и одинаковы значения изгибающих моментов, принимаемых в расчетах на прочность и устойчивость

Конструирование и расчет базы колонны

Определяем вес колонны:

$$P = 10.46 \cdot 41.5 = 434 \text{ кг}$$

$$N = N_1 + P = 90.97 + 4.34 = 95.31 \text{ кН}$$

Требуемая площадь плиты:

$$A = \frac{N}{\gamma R_0} = \frac{95.31 \text{ кН}}{1.2 \times 0.6 \text{ кН/см}^2} = 1323.7 \text{ см}^2 \quad (2.38)$$
$$\gamma = 1.2$$

По конструктивным соображениям принимаем ширину опорной плиты:

$$B = b_f + 2c, \text{ где} \quad (2.39)$$

b_f - ширина полки колонны, $b_f = 0.2 \text{ м}$

c - вылет консоли плиты, $c = 0.65 \text{ м}$

$$B = 0.2 + 2 \times 0.65 = 1.5 \text{ м}$$

Принимаем в соответствии с ГОСТ 82-70* $B = 1.5 \text{ м}$

Длина плиты:

$$L_{пл} = \frac{A_{пл}^{мп}}{B_{пл}} = \frac{1323.79}{150} = 8.8 \text{ см} \quad (2.40)$$

Изгибающий момент на консольном участке плиты определяется по формуле:

$$M = \frac{qc^2}{2} = \frac{0.72 \cdot 4^2}{2} = 5.68 \text{ кН} \cdot \text{см} \quad (2.41)$$

$$q = \frac{N}{A} = \frac{95.31}{1323.7} = 0.72 \text{ кН/см}^2 - \text{давление на } 1 \text{ см}^2 \text{ плиты.}$$

Расчет анкерных болтов

Определяем усилия в анкерных болтах

$$F_6 = (\sigma_{\min} \times B \times a / 2) / c, \text{ где} \quad (2.50)$$

a - длина эпюры растяжения, $a = 0.18 \text{ м}$

c - расстояние от оси анкерного болта до центра тяжести эпюры сжатия,
 $c = 0.21 \text{ м}$

$$F_6 = (1,16 \times 1,5 \times 0,18 / 2) / 0,21 = 18,56 \text{ кН}$$

Тогда площадь сечения нетто одного анкерного болта

$$A_n = F_6 / (n R_{ba}), \text{ где} \quad (2.51)$$

n - число анкерных болтов в растянутой зоне, принимаем $n = 1$

F_6 - усилие, воспринимаемое анкерным болтом, $F_6 = 18,56 \text{ кН}$

R_{ba} - расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению, $R_{ba} = 185 \text{ МПа}$

$$A_n = 18,56 / 185 = 1 \text{ см}^2$$

Принимаем болты диаметром $d = 30 \text{ мм}$ площадью нетто $A_n = 5,6 \text{ см}^2$

Расчет сварных швов

Опорная пластина работает как консольный элемент. Изгибающий момент, воспринимаемый сварными швами:

$$M = c^2 \sigma_{\max} b / 2, \text{ где} \quad (2.52)$$

c - свес, $c = 0,1 \text{ м}$

b - ширина грузовой площади ребра, $b = 0,19 \text{ м}$

$$M = 0,1^2 \times 1,87 \times 0,19 / 2 = 1,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Принимаем высоту ребер $h_p = 0,1 \text{ м}$

Определим требуемый катет шва из условий:

$$M / W_{uu} \leq \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c, \text{ где} \quad (2.53)$$

$$M / W_{uu} \leq \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c$$

$$W_{uu} = l_w^2 k_f / 6 \quad (2.54)$$

Тогда

$$k_f \geq \frac{6M}{l_w^2 \beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} \quad (2.55)$$

$$k_f \geq \frac{6 \cdot 1,3}{0,09^2 \cdot 0,7 \cdot 200} = 6,9 \text{ мм}$$

$$k_f \geq \frac{6M}{l_w^2 \beta_z R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} \quad (2.56)$$

$$k_f \geq \frac{6 \times 1,3}{0,09^2 \times 1 \times 166,5} = 5,78 \text{ мм}$$

Принимаем катет сварного шва:

$$k_f = 7\text{мм}$$

Катет сварных швов, крепящих опорную плиту к колонне, принимаем конструктивно из условия свариваемости:

$$k_f = 9\text{мм}$$

3.Раздел фундаменты

3.1 Выбор фундаментов.

Проектирование оснований и фундаментов заключается в выборе основания, типа, конструкции и основных размеров фундамента в совместном расчете основания и фундамента как одной из частей сооружения.

Проектирование производится по данным инженерно-геологических и гидрогеологических изысканий, данным о климатических условиях района строительства с учетом местных условий.

За основание принимают массив грунта, на котором возводят сооружение. Если для оснований используют грунты в условиях природного залегания или после несложной предварительной подготовки, их называют естественными основаниями.

Грунты – раздробленные горные породы, состоящие из отдельных минеральных частиц различной формы и крупности, пустоты между которыми заполнены водой (раствором) или газом.

Фундамент – подземная часть здания, расположенная ниже поверхности земли, которая воспринимает нагрузку от надземной части и передает ее на основание.

Поверхность опирания фундамента на основание называется его подошвой, а расстояние от спланированной отметки земли до подошвы – глубиной заложения. Границу между фундаментом и опирающей конструкцией и границы между отдельными уступами называют обрезами.

В зависимости от геологического строения основание состоит из одного или нескольких слоев грунта и, соответственно, называется однородным или слоистым. Верхний пласт слоистого основания, на котором непосредственно расположен фундамент, называют несущим, а пласты, расположенные ниже – подстилающими слоями.

Основание, фундамент и наземная конструкция неразрывно связаны между

собой, взаимно влияют друг на друга и должны рассматриваться как единая система. Деформация и устойчивость грунтов основания зависят от особенности приложения нагрузки, размеров и конструкции фундамента и всего сооружения. Основные размеры конструкции фундамента назначаются в зависимости от геологического строения строительной площадки, сжимаемости грунтов, а так же от давления, которое грунты могут воспринять.

Основной расчет производят по деформациям основания зданий и сооружений. В зависимости от угла внутреннего трения, удельного сцепления и модуля деформации, а так же по допускаемому давлению на грунт.

Глубина заложения фундаментов определяется с учетом:

- назначения, конструктивных особенностей здания или сооружения (наличия подвалов, подземных коммуникаций. Фундаментов под оборудование и др.);
- глубины заложения примыкающих фундаментов рядом расположенных зданий и сооружений;
- глубины сезонного промерзания грунтов;
- СНиП 2.02.01-83 (выбор глубины заложения подошвы фундамента, назначения, типа и вида фундамента, определение расчетного сопротивления грунта основания, проверка среднего давления под подошвой);
- расчет осадки фундамента.

3.2. Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства

В 2003 году площадка строительства характеризуется следующими напластованиями грунтов:

ИГЭ –1 – почвенно-растительный слой , мощностью 1,0 м.

ИГЭ – 2 – глина желто- коричневая, ожелезненная, тугопластичная, не набухающая, сильнопучинистая в период промерзания при замачивании.

Глины этого элемента обладают просадочными свойствами. Величина относительной просадочности изменяется в пределах инженерно-

геологического элемента от 0,016 до 0.022. Тип грунтовых условий по просадочности определяется как 1. Мощность элемента 7,0 м.

ИГЭ – 3 – суглинки , мощностью 5,0 м

ИГЭ – 4 – супеси, мощностью 10,0м

Грунтовые воды на период изысканий (сентябрь ,2003 г.) вскрыты на площадке скважинами на глубине 1,72 –2.2 м, абсолютные отметки соответственно 155,46-156,25 м. Уровень грунтовых вод подвержен сезонным колебаниям на 1,0 мс максимальным подъемом в осенне-весенний период. Воды пресные , слабоагрессивные к бетону марки W4 по водонепроницаемости по содержанию агрессивной углекислоты, неагрессивные по водородному показателю, но среднеагрессивные к металлическим конструкциям. Территория естественно подтоплена. Нормативная глубина сезонного промерзания для глин 1,5 м.

Сваи приняты сплошные (длиной 7 м) ж/б сплошного квадратного сечения с напрягаемой арматурой.

Расчетная допускаемая нагрузка на сваю, равна 52тс. Расчетный отказ сваи определяется организацией производящей забивку свай, по СП 50-102-200 в зависимости от расчетной энергии удара молота и несущей способности сваи F_d .

Производство свайных работ вести в соответствии со СНиП 3.02.01-87, СНиП 12-03-2001 ч.1, СНиП 12-04-2002 ч.2.

Любые повреждения свай, в том числе оголовка, не допускаются.

Если свая в процессе погружения разрушилась, необходимо рядом погрузить дублирующую сваю.

Максимально допустимые отклонения свай от проектного положения должны соответствовать СНиП 3.02.01-87, СП 50-102-2003.

В процессе работ произвести динамические испытания свай в соответствии с ГОСТ 5686-94. Номера свай могут быть изменены при согласовании с проектировщиком в соответствии с производством работ.

3.3. Оценка конструктивных особенностей здания и характера

нагрузок.

Фундамент рассчитываем для наиболее характерного участка здания на 4 этажа. На плане первого этажа указываем основные несущие конструкции подземной части и определяем расчетные нагрузки, Сбор нагрузок на все здание см. в разделе конструкций.

Расчетные величины действующих нагрузок определяются как произведение нормативных значений на коэффициенты надежности по нагрузке γ_f , которые должны соответствовать рассматриваемому предельному состоянию и учитывать возможные отклонения нагрузок в благоприятную сторону от нормативных значений.

Нагрузки и воздействия на основание, передаваемые фундаментом здания, должны устанавливаться расчетом, исходя из рассмотрения совместной работы здания и основания или фундамента и основания, и приниматься с учетом требований СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия».

Нормативные значения равномернораспределенных временных нагрузок на плиты перекрытий, лестницы и полы на грунтах приведены в СНиП 2.01.07

3.4 Проектирование свайных фундаментов.

Расчет свайных фундаментов и их оснований должен быть выполнен по 2 группам предельных состояний:

Первая группа:

- по прочности материала свай и свайных ростверков;
- по несущей способности грунта основания свай;

Вторая группа:

- по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок.

1. нагрузка на сваю:

- Вес кирпичного простенка:

$$N_{\text{кирп}} = 1,3 \times 1,8 \times 2,1 \times 0,41 \times 3,3 + 0,13 \times 1,3 \times 1,8 \times 3,3 \times 0,9 + \frac{(0,77 + 0,9)}{2} \times 1,3 \times 1,8 \times 0,54 \times 15,23 = 23,623 \text{ тс}$$

- Вес от перекрытия:

$$N_{\text{пер}} = 992 \text{ кг} / \text{м}^2 \times 5 \times 4,7 \times 1 = 23,312 \text{ тс}$$

где 4,7 – радиус закругления.

- Вес от конструкций покрытия:

$$\mu = \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \times 2,3}{1,8} = 26 \text{ кг} / \text{м}^2$$

Собственный вес стальных конструкций покрытия $26 \times 1,1 = 28,6 \text{ кг} / \text{м}^2$

Снеговая нагрузка $180 \text{ кг} / \text{м}^2 \times 2,56 = 460,8 \text{ кг} / \text{м}^2$

Итого $28,6 + 460,8 = 489,4 \text{ кг} / \text{м}^2$

Погонная равномерно-распределенная нагрузка от покрытия и снега:

$$N_{\text{пог}} = 489,4 \times 4,7 \times 1 = 2300 \text{ кг} / \text{пм}$$

Нагрузка от покрытия и снега на длине кирпичного простенка:

$$N_{\text{пер}}^p = N_{\text{пог}} \times (2,1 + 1,5) = 2,3 \times 3,6 = 8,28 \text{ тс}$$

От перекрытий:

$$N_{\text{пер}}^p = 23,312 \text{ т} / \text{пм} \times 3,6 = 83,92 \text{ тс}$$

Суммарная нагрузка на длине кирпичного простенка $l_{\text{пр}} = 2,1 \text{ м}$

$$N_s = 8,28 + 83,92 + 23,623 = 115,823 \text{ тс}$$

Расчет оснований свайных фундаментов по несущей способности и конструктивные расчеты по прочности свай и свайных ростверков производятся по расчетным нагрузкам, которые принимаются по основным сочетаниям нагрузок с коэффициентом надежности.

$$Z_1 = 3,2 \text{ м и } f_1 = 25,4 \text{ кПа}$$

$$Z_2 = 5,2 \text{ м и } f_2 = 29,4 \text{ кПа}$$

$$Z_3 = 7,1 \text{ м и } f_3 = 32,1 \text{ кПа}$$

$$Z_4 = 8,35 \text{ м и } f_4 = 19,2 \text{ кПа}$$

Несущая способность фундамента F_{f3} на вертикальную нагрузку по подстилающему слою:

$$F_{f3} = \gamma_c \times [\gamma'_g \times R \times A_s + d_p \times u_m \times (f_w \times \gamma_c + i \times E \times \gamma_{c2} \times \xi_r)], \quad (3.1)$$

где γ_c - коэффициент условий работы фундамента, принимаем 1,0;

γ'_g - коэффициент условий работы подстилающего слоя грунта,

определяемое для глубины трамбования $d_p = 7,4\text{ м}$ по таблице 90 в [2] принимаем равным 1,6;

R - расчётное сопротивление подстилающего слоя грунта, определяемое для непросадочных грунтов для фундамента площадью A_s , и

глубиной заложения, равной расстоянию от дневной поверхности до низа уплотнённой зоны грунта, кПа;

$$F_{f3} = 1,0 \cdot [1,1 \cdot 860 \cdot (0,3 \cdot 0,3) + 1,2 \cdot (25,4 \cdot 2 + 29,4 \cdot 2 + 32,1 \cdot 1,8 + 19,2 \cdot 0,7)] = 302,124$$

В соответствии с п.3.123. в [2] фундаменты в вытрамбованных котлованах по несущей способности грунтов основания рассчитывают, исходя из условия:

$$N \leq \frac{F_f}{\gamma_n}, \quad (3.2)$$

где N – расчётная нагрузка передаваемая на фундамент, кН;

F_f – несущая способность фундамента, кН;

γ_n – коэффициент надёжности, принимаемый при определении несущей способности фундамента расчётом равным 1,4.

Получаем $N_1 \leq P_{дон} = \frac{302,124}{1,4} = 215,8 \text{ кН}$ условие надёжной работы фундамента по несущей способности основания.

Требуемое число свай на 1 п.м. здания.

На 1 п.м. $N_1 = 20 \text{ тс/п.м.}$

$$n = \frac{N_1}{N_{н.д.}} = \frac{20}{21,5} = 1,0 \text{ шт}$$

Шаг свай.

$$c = \frac{N_{n.д.}}{N_1 + Q_p} = \frac{21,5}{20 + 2} \approx 1,0$$

Сваи расставляются в шахматном порядке.

Под колонну $N_1 = 115,8$ тс

$$n = \frac{115,8}{21,5} = 5,3 шт$$

Принимаем количество свай 5 шт, марки С 70.30

Подбор куста свай под колонну.

$$M_x = 5,1 мм$$

$$Q_x = 2,6 тс$$

$$M_y = 5,23 мм$$

$$Q_y = 3,73 тс$$

Определяем значение максимальной нагрузки на сваю в уровне подошвы ростверка:

$$N_{\max}^{\min} = \frac{N_1 + Q_p}{n} \pm \frac{M_x \times y}{\sum y_i^2}, \text{ где}$$

$$N_{\max}^{\min} = \frac{115,8 + 2}{5} \pm \frac{5,1 \times 0,65}{2 \times 0,65} 27,3 тс$$

3.5 Проектирование фундаментов мелкого заложения

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, расчетом основания по второй группе предельных состояний (по деформациям).

Предварительные размеры подошвы фундамента вычисляются на основе сравнения среднего давления под подошвой фундамента и расчетного сопротивления грунта основания [1, п. 2.41]:

$$P \leq R,$$

где P – давление под подошвой фундамента, а R – расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента. Значение R определяется по формуле (7) /1/.

Затем определяется величина расчетной осадки, которая сопоставляется с предельно допустимой, для данного типа здания или сооружения

$$S \leq S_u,$$

где S – расчетная величина осадки, определяемая в соответствии с приложением 2 /1/, а S_u - предельно допускаемая осадка, определяемая по приложению 4 /1/.

В том случае, если $P < R$, то осадку фундамента необходимо определять с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства по формуле (1), приложения 2 /1/.

Если давление под подошвой фундамента $P > R$, то осадку фундамента следует определять как для нелинейно-деформируемого полупространства.

Расчет ленточного фундамента на естественном основании

Рассчитаем фундамент на естественном основании под наружную и внутреннюю стены жилого дома. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента для расчета по деформациям:

Пол подвала на 0,8 м ниже планировочной отметки. Основанием служит глина, мощность слоя 7,0 м.

Стены – несущие кирпичные. Принимаем непрерывный (ленточный) фундамент из монолитного железобетона и бетонных блоков (рис. 2):

M_γ, M_q, M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 4 /1/;

K_z - коэффициент, принимаемый равным:

при $b < 10$ м – $K_z = 1$, при $b > 10$ м – $K_z = z_0/b + 0,2$ (здесь $z_0 = 8$ м);

b - ширина подошвы фундамента, м;

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

γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы;

c_{II} - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа ;

d_1 - приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}};$$

где h_s - толщина слоя грунта выше подошвы фундамента со стороны подвала, м;

h_{cf} - толщина конструкции пола подвала, м;

γ_{cf} - расчетное значение удельного веса конструкции пола подвала, кН/м^3 ;

d_b - глубина подвала – расстояние от уровня планировки до пола подвала, м (для сооружений с подвалом шириной $B \leq 20$ м и глубиной свыше 2 м принимается $d_b = 2$ м, при ширине подвала $B > 20$ м - $d_b = 0$);

d - глубина заложения фундаментов.

$$d = h_n + h_s + h_{cf} - h_0 = 2,2 + 0,4 + 0,7 - 1,4 = 1,9 \text{ м}$$

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}}$$

$$\gamma_{cf} = 25,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2}{d} = \frac{15,5 \times 1 + 17,8 \times 0,9}{1,9} = 16,59 \text{ кН/м}^3$$

$$d_1 = 0,4 + 0,7 \times \frac{25,0}{16,58} = 1,46 \text{ м}$$

- для фундаментов под наружные стены: $p = \frac{N'_I + Q_\phi + Q_z}{A} = \frac{N_I}{A} < R$

- для фундаментов под внутренние стены: $p = \frac{N'_{II} + Q_\phi}{A} = \frac{N_{II}}{A} < R$

где Q_ϕ, Q_z - собственный вес соответственно фундамента и грунта на его обрезах;

R – расчетное сопротивление грунта основания по [1/, формула (7)].

для фундаментов под наружные стены:

Назначаем ширину подошвы фундамента $b=0,8$ м.

Находим:

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_{c1} = 1,2 \\ \gamma_{c2} = 1,1 \end{array} \right\} \left[1, \text{ табл.3} \right];$$

$$k = 1,0; \quad k_z = 1,0 \quad (b < 10 \text{ м});$$

$$\left. \begin{array}{l} M_\gamma = 0,14 \\ M_q = 1,55 \\ M_c = 3,93 \end{array} \right\} \left[1, \text{ табл. 4} \right] \text{ при } \varphi = 8^\circ;$$

$$\gamma_{II} = \frac{17,8 \times 6,1 + 18,5 \times 5 + 19,2 \times 10,0}{6,1 + 5 + 10,0} = 18,63 \text{ кН / м}^3$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} [0,14 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 18,63 + 1,55 \cdot 1,46 \cdot 16,59 + (1,55 - 1) \cdot 0,8 \cdot 16,59 + 3,93 \cdot 10] = 162,5 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P = \frac{N'_{II} + Q_\phi}{A}$$

Нагрузка по обрезу фундамента:

$$N_{II} = 95,23 \text{ кН / м}$$

Нагрузка от веса фундамента:

$$Q_\phi = b \cdot l \cdot h \cdot \gamma_6; \quad Q_\phi = 1 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 25 = 7,68 \text{ кН}$$

Нагрузка от веса грунта на обресе фундамента:

$$P = \frac{95,23 + 7,68}{1 \times 0,8} = 128,63 \text{ кПа}$$

$$P = 128,63 \text{ кПа} < R = 162,5 \text{ кПа}$$

Недонапряжение составит $\Delta = \frac{162,5 - 128,63}{162,5} \cdot 100\% = 20,8\%$.

Принимаем фундаментные подушки ФЛ 8.24-2 и стеновые блоки ФБС 24.4.6-т.

для фундаментов под внутренние стены:

Назначаем в первом приближении ширину подошвы фундамента $b=1,0$ м.

Находим:

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} [0,14 \cdot 1,0 \cdot 18,63 + 1,55 \cdot 1,46 \cdot 16,59 + (1,55 - 1) \cdot 1 \cdot 16,59 + 3,93 \cdot 10] = 171,4 \text{ кПа}$$

Нагрузка по обрезу фундамента:

$$N_{II} = 115,8 \text{ кН / м}$$

Нагрузка от веса фундамента:

$$Q_{\phi} = b \cdot l \cdot h \cdot \gamma_{\phi}; \quad Q_{\phi} = (1,0 \cdot 0,1 \cdot 0,3 + 4 \cdot 0,6 \cdot 1,0 \cdot 0,1) \cdot 24 = 25,92 \text{ кН}$$

Нагрузка от веса грунта на обресе фундамента:

$$P = \frac{115,8 + 25,92}{1,0 \cdot 1,0} = 141,72 \text{ кПа}$$

$$P = 141,72 \text{ кПа} < R = 171,4 \text{ кПа}$$

Недонапряжение составит $\Delta = \frac{171,4 - 141,72}{171,4} \cdot 100\% = 17\%$.

для фундаментов под колонну:

Находим:

$$R = \frac{1,2 \times 1,1}{1,0} [0,14 \times 2,2 \times 18,63 + 1,55 \times 1,46 \times 16,59 + (1,55 - 1) \times 1 \times 16,59 + 3,93 \times 10] = 174,4 \text{ кПа}$$

Нагрузка по обрезу фундамента:

$$N_{II} = 1390 \text{ кН}$$

$$A_{mp} = \frac{N_{II}}{R} = \frac{1390}{162} \approx 8,6 \text{ м}$$

$$b \times l = 2,4 \times 3,3$$

Нагрузка от веса грунта на обрезах фундамента:

$$P = \frac{1390 + 25,92}{2,4 \times 3,3} = 171,77 \text{ кПа}$$

$$P = 171,77 \text{ кПа} < R = 174,4 \text{ кПа}$$

Недонапряжение составит $\Delta = \frac{174,4 - 171,77}{174,4} \cdot 100\% = 1,5\%$.

Расчет деформации основания фундамента

Расчет оснований по деформациям производят, исходя из условия:

$$S \leq S_u,$$

где S - величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом в соответствии с указаниями [1/, прил. 2];

S_u - предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями [1/, пп. 2.51-2.55].

Расчетную осадку определяем методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zgo} = \gamma'_{II} d;$$

$$\sigma_{zgo} = 16,59 \times 1,46 = 24,22 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента определяем по [1/, прил. 2, формула (2)]:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_o,$$

где α - коэффициент, принимаемый по [1/, прил. 2, табл.1];

P_0 – дополнительное вертикальное давление на основание:

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

здесь P – среднее давление под подошвой фундамента;

Сжимаемую толщину грунта ниже подошвы фундамента разбиваем на элементарные слои мощностью h_i :

$$h_i = 0,4 \cdot b$$

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $Z = H_c$, где выполняется условие

$\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$ с точностью $\pm 5 \text{ кПа}$, если $E \geq 5 \text{ МПа}$, или $\sigma_{zp} \leq 0,1 \cdot \sigma_{zg}$ с точностью $\pm 5 \text{ кПа}$, если $E < 5 \text{ МПа}$. Так как модуль деформации слоев больше 5 МПа , то используем первое условие.

Определяем осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства (рис.2) [/1/, прил. 2, формула (1)]:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i},$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

σ_{zpi} - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта;

h_i - толщина i -го слоя грунта;

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта;

n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

1) Фундамент из железобетонных подушек и бетонных блоков.

Для наружной стены:

$P=128,63$ кПа;

$P_0=128,63-24,22=104,41$ кПа.

Для внутренней стены:

$P=141,72$ кПа;

$P_0=141,72-24,22=117,5$ кПа.

Находим дополнительные напряжения.

На отметке подошвы фундамента (при $Z=0$):

$$\xi = \frac{2 \cdot Z}{b} = 0; \quad \eta = \frac{l}{b} = \frac{13,2}{0,8} = 16,5 > 10; \quad \alpha = 1,0.$$

- для наружной стены: $\sigma_{zp0}=1,0 \cdot 104,41=104,41$ кПа.

- для внутренней стены: $\sigma_{zp0}=1,0 \cdot 117,5=117,5$ кПа.

Для остальных точек значения σ_{zg} и σ_{zp} приведены в табл. По полученным величинам σ_{zg} и σ_{zp} строятся эпюры напряжений.

а) - для наружной стены нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине $H_c=5,4$ м (точка 11);

б) - для внутренней стены нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине $H_c=6,04$ м (точка 13):

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$$

$$а) \sigma_{zp} = 16,92 \text{ кПа} < 0,2 \times 104,41 = 23,79 \text{ кПа}$$

$$\text{б) } \sigma_{zp} = 21,91 \text{ кПа} < 0,2 \times 117,5 = 23,5 \text{ кПа}$$

$$\text{а) } S = 0,8 \cdot 0,32 \cdot \left(\frac{325,28}{10 \cdot 10^3} + \frac{30,3}{8,88 \cdot 10^3} + \frac{86,18}{7 \cdot 10^3} \right) = 0,012 \text{ м} = 1,2 \text{ см}$$

$$S = 1,2 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$

$$\text{б) } S = 0,8 \cdot 0,32 \cdot \left(\frac{482,65}{10 \cdot 10^3} + \frac{44,97}{8,88 \cdot 10^3} + \frac{173,78}{7 \cdot 10^3} \right) = 0,02 \text{ м} = 2 \text{ см}$$

$$S = 2 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$

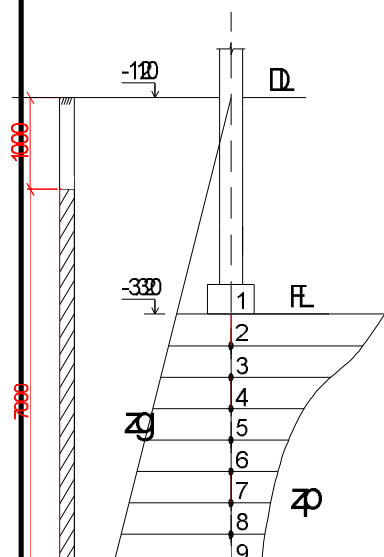
Расчет неравномерности осадки основания

$$\frac{\Delta S}{L} = \frac{0,02 - 0,012}{4,87} = 0,0016 < 0,002 \text{ условие выполняется.}$$

Совместная деформация основания и сооружения под наружной и внутренней стенами меньше предельного значения.

Таблица 3 а– Вертикальные напряжения в
основании рассчитываемого фундамента под наружную стену

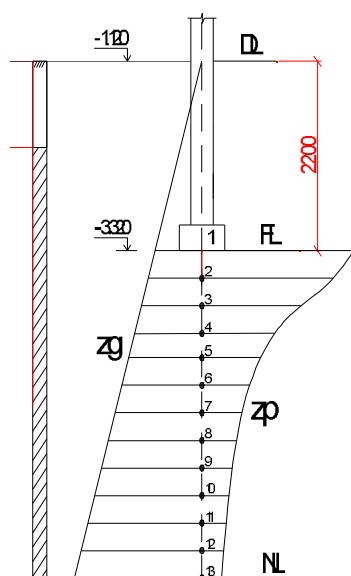
№ точки	Z, м	σ_{zg} , кПа	$\xi = 2z/b$	$\eta = l/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, МПа
1	0	35,75	0		1	107,46		10
2	0,32	41,66	0,8	>10	0,881	94,67	101,07	



3	0,64	47,56	1,6		0,642	68,99	81,83	
4	0,96	53,47	2,4		0,477	51,25	60,12	
5	1,28	59,38	3,2		0,374	40,19	45,72	
6	1,6	65,29	4,0		0,306	32,88	36,54	
7	1,92	71,19	4,8		0,258	27,72	30,3	8,88
8	2,24	77,1	5,6		0,223	23,96	25,84	
9	2,56	83,01	6,4		0,196	21,06	22,51	
10	2,88	88,92	7,2		0,175	18,81	19,94	
11	3,2	94,82	8		0,158	16,98	17,89	

Рис3 а Схема распределения вертикальных напряжений в линейно деформируемом пространстве

Таблица 3б– Вертикальные напряжения в основании рассчитываемого фундамента под внутреннюю стену.



№ точки	Z, м	σ_{zg} , кПа	$\xi=2z/b$	$\eta=l/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zpi} , кПа	E, МПа
1	0	35,75	0		1	159,45		
2	0,32	41,66	0,8		0,881	140,47	149,96	
3	0,64	47,56	1,6		0,642	102,37	121,42	
4	0,96	53,47	2,4		0,477	76,06	89,22	
5	1,28	59,38	3,2		0,374	59,63	67,84	
6	1,6	65,29	4,0		0,306	48,79	54,21	
7	1,92	71,19	4,8		0,258	41,14	44,97	8,88
8	2,24	77,1	5,6		0,223	35,56	38,35	
9	2,56	83,01	6,4		0,196	31,25	33,4	
10	2,88	88,92	7,2		0,175	27,9	29,58	
11	3,2	94,82	8,0		0,158	25,19	26,55	
12	3,52	100,73	8,8		0,143	22,8	23,99	
13	3,84	106,63	9,6		0,132	21,05	21,91	

Рис.3б Схема распределения вертикальных напряжений в линейно деформируемом пространстве
Технико-экономическое сравнение.

№	Ед.	Стоимость	Стоимость работ
---	-----	-----------	-----------------

				Объем работ	
				Ленточный фундамент из сборного ж/б	Свайный фундамент
1.	Земляные работы - отправка с обратной стороны засыпкой	м ³	200,0	147900	168068
				739,5	840,34
2.	Устройство монолитных фундаментов и ростверков	м ³	10000	-	316800
					31,68
3.	Устройство сборных фундаментов	м ³	9000	1140516	912240
				126,72	101,38
4.	Устройство фундаментов из забивных свай	м ³	12000	-	1330560
					110,39
5.	Устройство песчаных подушек	м ³	400	4224	2956
				10,56	7,39
Итого:				1292640	2730624

4. Научно-исследовательская работа

Целью научно-исследовательской работы является сравнение вариантов фундаментов по осадке на просадочных грунтах и выявление оптимального варианта. В работе сравнивается фундамент мелкого заложения и свайные фундаменты.

4.1. Вычисление расчетного сопротивления грунта по подошве фундамента с учётом особенностей конструктивного решения подземной части здания.

Фундаменты мелкого заложения проектируются, как правило, расчетом основания по второй группе предельных состояний (по деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок N_{II} , M_{II} , Q_{II} с коэффициентами надежности, равными единице, в соответствии с [1].

Предварительные размеры подошвы фундамента вычисляются на основе сравнения среднего давления под подошвой фундамента и расчетного сопротивления грунта основания [2, п.2.41]:

$$P \leq R, \quad (2.1)$$

где P – давление под подошвой фундамента, а R – расчетное сопротивление грунта основания, контактирующего с подошвой фундамента. Значение R определяется по формуле (7) /2/.

Затем определяется величина расчетной осадки, которая сопоставляется с предельно допустимой, для данного типа здания или сооружения

$$S \leq S_u, \quad (2.2)$$

где S – расчетная величина осадки, определяемая в соответствии с приложением 2 /2/, а S_u – предельно допускаемая осадка, определяемая по приложению 4 /2/.

В том случае, если $P < R$, то осадку фундамента необходимо определять с использованием расчетной схемы линейно-деформируемого полупространства. По формуле (1), приложения 2 /2/.

Если давление под подошвой фундамента $P > R$, то осадку фундамента следует определять как для нелинейно-деформируемого полупространства.

4.2. Расчет ленточного фундамента на естественном основании

Рассчитаем фундамент на естественном основании под наружную стену жилого дома. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента,

$N_{\text{Пвнеш.ст.}} = 153,177 \text{ кН/м}$ Основанием служит второй слой - суглинок мощностью – 6,1м

Стены – несущие кирпичные. Принимаем непрерывный (ленточный) фундамент из железобетонных подушек и бетонных блоков (рис.2).

При наличии подвала глубина заложения фундамента определяется высотой подвала. Глубина заложения фундамента – расстояние от дневной поверхности грунта до поверхности фундамента. Минимальное заглубление подошвы со стороны подвала 0,5 м от отметки пола подвала в подвальном помещении устройство пола обязательно.

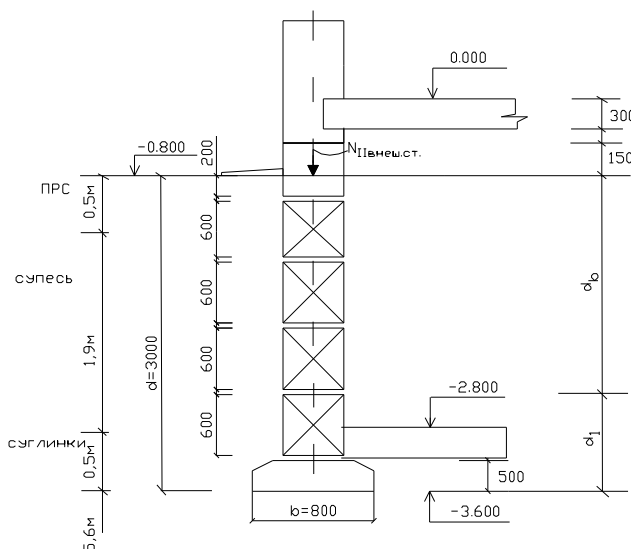


Рис.3. Расчетная схема ленточного фундамента

Назначаем глубину заложения фундамента в соответствии с требованиями [2/, пп.2.25-2.33]. Расчетная глубина сезонного промерзания определяется по [2/, формула (3)]:

$$d_f = k_h d_{fn}, d_f = 0,6 \cdot 1,5 = 0,9 \text{ м, (2.3) где}$$

k_h - коэффициент, учитывающий влияние теплового режима здания, принимаемый по табл. 1 [2/; d_{fn} – нормативная глубина промерзания, определяемая по пп. 2.26 и 2.27 [2/.

Для города Пензы нормативная глубина промерзания, равна 1,5 м. Для жилого здания с подвала, коэффициент теплового режима, равен 0,6.

Учитывая конструктивные особенности здания, назначаем отметку подошвы фундамента исходя из конструктивных требований, равной –3м.

Определим ширину подошвы фундамента из условия, чтобы среднее давление под его подошвой P не превышало расчетного сопротивления грунта основания R .

Назначаем в первом приближении ширину подошвы фундамента $b=1$ м.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по [2/], формула (7)]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_y \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (2,4)$$

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 /2/; $k=1$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями; M_y , M_q , M_c - коэффициенты, принимаемые по табл. 4 /2/; K_z - коэффициент, принимаемый равным: при $b < 10$ м - $K_z = 1$, при $b > 10$ м - $K_z = z/b + 0,2$ (здесь $z=8$ м); b - ширина подошвы фундамента, м; γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{взв} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e)$ кН/м³; γ'_{II} - то же, залегающих выше подошвы; c - расчетное значение удельного сцепления грунта, залегающего непосредственно под подошвой фундамента, кПа; d - глубина заложения фундаментов бес подвальных сооружений от уровня планировки или приведенная глубина заложения наружных и внутренних фундаментов от пола подвала, определяемая по формуле

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma'_{cf}}{\gamma'_{II}} = 0,5 + 0,3 \cdot \frac{22}{18,46} = 0,857 \text{ м}, \quad (2.5)$$

$$d_1 = 0,857 \text{ м}.$$

Формулу (2.4) допускается применять при любой форме фундамента в плане. Если подошва фундамента имеет форму круга или правильного многоугольника площадью A , то $b = \sqrt{A}$.

Находим коэффициенты, входящие в формулу:

1) при $b=1$

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma'_{IIi} \cdot h_i}{\sum h_i};$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 0,5 + 1,9 \cdot 19,2 + 0,6 \cdot 19}{3} = 18,46 \text{ КН} / \text{м}^3$$

$$d_b = d - d_1 = 3 - 0,857 = 2,142 \text{ м}$$

$$\gamma_{cp} = 17 \frac{\text{КН}}{\text{м}^3}; d_b = 2 \text{ м}; k = 1; \gamma_{c1} = 1,1; \gamma_{c2} = 1; M_\gamma = 0,36; M_g = 2,43;$$

$$M_c = 4,99; k_z = 1 (b < 10 \text{ м});$$

$$b = 1; \gamma_{II} = 18 \frac{\text{КН}}{\text{м}^3}; c_{II} = 15 \text{ кПа.}$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} \cdot [0,36 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 19 + 2,43 \cdot 0,857 \cdot 18,46 + (2,43 - 1) \cdot 2 \cdot 18,46 + 4,99 \cdot 15] = 194,38 \text{ кПа}$$

Определяем примерную площадь подошвы на 1 м длины фундамента, принимая среднее расчетное значение удельного веса фундамента и грунта при наличии подвала $\gamma_{cp} = 17,0 \text{ КН} / \text{м}^3$ (при отсутствии подвала $\gamma_{cp} = 20,0 \text{ КН} / \text{м}^3$):

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{153,177}{194,38 - 17 \cdot 2,9} = 1,035 \text{ м}^2$$

По таблице 65 /4/ принимаем фундаментные подушки ФЛ12.24-1 и стеновые блоки ФБС 24.12.6-т.

$$2) b = 0,8 \text{ м}$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} \cdot [0,36 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 19 + 2,43 \cdot 0,857 \cdot 18,46 + (2,43 - 1) \cdot 2,14 \cdot 18,46 + 4,99 \cdot 15] = 192,879 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P = \frac{N_{II \text{ в.ст.}} + N_\phi + N_z}{A} \quad (2.6);$$

$$N_{II \text{ в.ст.}} = 153,177 \text{ КН} / \text{м};$$

$$N_\phi = (1 \cdot 1 \cdot 0,5 + 3 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 0,6 + 0,3 \cdot 0,6 \cdot 1) \cdot 24 = 42,24 \text{ кН}$$

$$N_z = (0,5 \cdot 15 + 1,9 \cdot 19,2 + 0,5 \cdot 19) \cdot 0,1 = 5,348 \text{ кН}$$

$$P = \frac{153,177 + 42,24 + 5,348}{0,8} = 196,535 \text{ кПа}$$

$$P > R (\Delta = 0,018\%)$$

Принимаем в качестве фундаментной подушки плиту марки ФЛ8.24-3 и

производим расчет деформаций основания методом СНиП /2/.

4.3. Расчет деформации основания фундамента

Расчет оснований по деформациям производят, исходя из условия: $S \leq S_u$, где S -величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом в соответствии с указаниями [2, прил.2];

S_u -предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями [2, пп. 2.51-2.55].

Расчетную осадку определяем методом послойного суммирования осадок отдельных слоев в пределах сжимаемой толщи основания.

Вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента:

$$\sigma_{zq0} = d \cdot \gamma_{II}' = 0,5 \cdot 15 + 1,9 \cdot 19,2 + 0,5 \cdot 19 = 53,48 \text{ кПа}$$

Дополнительные вертикальные напряжения на глубине z от подошвы фундамента определяем по [2/, прил.2, формула (2)]:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0, \quad (2.7)$$

где α - коэффициент, принимаемый по [2, прил.2, табл.1];

P_0 – дополнительное вертикальное давление на основание:

$$P_0 = P - \sigma_{zq0}, \quad (2.8)$$

здесь P – среднее давление под подошвой фундамента;

$$P = 196,535 \text{ кПа};$$

$$P_0 = 196,535 - 53,48 = 143,055 \text{ кПа}$$

Сжимаемую толщину грунта ниже подошвы фундамента разбиваем на элементарные слои мощностью h_i :

$$h_i = 0,32 \cdot b;$$

$$h_i = 0,32 \cdot 1 = 0,32 \text{ м}$$

Находим дополнительные напряжения.

На отметке подошвы фундамента (при $Z=0$):

$$\xi = \frac{2 \cdot Z}{b} = 0; \quad \eta = \frac{l}{b} > 10; \quad \alpha = 1$$

$$\sigma_{zp0} = 1 \cdot 143,055 = 143,055 \text{ кПа}$$

Для остальных точек значения σ_{zq} и σ_{zp} приведены в табл.2. По

полученным величинам σ_{Zq} и σ_{ZP} строятся эпюры напряжений.

Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $Z=H_c$, где выполняется условие с точностью $\pm 5\text{кПа}$, если $E \geq 5\text{ МПа}$, или $\sigma_{ZP}=0,1 \cdot \sigma_{Zq}$ с точностью $\pm 5\text{кПа}$, если $E < 5\text{ МПа}$.

Так как модуль деформации супеси больше 5МПа нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине $H_c=2,56\text{м}$ (точка 8):

$$\sigma_{ZP}=0,2 \cdot \sigma_{Zq}$$

Определяем осадку основания с использованием расчетной схемы в виде линейно деформируемого полупространства (рис.2.1) [2/, прил.2, формула (1)]:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (2.9)$$

где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

σ_{zpi} – среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта;

h_i - толщина i -го слоя грунта;

E_i - модуль деформации i -го слоя грунта;

i - число слоев на которое разбита сжимаемая толща основания.

$$S = \frac{0,8 \cdot 0,32}{5,67 \cdot 10^3} \cdot (134,54 + 108,93 + 80,039 + 60,869 + 48,63 + 40,341 + 34,404 + 29,97) = 2,427\text{см}$$

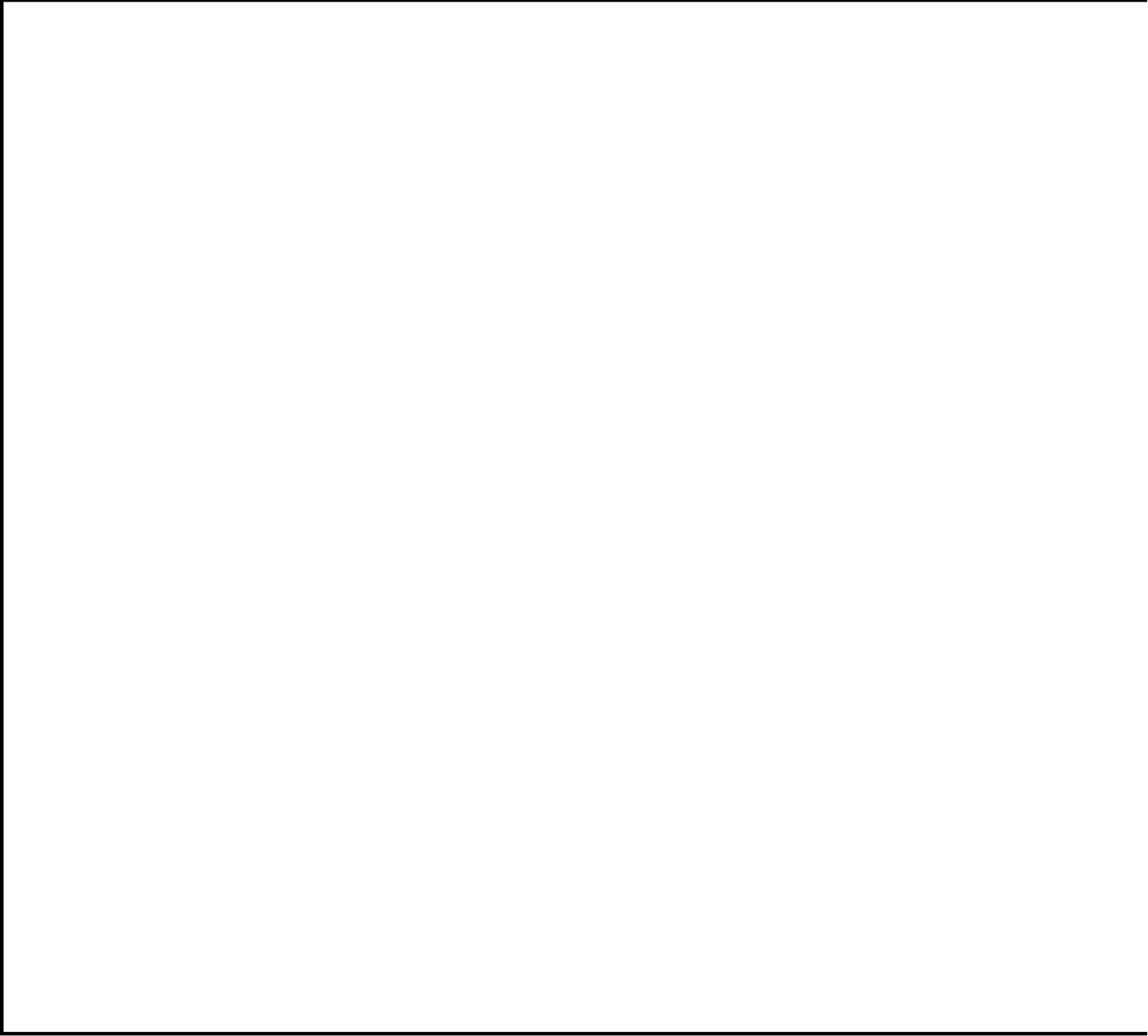
$$S=2,427\text{см} < S_u=8\text{ см}$$

Полученные данные результатов расчета сведем в таблицу 3.

Результаты ручного счета: $S=2,427\text{ см}$

Совместная деформация основания и сооружения меньше предельного значения. Осадка, полученная расчетом меньше $0,4 \cdot S_u$, то необходимо значение R по которому была назначена ширина подошвы фундамента, увеличить на 20%. От повышенного значения среднего давления на основание расчетная осадка не должна превышать $0,5 \cdot S_u$.

После увеличения R на 20% получим осадку $S=2,427\text{ см}$, что меньше $0,5 \cdot S_u$. Назначаем ширину подушки $b=1\text{ м}$ Окончательно принимаем фундамент ленточный из железобетонных подушек ФЛ 8.24-3 и стеновых блоков ФБС 24.12.6-т.



4.4. Расчет отдельно стоящего фундамента под колонну на естественном основании

Требуется рассчитать фундамент на естественном основании под железобетонную колонну сечением 40х40 см. Максимальная нагрузка по обрезу фундамента при расчете по деформациям: $N_{II}^k = 1580,22$ кН.

С учетом конструктивных особенностей здания назначаем отметку подошвы фундамента – 3.4 м (рис.5).

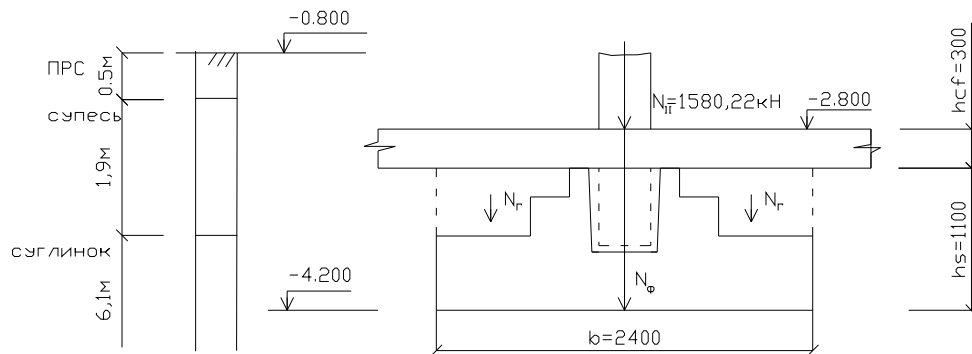


Рис.5. Расчетная схема фундамента под колонну

Для определения основных параметров фундамента назначаем в первом приближении размеры его подошвы $l \cdot b = 1 \cdot 1$ м.

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания:

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{II}};$$

$$\gamma'_{II} = \frac{0,5 \cdot 15 + 1,9 \cdot 19,2 + 1 \cdot 19}{0,5 + 1,9 + 1} = 18,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$$d_1 = 1,1 + 0,3 \cdot \frac{22}{18,52} = 1,456 \text{ м};$$

$$d_b = d - d_1 = 3,4 - 1,456 = 1,943 \text{ м};$$

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 19,5 + 3,06 \cdot 1,45 \cdot 18,5 + (3,06 - 1) \cdot 1,95 \cdot 18,5 + 5,66 \cdot 3] = 201,64 \text{ кПа}$$

Определяем примерную площадь подошвы фундамента:

$$A = \frac{1743,064}{201,64 - 17 \cdot 3,4} = 12,1 \text{ м}^2$$

Принимаем монолитный железобетонный фундамент с размерами подошвы $l = 2,9$ м; $b = 2,9$ м; $A = 8,41 \text{ м}^2$ (рис.6).

$$R = 201,64 \text{ кПа}$$

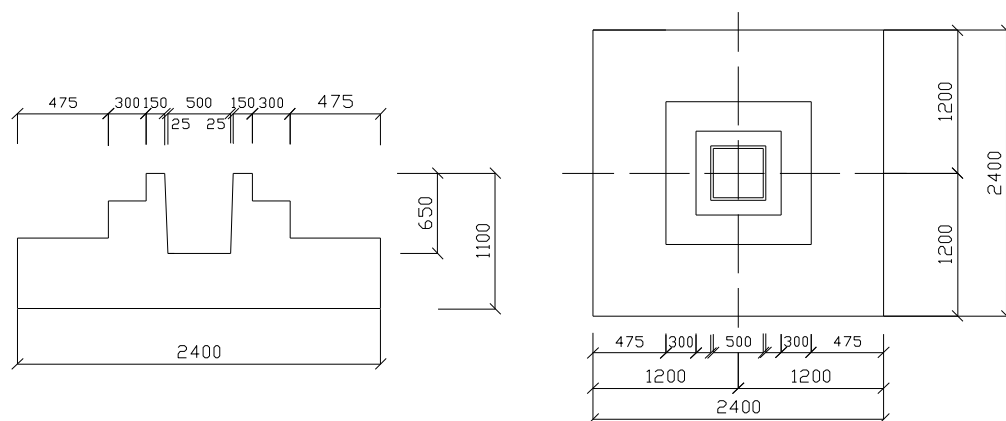


Рис.6. Схема монолитного железобетонного фундамента под колонну

При $b=2,4$ м расчетное сопротивление

$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} \cdot [0,36 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 19 + 2,43 \cdot 1,456 \cdot 18,46 + (2,43 - 1) \cdot 1,94 \cdot 18,46 + 4,99 \cdot 15] = 222,43 \text{ кПа}$$

Среднее давление под подошвой фундамента:

$$P = \frac{N_H^k + N_\phi + N_\Gamma}{A};$$

$$N_\phi = (2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,575 + 1,45 \cdot 1,45 \cdot 0,8 + 0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,225) \cdot 24 = 123,75 \text{ кН}$$

$$N_\Gamma = (2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,1 - 1,45 \cdot 1,45 \cdot 0,3 - 0,85 \cdot 0,85 \cdot 0,225) \cdot 19 = 105,31 \text{ кН}$$

$$P = \frac{1580,22 + 123,75 + 105,31}{5,76} = 212,34 \text{ кПа}$$

$$P = 212,34 \text{ кПа} < R = 222,43 \text{ кПа} (\Delta = 4,5\% < 5\%).$$

4.5. Проектирование свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований выполняем по 2 группам предельных состояний:

а) первая группа:

– по прочности материала свай и свайных ростверков:

– по несущей способности грунта основания свай;

б) вторая группа:

– по осадкам оснований свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок. Расчет по прочности материала свай и свайных ростверков должен производиться в соответствии с требованиями [3].

Расчет оснований свайных фундаментов по несущей способности и конструктивные расчеты по прочности свай и свайных ростверков производятся по расчетным нагрузкам, которые принимаются по основным сочетаниям нагрузок с коэффициентом надежности, определяемым по [1].

Расчет оснований свайных фундаментов по деформациям выполняется на основное сочетание расчетных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1,0$.

Одиночную сваю в составе фундамента по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать, исходя из условия, приведенного в [3, формула (2)]:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (3.1)$$

где N – расчетная нагрузка, передаваемая на сваю;

F_d – расчетная несущая способность грунта основания одиночной сваи, называемая в дальнейшем несущей способностью сваи и определяемая в соответствии с указаниями [3, разд. 4 и 5];

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4 (если несущая способность сваи определяется расчетом).

Для фундаментов с вертикальными сваями расчетную нагрузку на сваю определяют по [3, формула (3)]:

$$N = \frac{N_d}{n}, \quad (3.2)$$

где N_d – расчетная сжимающая сила, кН;

n – число свай в фундаменте;

Расчет свай и свайных фундаментов по деформациям следует производить, исходя из условия, приведенного в [3, формула(4)]:

$$S \leq S_u, \quad (3.3)$$

где S – совместная деформация свай, свайного фундамента и сооружения, определяемая расчетом;

S_u – предельное значение совместной деформации основания свай, свайного фундамента и сооружения, устанавливаемое по [2].

4.6. Расчет свайного фундамента под колонну

Расчёт и проектирование фундамента (СФ-1) в сечении I-I производим по заданной расчётной нагрузке на обрез фундамента: $N_{II}=3660$ кН, $M_{II}=0$ кН*м. Момент принимаем для расчета равным 0 т. к. его значение составляет менее 1% от продольной силы N_{II}

Принимаем глубину подошвы ростверка $d=11,90$ м.

Принимаем, что ростверк свайного фундамента выполняется из монолитного железобетона кл. В30. Толщину защитного слоя бетона свайного фундамента $a_s=70$ мм. Принимаем кустовой отдельно стоящий тип свайного фундамента.

Принимаем сопряжение свай с ростверком шарнирным. Поэтому величина заделки свай должна составлять $5 \div 10$ см. Назначаем 5 см. Тогда высота плитной части ростверка по конструктивным соображениям определяется следующим образом:

$$h_p \geq h_{\min} + 0,25 = 0,05 + 0,25 = 0,3 \text{ м},$$

где $h_{\min}=0,05$ – минимальная заделка свай в ростверк.

Конструктивно увеличиваем высоту ростверка $h_p=1,05$ м.

За опорный слой принимаем ИГЭ-6 – песок средней крупности, маловлажный, непросадочный, $R_0=400$ кПа, $E_0=36$ МПа. Принимаем предварительно величину погружения свай в несущий слой $h_{\min}=2$ м (что

больше минимального погружения сваи для данного типа грунта – $h_{\min}=1$ м).

Тогда предварительная длина сваи должна составлять:

$$h_3 + h_5 + h_{\min} = 0,05 + 3,8 + 2,0 = 5,85 \text{ м.}$$

Для полученной предварительной длины сваи и для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю С 8-30 длиной призматической части $L_{\text{св}}=8$ м, с размером квадратного поперечного сечения $b=0,3$ м, длиной острия $l_0=0,25$ м. Расчётная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

$$d + h_5 + h_{6/1} + l_0 = 11,90 + 3,80 + 4,20 + 0,25 = 20,15 \text{ м.}$$

Принимаем, что свая погружается с помощью забивки дизель-молотом.

4.7. Определение несущей способности одиночной висячей сваи.

Определим несущую способность одиночной висячей сваи F_d :

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} A_{\text{св}} R + u \gamma_{cf} \sum_{i=1}^n f_i h_i \right).$$

$\gamma_c=1$ – коэффициент условий работы сваи в грунте

$\gamma_{cR}=1$, $\gamma_{cf}=1$ – коэффициенты условий работы грунта под нижней и боковой поверхностью сваи, зависящие от способа погружения.

$A_{\text{св}}=0,3*0,3=0,09 \text{ м}^2$ – площадь поперечного сечения сваи.

$u=1,2$ м – наружный периметр поперечного сечения сваи.

h_i – мощность i -го однородного слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи (но не более 2 м).

f_i – расчётное сопротивление сдвигу боковой поверхности сваи по i -му слою грунта, принимаем согласно табл. 2 [12]:

Для 1-го слоя (ИГЭ-5) $z_1=3,8$ – $f_1=65$ кПа;

для 2-го слоя (ИГЭ-6) $z_2=4,2$ – $f_2=69$ кПа.

При определении расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов расчлняем на однородные слои толщиной не более 2 м.

R – расчетное сопротивление под нижним концом забивных свай,

принимаем согласно табл. 1 [12]: $R=4800$ кПа (для расчётной глубины заложения сваи равной 20,15 м).

$$F_d = 1 * (1 * 0,09 * 4800 + 1,2 * 1 * (2 * 65 + 2 * 69)) = 754,6 \text{ кПа}$$

Определим расчётную нагрузку, допускаемую на сваю N_D :

$$N_D = \frac{F_D}{\gamma_k} = \frac{754,6}{1,4} = 539 \text{ кН}$$

Исходя из предположения, что ростверк обеспечивает равномерную передачу нагрузки на сваи, расположенные в кусте, определяем требуемое количество свай в фундаменте:

$$n \geq \frac{(N_I + 0,1N_I)k_1}{N_D} = \frac{(3660 + 0,1 * 3660) * 1,2}{539} = 8,96 \text{ шт.},$$

где $k_1=1,2$ – коэффициент для трапецеидальных эпюр (принимают $k_1=1 \div 1,2$);

$0,1N_I$ – вес ростверка и грунта на его обрезах.

С учётом наличия изгибающего момента окончательно принимаем $n=4$ шт.

Назначаем расстояние между осями свай в пределах $(3 \div 6)d$, где d – диаметр круглой или размер стороны сечения квадратной сваи. Принимаем $3d=3*0,3=0,9$ м. Расстояние от края ростверка до оси крайнего ряда свай, соблюдая условие модульности размеров ростверка, назначаем равным 0,3 м.

Определяем размеры условного фундамента.

Определим усреднённый угол внутреннего трения в пределах грунта, пробиваемого сваями:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\varphi_5 h_5 + \varphi_6 h_6}{h_5 + h_6} = \frac{23 * 3,8 + 36 * 6,7}{3,8 + 6,7} = 31,3^\circ$$

Угол распределения напряжений равен:

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = \frac{31,3}{4} = 7,83^\circ$$

Определим высоту условного фундамента:

$$h_{y.f.} = DL - FL_{y.f.} = 78,10 - 65,05 = 13,05 \text{ м.}$$

Определим ширину подошвы условного фундамента $b_{y.f.}$:

$$b_{y.ф.} = 5d + 2tg\alpha * l_{CB} = 5 * 0,3 + 2tg7,83^{\circ} * 7,95 = 3,69 \text{ м},$$

$$\text{где } l_{CB} = L_{CB} - h_3 = 8 - 0,05 = 7,95 \text{ м}.$$

Длина подошвы условного фундамента равна

$$l_{y.ф.} = 5d + 2tg\alpha * l_{CB} = 5 * 0,3 + 2tg7,95^{\circ} * 9,95 = 3,69 \text{ м}$$

Площадь подошвы условного фундамента равна:

$$A_{y.ф.} = b_{y.ф.} * l_{y.ф.} = 3,69 * 3,69 = 13,62 \text{ м}^2$$

Определим собственный вес свай и собственный вес ростверка:

$$G_{CB} = V_{CB} * \gamma_m = 6,44 * 25 = 161 \text{ кН}$$

$$G_P = V_P * \gamma_m = 4,10 * 25 = 103 \text{ кН},$$

$$\text{где } V_{CB} = A_{CB} * l_{CB} * n = 0,09 * 7,95 * 9 = 6,44 \text{ м}^3;$$

$$V_P = l_{пл} * b_{пл} * h_{пл} + l_{п} * b_{п} * h_{п} = 4,10 \text{ м}^3;$$

Определим объём условного фундамента:

$$V_{y.ф.} = A_{y.ф.} * h_{y.ф.} = 13,62 * 13,05 = 178 \text{ м}^3.$$

Собственный вес грунта расположенного выше подошвы условного фундамента:

$$G_{гр} = (V_{y.ф.} - V_P - V_{CB} - V_{под}) \gamma'_{II} = (178 - 4,1 - 6,44 - 63) * 17,6 = 1838 \text{ кН},$$

где

$$\gamma'_{II} = \frac{18100 * 1 + 17500 * 2,6 + 16700 * 1,2 + 17500 * 3,8 + 17900 * 4,1}{1 + 2,6 + 1,2 + 3,8 + 4,1} = 17,6 \text{ кН/м}^3$$

Определим среднее давление $P_{y.ф.}$ под подошвой условного фундамента:

$$P_{y.ф.} = \frac{N_{II} + G_P + G_{CB} + G_{гр}}{A_{y.ф.}} = \frac{3660 + 103 + 161 + 1838}{13,62} = 423 \text{ кН}.$$

Определим расчётное сопротивление грунта основания несущего слоя под подошвой условного фундамента:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b_f \gamma_{II} + M_q d \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] =$$

$$\frac{1,4 * 1,4}{1} (1,24 * 1 * 3,69 * 18,38 + 5,95 * 11,9 * 17,6 + (5,95 - 1) * 4,3 * 11,9 +$$

$$+ 8,24 * 2) = 3136 \text{ кН}$$

$$\text{где } \gamma_{II} = \frac{\gamma_6 * h_{6/2} + \gamma_7 * h_7 + \gamma_8 * h_8}{h_{6/2} + h_7 + h_8} = \frac{17,9 * 5,6 + 19,2 * 3,5 + 18,3 * 1,5}{5,6 + 3,5 + 1,5} = 18,38 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{cl}=1,4$; $\gamma_{cl}=1,4$ – коэффициенты условий работы, согласно табл. 3 [11];

$k=1$ – коэффициент, согласно [11];

$M_\gamma=1,24$, $M_q=5,95$, $M_c=8,24$ – коэффициенты, принимаемые согласно табл. 4 [5] при $\varphi=31,3^\circ$;

$k_z=1$ – коэффициент, согласно [11];

Проверим условие, по которому среднее давление под подошвой условного фундамента не должно превышать расчётного сопротивления несущего слоя грунта $R_{y.ф.}$ под подошвой фундамента, то есть должно выполняться условие:

$$P_{y.ф.} = 423 \leq 3136 \text{ кН.}$$

Итак, условие выполняется, значит, фундамент запроектирован, верно.

4.8. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента.

Вычисление вероятной осадки производим методом послойного суммирования.

Вычисляем ординаты эпюр природного давления σ_{zg} (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной $0,2\sigma_{zg}$ по формуле

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{III} h_i,$$

где h_i – толщина i -го слоя грунта; γ_{III} – удельный вес i -го слоя.

Точка О (на поверхности земли)

$$\sigma_{zg} = 0, 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

точка 1 (граница ИГЭ-2 – ИГЭ-3)

$$\sigma_{zg1} = \gamma_{h2} h_2 = 18,1 * 1 = 18,1 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg1} = 3,62 \text{ кПа};$$

точка 2 (граница ИГЭ-3 – ИГЭ-4)

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_3 h_3 = 18,1 + 17,5 * 2,6 = 63,6 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg4} = 12,7 \text{ кПа};$$

точка 3 (граница ИГЭ-4 – ИГЭ-5)

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_4 h_4 = 63,6 + 16,7 * 1,2 = 83,6 \text{ кПа}; 0,2\sigma_{zg4} = 16,7 \text{ кПа};$$

точка 4 (граница ИГЭ-5 – ИГЭ-6)

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_5 h_5 = 83,6 + 17,5 * 3,8 = 150,1 \text{ кПа}; 0,2 \sigma_{zg4} = 30,0 \text{ кПа};$$

точка 5 (на уровне подошвы условного фундамента)

$$\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + \gamma_6 h_{6/1} = 150,1 + 17,9 * 4,1 = 223,5 \text{ кПа}, 0,2 \sigma_{zg4} = 44,7 \text{ кПа};$$

точка 0 (граница ИГЭ-6 – ИГЭ-7)

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg5} + \gamma_6 h_{6/2} = 223,5 + 17,9 * 2,6 = 270 \text{ кПа}; 0,2 \sigma_{zg4} = 54,0 \text{ кПа};$$

точка 6 (граница ИГЭ-7 – ИГЭ-8)

$$\sigma_{zg6} = \sigma_{zg0} + \gamma_7 h_7 = 270 + 19,2 * 3,5 = 337,2 \text{ кПа}; 0,2 \sigma_{zg4} = 67,44 \text{ кПа};$$

точка 6 (на подошве ИГЭ-8)

$$\sigma_{zg7} = \sigma_{zg6} + \gamma_8 h_8 = 337,2 + 18,3 * 1,5 = 364,7 \text{ кПа}; 0,2 \sigma_{zg4} = 72,9 \text{ кПа};$$

Определим дополнительное вертикальное давление на основание здания по подошве условного фундамента:

$$p_0 = p - \sigma_{zg8} = 423 - 270 = 153 \text{ кПа},$$

где $p=423$ кПа – среднее давление под подошвой условного фундамента.

Разбиваем толщу грунта под подошвой фундамента на элементные подслои толщиной $\Delta_i=0,2$, $b_f=0,2*3,69=0,75$ м.

Определяем дополнительные вертикальные нормальные σ_{zp} напряжения на глубине z_i от подошвы фундамента:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0,$$

где α_i – коэффициент рассеивания напряжений для соответствующего слоя грунта, зависящий от формы подошвы фундамента и соотношений $\xi = 2z_i / b_f$ и $\eta = l_f / b_f$, где z_i – глубина i -го элементарного слоя от подошвы фундамента.

$$\xi = 0,542z_i, \eta = 1.$$

Результаты вычислений сведём в таблицу.

Таблица 3.3. Расчет вероятной осадки СФ-1.

№ ИГЭ	Наименование грунта и его свойства	Мощность слоя	Δ_i , м	Z_i , м	ξ_i	α_i	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$, кПа	E_i , кПа
ИГЭ-6	Песок средней крупности, плотный, маловлажный, непроедачный	6,7	0	0	0	1	153		36000
			0,75	0,75	0,407	0,96	146,9	150	
			0,75	1,5	0,813	0,8	122,4	135	
			0,75	2,25	1,22	0,606	92,7	108	
			0,4	2,65	1,44	0,553	84,6	88,7	
ИГЭ-7	Суглинок тугопластичный, непроедачный	6,7	0,35	3,0	1,626	0,449	68,7	76,7	13000
			0,75	3,75	2,03	0,336	51,4	60,5	
			0,75	4,5	2,44	0,257	39,3	45,4	

Определяем высоту сжимаемой толщи основания $z=H_c$, где выполняется условие равенства $\sigma_{zp}=0,2\sigma_{zg}$: $z=H_c=3,48$ м.

Определяем величину общей осадки по формуле

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_i}.$$

где $\beta=0,8$ – безразмерный коэффициент.

$S_{общ}=0,8/36000*[0,75*150+0,75*135+0,75*108+0,4*88,7]+0,8/13000*[0,35*7$
 $6,7+0,75*60,5]=0,012$ м < $S_u=0,08$ м, условие выполняется.

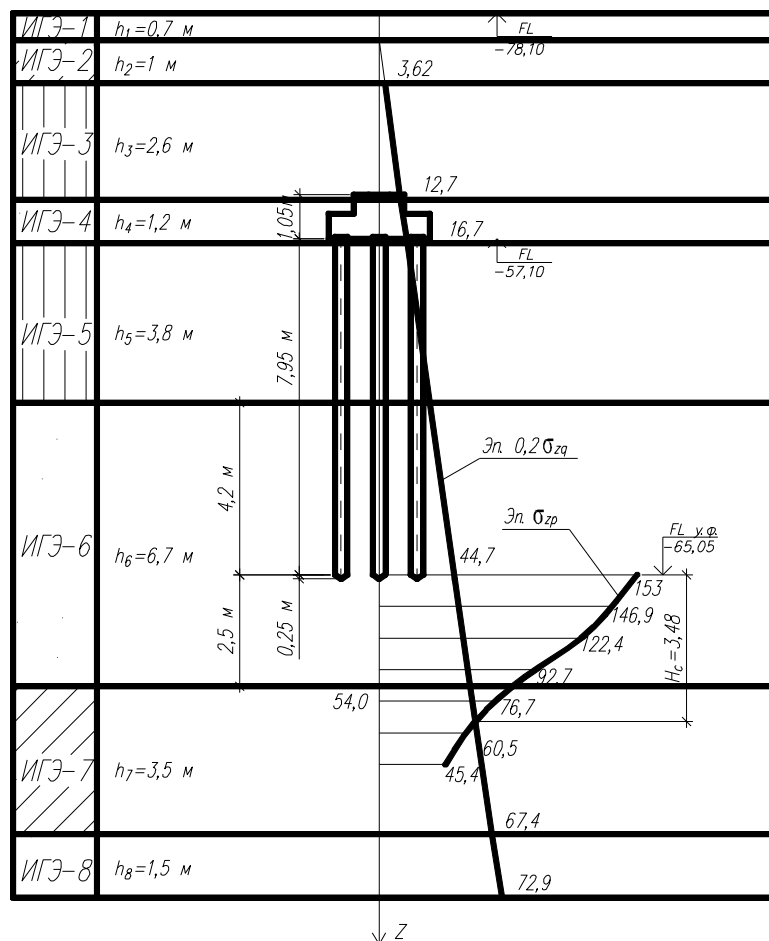


Рис 3.2. К расчету осадки свайного фундамента.

4.9. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.

Расчёт заключается в проверке условия:

$$N \leq [\alpha_1(b_c + c_2) + \alpha_2(h_c + c_1)]h_1 R_{bt},$$

где $N = 2 \sum N_{pi} = 2 * (3 * 407) = 2442$ - расчётная величина продавливающей силы, равная сумме расчётных усилий, передаваемых на сваи, расположенные с одной

стороны от оси колонны в наиболее нагруженной части ростверка;

N_{pi} – расчётное усилие в сваях от нагрузок на уровне верха ростверка и равное:

$$N_{pi} = \frac{N_I}{n} = \frac{3660}{9} = 407 \text{ кН};$$

$b_c=0,55$ м, $h_c=0,55$ м – размеры поперечного сечения колонны;

$c_1=0,50$, $c_2=0,50$ – расстояния от плоскости грани колонны до плоскости ближайшей грани сваи;

$\alpha_1=\alpha_2=1,42$ при $k=c_1/h_1=c_2/h_1=0,50/0,97=0,52$;

$h_1=h_p - a_s=1,05 - 0,08=0,97$ м – рабочая высота сечения ростверка.

$R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению

Итак,

$$N = 2442 < [1,42 * (0,55 + 0,50) + 1,42(0,55 + 0,50)] * 0,97 * 1050 = 3037 \text{ кН}$$

Выполнение условия свидетельствует о том, что продавливания плитной части ростверка не произойдёт.

4.10. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой сваей.

Расчёт заключается в выполнении условия:

$$N_p \leq [\beta_1(b_{02} + c_{02} / 2) + \beta_2(b_{02} + c_{01} / 2)] * h_{01} R_{bt} ,$$

где $N_p=N_{pi}=407$ кН;

$b_{01}=b_{02}=0,45$ – расстояние от внутренних граней угловой сваи до наружных граней ростверка;

$c_{01}=c_{02}=0,15$ – расстояние от плоскости внутренних граней сваи до наружной грани ростверка. Вычислим $\beta_1=\beta_2=0,87$ при

$$k_{01}=k_{02}=c_{01}/h_{01}=c_{02}/h_{01}=0,15/0,55=0,273;$$

$h_{01}=h_p - h_3=0,6 - 0,05=0,55$ м – рабочая высота нижней ступени (расстояние до верха свай).

$$N_p = 407 < [0,87(0,45 + 0,15 / 2) + 0,87(0,45 + 0,15 / 2)] * 0,55 * 1050 = 528 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, значит, высота плитной части достаточна.

4.11. Технико-экономическое сравнение и выбор основного варианта фундамента.

Критерием сравнительной экономической эффективности проектных решений является минимум приведённых затрат, которые определяются с учётом себестоимости работ капитальных вложений в базу строительства, трудоёмкости, продолжительности возведения фундаментов и расхода материалов.

В курсовом проекте при выборе основного варианта необходимо сравнить только объём основных материалов и трудозатраты, что наиболее удобно выполнять в такой последовательности:

1) произвести подсчёт объемов работ для каждого варианта (фундаментов мелкого заложения и свайных фундаментов).

2) определить стоимость и трудоёмкость при выполнении каждого варианта фундаментов, удельные показатели стоимости, с учётом коэффициента удорожания и трудоёмкости основных видов работ при устройстве фундаментов.

Результаты подсчёта сводим в таблицы:

Таблица 4

№ п/п	Наименование работ	Един. измер.	Всего	Стоимость, руб.	
				Единицы	Всего
1	2	3	4	5	6
I	Фундамент мелкого заложения	м ³			
1.1	Ленточный фундамент на 1 п.м.	м ³			
1.1	Разработка грунта под фундамент	м ³	5,2	3-85	20-02
1.2	Устройство песчаной подготовки под фундамент $\delta=100$ мм.	м ³	0,1	7-60	0-76
1.3	Укладка трапециевидных железобетонных ленточных фундаментов.	м ³	0,3	46-50	13-95
1.4	Обратная засыпка пазух.	м ³	4,9	2-10	10-29
1.5	Стоимость песка-	м ³	0,1	7-30	0-73
1.6	Стоимость железобетонных фундаментных лент.	м ³	0,3	59-00	17-70
	Итого				63-45
2	Столбчатый фундамент (монолитный)	м ³			
2.1	Разработка грунта под фундамент вручную.	м ³	48,31	3-85	186
2.2	Устройство бетонной подготовки $\delta=100$	м ³	0,841	34-70	29-18
2.3	Устройство железобетонного монолитного фундамента под колонну	м ³	5,62	31-10	174-99
2.4	Обратная засыпка пазух	м ³	4,78	2-10	10-05
2.5	Стоимость бетона на подготовку	м ³	0,841	26-80	22-53
2.6	Стоимость монолитного железобетонного фундамента	м ³	5,62	27-90	156-99
	Итого				579-77

	Всего				613-52
--	-------	--	--	--	--------

Таблица 5

№ п/п	Наименование работ	Един. изм.	Объем	Стоимость, руб.	
				Единицы	Всего
1	2	3	4	5	6
I	Свайный фундамент				
1.1	Ленточный фундамент на 1 п. м				
1.1	Разработка грунта под ростверк	м ³	3,68	3-85	14-16
1.2	Устройство бетонной подготовки δ=100	м ³	0,05	34-70	1-73
1.3	Забивка железобетонных свай до 12 м (со стоимостью свай)	м ³	0,87	88-40	76,9
1.4	Устройство ленточного ростверка	м ³	0,3	28-30	8-49
1,5	Стоимость бетона на подготовку	м ³	0,05	26-80	1-34
1.6	Стоимость бетона на ростверк	м ³	0,3	27-90	8-37
1.7	Обратная засыпка пазух	м ³	3,33	2-10	6-99
	Итого				112-59
2	Фундамент под колонну (куст свай)	м ³			
2.1	Разработка грунта под ростверк вручную	м ³	23,62	3-85	90-93
2.2	Забивка железобетонных свай до 12 м (со стоимостью свай)	м ³	1,5	88-40	132-98
2.3	Устройство бетонной подготовки δ=100 мм	м ³	0,556	34-70	19-32
2.4	Устройство ростверка под колонну		2,798	31-10	87-01
2.5	Стоимость бетона на подготовку		0,556	26-80	14-92
2.6	Стоимость монолитного железобетонного ростверка		2,79	27-90	78-06
2.7	Обратная засыпка пазух		21,55	2-10	45-25
	Итого				518-51
	Всего				581-50

Вывод:

Свайный вариант фундамента при данных грунтовых условиях по стоимости дешевле фундаментов мелкого заложения. Принимаем за оптимальное решение вариант свайного фундамента, который и рекомендуется к производству работ.

$$\frac{613,52 - 581,5}{613,52} \cdot 100\% = 5,28\%$$

5.Раздел технологии и организации в строительстве

5.1 Общие положения

Целью настоящего раздела является выбор наиболее технологически эффективных, экономически целесообразных и безопасных методов производства работ. Этот пункт предполагает анализ чертежей здания с технологических позиций рационального ведения работ. Спецификация используется для подсчетов объема работ по основным, вспомогательным и транспортным процессам, которые являются основными частями всего строительно-монтажного производства.

В разделе «Технология и организация строительства» разрабатывается следующая документация: календарный план на возведение здания торгового центра; строительный генплан,

5.2 Подготовка строительного производства

До начала выполнения строительно-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 строительно-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 строительно-монтажных работ. Производство основных строительно-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 строительно-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 строительно-монтажных работ.

Выбор транспортных средств

Специализированные автотранспортные средства предназначены для перевозки конструкций, размеры, форма и масса которых не позволяет осуществлять эффективную перевозку их на автомобилях общего применения. Перевозку материальных ресурсов на строительный объект производят на автомашинах без прицепов, на прицепах и полуприцепах, транспортируемых автотягачами и отцепляемых на строй площадке (заводе, складе).

Для перевозки металлоконструкций каркаса принимаем Бортовой КраЗ-222 (грузоподъемность 10т, длина перевозимых объектов 8м).

Расчёт транспортных средств:

Необходимое количество транспортных средств в сутки N определяется для одного из видов строительных конструкций

$$N = \frac{Q \cdot T_{\text{ц}}}{T \cdot q \cdot T_{\text{см}} \cdot K_{\text{см}}} \quad (4.4)$$

где Q – общий вес данного груза, перевозимого за расчётный период (принимается по ведомости затрат труда, машинного времени,

потребности в материалах);

T – продолжительность потребления данного вида груза (принимается по календарному плану;

$T_{ц}=0,75$ ч.– время полного цикла работы транспортного средства, ч;

$q=10$ т – полезная грузоподъемность транспорта;

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

$K_{см}=2$ – коэффициент сменности работы транспорта (принимается в зависимости от количества смен работы по календарному плану).

Сменная продолжительность работы:

$$T_{см}=8 \cdot K_1=8 \cdot 0,9=7,2 \text{ ч.},$$

где K_1 – коэффициент использования транспортных средств во времени, принимаемый равным 0,85-0,95.

Продолжительность цикла транспортировки груза:

$$T_{ц} = t_{пв} + \frac{2L}{V} + t_M \quad \text{ч.}, \quad (4.5)$$

где $t_{пв}=0,2$ ч. – продолжительность погрузки и выгрузки;

$L=15$ км – расстояние перевозки в один конец;

$V=60$ – средняя скорость движения транспортного средства, км/ч (зависит от типа и грузоподъёмности автотранспорта, рельефа местности, класса и состояния дорог);

t_M – время на маневрирование транспорта в процессе погрузки и выгрузки, принимается равным 0,02-0,05 ч.

При расчёте транспорта для перевозки всех видов конструкций общая его потребность суммируется по всем видам грузоперевозок.

Одновременно с расчётом производится подбор типа автомобиля с учётом обеспечения максимального использования их грузоподъёмности и сохранности строительных конструкций и материалов при перевозке.

Таблица 4.5.5- Ведомость потребности в автотранспорте

Наименование и марка элемента	Наименование и тип транспорта	Грузоподъемность, т.	Масса перевозимых элементов за рейс, т	Количество единиц автотранспор-та
Металлические конструкции каркаса здания	Бортовой КрА3-222	10	4	2

5.3 Основные решения по стройгенплану.

Стройгенплан разработан на основе генерального и разбивочного плана основного проекта.

На стройгенплане нанесены постоянные существующие и проектируемые здания и сооружения, участки для размещения временных и инвентарных зданий и сооружений, складов, основные инженерные коммуникации, монтажные краны с путями их перемещения, постоянные и временные автомобильные дороги.

При составлении стройгенплана учтено:

- доставка на строительную площадку строительных конструкций, полуфабрикатов и материалов производится автомобильным транспортом;
- места складирования обслуживаются краном и транспортными средствами;
- условия работы башенного крана, ограждение строительной площадки, подъездные пути и т.п. указаны на стройгенплане.;
- временное водоснабжение и связь – от существующих сетей.

Выбор монтажного крана.

Основными параметрами монтажных кранов являются: величина грузового момента (или грузоподъемность Q), высота подъема крюка $H_{кр}$, вылет стрелы крана $B_{стр}$.

Для башенных кранов грузовой момент находят путем умножения массы монтируемого элемента Q на расстояние между его центром тяжести и осью вращения крана $B_{стр}$.

Масса монтируемого элемента $Q = Q_1 + Q_2$,

где Q_1 - масса элемента, Q_2 - масса строповочной оснастки, т.

$$Q = 0,4 + 0,22 = 0,62 \text{ т}$$

Высота подъёма крюка определяется по формуле:

$$B_{стр} = a / 2 + b + c, \text{ где}$$

a – ширина кранового пути;

b – расстояние от кранового пути до наиболее выступающей части здания;

c – расстояние от центра тяжести монтируемого элемента до выступающей части здания со стороны крана.

$$B_{стр} = 2,25 + 2,75 + 9,1 + 3,6 = 17,7 \text{ м}$$

Расстояние от оси вращения крана до ближайшей выступающей части здания должно быть на 0,75 м больше радиуса габарита нижней части крана и на 0,5 м больше радиуса габарита верхней части:

$$a / 2 + b > r_z^H + 0,75 \text{ м и } a / 2 + b > r_T^B + 0,5 \text{ м}$$

$$2,25 + 2,75 = 5 \text{ м} > 2,25 + 0,75 = 3 \text{ м}$$

$$2,25 + 2,75 = 5 \text{ м} > 2,25 + 0,5 = 2,75 \text{ м}$$

Принимаем башенный кран КБ-308.

Расчет необходимых временных зданий и сооружений

Определение площадей временных зданий и сооружений производится по максимальной численности работающих на строительной площадке и нормативной площади на одного человека, пользующего данными помещениями.

Численность работающих определяют по формуле:

$$N_{\text{ОБЩ.}} = (N_{\text{РАБ.}} + N_{\text{ИТР.}} + N_{\text{СЛУЖ.}} + N_{\text{МОП.}}) \cdot k,$$

где $N_{\text{ОБЩ.}}$ - общая численность работающих на строительной площадке,

$N_{\text{РАБ.}}$ - численность работающих, принимаемые по календарному плану,

$N_{\text{ИТР.}}$ - численность инженерно-технических работников,

$N_{\text{СЛУЖ.}}$ - численность служащих,

$N_{\text{МОП.}}$ - численность младшего обслуживающего персонала,

k - коэффициент, учитывающий отпуск, болезни, выполнение общественных обязанностей, принимаемый 1,05-1,06.

Количество ИТР, служащих, младшего обслуживающего персонала (МОП) составляет в среднем 15 % от общего количества рабочих, в т.ч. ИТР - 8 %, служащие - 5 %, МОП и охрана - 2 %. По календарному плану на строительстве объекта работает максимальное количество-14 чел. Таким образом, численность работающих N составляет: $N=14 \cdot 100/85 = 16$ чел.

$$N_{\text{ИТР.}} = 16 \cdot 0,08 = 2 \text{ чел.}$$

$$N_{\text{СЛУЖ.}} = 16 \cdot 0,05 = 1 \text{ чел.}$$

$$N_{\text{МОП.}} = 16 \cdot 0,02 = 1 \text{ чел.}$$

$$N_{\text{ОБЩ.}} = (16 + 2 + 1 + 1) \cdot 1,05 = 21 \text{ чел.}$$

$$N_{\text{МУЖ.}} = 21 \cdot 0,7 = 15 \text{ чел.}$$

$$N_{\text{ЖЕН.}} = 21 \cdot 0,3 = 6 \text{ чел.}$$

Расчет площадей временных зданий.

Временные здания	Кол-во Работающих	Кол-во пользующихся даным помещением, %	Площадь помещения, м²		Тип временного здания	Разме ры здания , м
			на одного работаю щего	общая		
Служебные						
Прорабская	5	100	4	20	передвижной вагон	9x2,7
Диспетчерская	1	100	7	7	передвижной вагон	4.5x2.5

Санитарно-бытовые							
Гардероб	Женщины	17	70	0,82	9,8	передвижной вагон	4,5х2,5
	Мужчины	39	70	0,82	22,4	передвижной вагон	9х2,7
Умывальная	Женщины	17	50	0,2	1,7	передвижной вагон	8,5х 3,1
	Мужчины	39	50	0,2	3,9	передвижной вагон	
Душевая	Женщины	17	50	0,54	4,6	передвижной вагон	
	Мужчины	39	50	0,54	10,53	передвижной вагон	
Сушилка	Женщины	17	40	0,2	1,36	передвижной вагон	
	Мужчины	39	40	0,2	3,12	передвижной вагон	
Помещение для обогрева и Отдыха				0,5	14	передвижной вагон	8х2,8
		56	50				
Туалет с умывальной		56	100	0,1	5,6	контейнер	2х3

Расчет складских помещений и площадок.

Для правильной организации складского хозяйства на строительной площадке необходимо предусматривать:

- открытые площадки для хранения кирпича, железобетонных конструкций и других материалов и конструкций, на которые не влияют колебания температуры и влажности;
- навесы для хранения столярных изделий, рулонных материалов, асбестоцементных листов и т.д.;
- закрытые склады двух типов: отапливаемые (для хранения лакокрасочных материалов, химикатов и т.п.) и неотапливаемые (для хранения войлока, минеральной ваты, гипсокартонных листов, стекла, кровельной стали и т.п.)

Площадь складов рассчитывается по количеству материалов:

$$Q_{\text{зан}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{T} * \alpha * n * k, \text{ где } Q_{\text{общ}} - \text{общее количество материалов, необходимых для}$$

строительства; α – коэф-т неравномерности поступления материалов на склады, принимаемый для автомобильного транспорта 1,1; T – продолжительность расчетного периода (берется из календарного плана), дней; n – норма запасов материалов в днях; k – коэффициент неравномерности потребления материалов, принимаемый 1,3.

Полезная площадь склада F без проходов определяется по формуле:

$$F = Q_{\text{зан}} / q, \text{ где}$$

q – количество материалов, укладываемое на 1 м² площади склада

Общая площадь склада:

$$S=F/\beta,$$

где β -коэффициент его использования, характеризующийся отношением полезной площади склада к общей (коэф-т на проходы).

Кирпич

$$Q_{зан} = \frac{454,48}{64} * 1,1 * 3 * 1,3 = 30,46 m.шт$$

$$F = \frac{30.46}{0.7} = 43.5 \text{ м}^2$$

$$S = \frac{43.5}{0.5} = 87 \text{ м}^2$$

Принимаем склад открытого типа, размером 8х11 м

Листы гипсокартонные

$$Q_{зан} = \frac{154400}{35} * 1,1 * 3 * 1,3 = 18925 \text{ м}^2$$

$$F = \frac{18925}{200} = 94,6 \text{ м}^2$$

$$S = \frac{94,6}{0.5} = 189 \text{ м}^2$$

Принимаем закрытый тип склада неотапливаемый, размерами 12х16 м

Расчет потребности в воде, электроэнергии и тепловых ресурсов.

Определение потребности в воде

Водоснабжение строительства должно осуществляться с учетом действующих систем водоснабжения.

При устройстве сетей временного водоснабжения в первую очередь следует прокладывать и использовать сети запроектированного постоянного водопровода. При решении вопроса о временном водоснабжении строительной площадки задача заключается в определении схемы расположения сети и диаметра трубопровода, подающего воду на следующие нужды

производственные ($B_{пр.}$),

хозяйственно – бытовые ($B_{хоз}$),

душевые установки ($B_{душ.}$),

пожаротушение ($B_{пож.}$).

Полная потребность в воде составит

$$B_{общ.} = 0,5 (B_{пр.} + B_{хоз.} + B_{душ.}) + B_{пож}$$

По максимальной потребности находят секундный расход воды на производственные нужды, л./сек.:

$$B_{\text{пр.}} = \sum B_{\text{макс.}}^1 \cdot K_1 / (t_1 \cdot 3600),$$

$\sum B_{\text{макс.}}$ – максимальный расход воды.

K_1 – коэффициент неравномерности потребления воды.

t_1 – количество часов работы ,к которой отнесен расход воды.

$$B_{\text{пр.}} = 2200 \cdot 1,5 / 8 \cdot 3600 = 0,1 \text{ л/с}$$

Секундный расход воды на хозяйственно-бытовые нужды.

$$B_{\text{хоз.}} = \sum B_{\text{макс.}}^2 \cdot K_2 / (t_2 \cdot 3600).$$

Где $\sum B_{\text{макс.}}$ - максимальный расход воды в смену на хозяйственно-питьевые нужды.

K_2 -коэффициент неравномерности потребления,

T_2 - число часов работы в смену.

$$\sum B_{\text{макс.}}^2 = 56 \cdot 15 = 840 \text{ л.всмену}$$

$$B_{\text{ХОЗ.}} = 840 \cdot 2 / 8 \cdot 3600 = 0,06 \text{ Л/С}$$

Секундный расход воды на душевые установки

$$B_{\text{душ.}} = \sum B_{\text{макс.}}^3 \cdot K_3 / (t_3 \cdot 3600).$$

где $\sum B_{\text{макс.}}$ - максимальный расход воды на душевые установки.

K_3 – коэффициент неравномерности потребления.

t_3 – продолжительность работы душевой установки.

$$\sum B_{\text{макс.}}^3 = 56 \cdot 30 = 1680 \text{ л.}$$

$$B_{\text{душ.}} = 1680 \cdot 1 / 0,75 \cdot 3600 = 0,6 \text{ л/с}$$

В курсовом проектировании расход воды на пожаротушение на стройплощадке следует принимать 10 л/с, т. е. предусматривать одновременное действие струй из двух гидрантов по 5 л/ с. Таким образом,

$$B_{\text{общ.}} = 0,5 \cdot (0,1 + 0,06 + 0,6) + 10 = 10,38 = 11 \text{ л/ с.}$$

Диаметр трубопровода для временного водопровода рассчитывают

$$D = \sqrt{4 \cdot 100 \cdot B_{\text{расч}} / (\pi V)},$$

$$D=2\sqrt{1000*B_{расч}/(\pi*v)},$$

так как π и 1000 постоянные величины, то $D=35.69\sqrt{B_{расч}/v}$,

где $B_{расч.}=B_{общ.}$

$$D=35,69\sqrt{11/1,5}=96 \text{ мм.}$$

В связи с тем, что промышленность выпускает пожарные гидранты с минимальным диаметром 100 мм, строители вынуждены диаметры труб временного водопровода принимать такими же; однако для временного водопровода это нецелесообразно. Поэтому гидранты рекомендуется проектировать на постоянной линии водопровода, а диаметр временного водопровода рассчитывать без учета пожаротушения:

$$B_{общ.}=(0,1+0,06+0,6)=0,76 \text{ л/с.}$$

$$D=35,69\sqrt{0,76/1,5}=25,4 \text{ мм.}$$

Принимаем диаметр труб 25 мм.

Обеспечение строительства электроэнергией.

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 используется осветительная линия.

Чтобы установить мощность силовой установки для производственных нужд, составляется график.

Мощность силовой установки для производственных нужд определяется по формуле

$$W_{np.}=\sum P_{np.}\cdot K_c/\cos \varphi,$$

где K_c - коэффициент спроса,

$\cos \varphi$ - коэффициент мощности.

Башенный кран КБ-308 – 1шт- 75кВт

Сварочный аппарат переменного тока ТД-300-1шт-20кВт

Растворный узел – 2,2 кВт

$$W_{np.} = 75 * 0,3 / 0,5 + 20 * 0,5 / 0,4 + 2,2 * 0,5 / 0,65 = 71,8 \text{ кВт}$$

Расчет количества прожекторов производится по следующей формуле:

$$N = \frac{pES}{P_{\lambda}}, \text{ где } p - \text{ удельная мощность; } E - \text{ освещенность, лк; } S - \text{ площадь}$$

подлежащая освещению, м²; P_л- мощность лампы прожектора, Вт.

Принимаем для освещения прожекторы ПЗС-45.

$$N = \frac{0,25 * 20 * 3470}{1500} = 12 \text{ шт}$$

Мощность сети наружного освещения находят по формуле:

$$W_{H.O.} = K_C \sum P_{B.O.}$$

Потребители электроэнергии	Ед-ца изм.	Кол-во	Норма освещенности, кВт	Мощность, кВт
Открытые склады	1000 м ²	0,088	0,8-1,2	0,106
Внутрипостроечные дороги	км	0,09	2,0-2,5	2,6
Прожекторы	шт	12	0,5	6
Итого:				8,706

$$W_{H.O.} = 1 * 8,706 = 8,706 \text{ кВт}$$

Количество электроэнергии для внутреннего освещения определяют

$$W_{B.O.} = K_C \sum P_{B.C.}$$

Потребители электроэнергии	Ед-ца изм.	Кол-во	Норма освещенности, кВт	Мощность, кВт
Контора производителя работ	100 м ²	0,243	1,0-1,5	0,365
Диспетчерская	100 м ²	0,1125	1,0-1,5	0,169
Гардероб мужской	100 м ²	0,243	1,0-1,5	0,365
Гардероб женский	100 м ²	0,1125	1,0-1,5	0,169
Умывальная, душевая, сушилка	100 м ²	0,2635	0,8-1,0	0,2635
Помещения для обогрева и отдыха	100 м ²	0,224	0,8-1,0	0,224
Растворосмесительный узел	100 м ²	0,03	0,5	0,015
Итого:				1,5705

$$W_{B.O.} = 0,8 * 1,5705 = 1,2564 \text{ кВт}$$

Общая мощность электропотребителей

$$W_{\text{общ}} = 71,8 + 8,706 + 1,2564 = 81,7624 \text{ кВт},$$

Мощность трансформатора

$$W_{\text{тр}} = 1,1 * 81,7624 = 89,94 \text{ кВт}$$

Принимаем трансформатор ТМ – 100/6 с мощностью 100кВт

$$Q_{\text{общ}} = (Q_1 + Q_2) \kappa_1 \kappa_2, \text{ где}$$

Q₁ – расход тепла на отопление зданий и тепляков,

Q_2 – то же на технологические нужды,

K_1 – коэф-т, учитывающий потери тепла в сетях, принимаемый 1,10-1,15,

K_2 – коэф-т, отражающий добавку на неучтенные расходы тепла, принимаемый 1,1-1,2

Мероприятия по технике безопасности и охране труда

Строительная площадка должна быть обеспечена санитарно-бытовыми помещениями, выполненными и оборудованными в соответствии с утвержденными в установленном порядке нормами по проектированию бытовых зданий и помещений. На объекте должны быть аптечки с медикаментами, набор фиксирующих шин и другие средства для оказания первой помощи пострадавшим.

На строительстве, где это требуется по условиям работы, у оборудования, машин и механизмов, на автомобильных дорогах и других опасных местах должны быть вывешены хорошо видимые, а в темное время суток освещенные предупредительные и указательные надписи и знаки безопасности, плакаты и инструкции по технике безопасности, в необходимых случаях должны быть устроены ограждения или назначены дежурные.

В местах прохода через канавы и траншеи (глубиной более 1 м), а так же для прохода к рабочим местам, где это необходимо по условиям работы, должны быть устроены переходные мостики 0,6 м с перилами 1 м.

На рабочих местах запрещается присутствовать посторонним лицам.

Предохранительные пояса, выдаваемые рабочим, должны изготавливаться, испытываться и храниться в соответствии с требованиями ГОСТ.

Отверстия в перекрытиях и проемы лестничных клеток, к которым возможен доступ людей должны быть закрыты сплошным и прочным настилом или иметь ограждение с бортовыми досками по всему периметру.

Запрещается подъем сборных железобетонных конструкций, не имеющих монтажных петель, маркировки и меток, обеспечивающих их правильную строповку и монтаж.

Очистку элементов и конструкций от грязи, наледи и т.п. следует производить на земле до их подъема.

Элементы и конструкции во время перемещения должны удерживаться от раскачивания оттяжками из пенькового каната или тонкого гибкого троса.

На монтажной площадке должен быть установлен порядок обмена условными сигналами между лицом, руководящим подъемом и машинистом крана, а также рабочими на оттяжках.

Запрещается перемещать груз над работающими внизу людьми.

Зона, опасная для нахождения людей во время перемещения, установки и закрепления элементов и конструкции должна быть обозначена хорошо видимыми знаками.

При уплотнении бетонной смеси электровибраторами, надлежит соблюдать следующие требования:

1. Работающих с вибраторами периодическому медицинскому осмотру.
2. Рукоятки вибраторов снабжать амортизаторами.
3. Не принимать руками поверхностные вибраторы, ручное перемещение о время виброуплотнения производить при помощи гибких тяг.
4. При перерывах в работе, а также при переходах бетонщиков с одного места на другое, электровибраторы выключать.
5. Вибраторы после работы и шланговые провода очистить от бетонной смеси и грязи, насухо протереть.

Все пусковые электрические устройства должны быть оборудованы кожухами, а места их установки ограждены.

Временную наружную открытую проводку на строительной площадке следует выполнять изолированным проводом на надежных опорах, чтобы нижняя точка провода находилась на высоте не менее 2,5 м над рабочим местом, 3,5м над проходами и 6м над проездами.

При производстве строительно-монтажных работ необходимо выполнять требования СНиП 3-4-80* «Техника безопасности в строительстве» и СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве».

Для уменьшения загрязнения атмосферы в процессы осуществления строительства проектом предусматривается выполнение следующих мероприятий:

6. Раздел экономика

6.1 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты. При наличии в здании основной и обслуживающей частей их сметные стоимости выделяются отдельно. Отдельными строками в объектной смете показываются все виды работ и затрат, осуществляемых при возведении объекта, на которые составлены соответствующие локальные сметы и расчеты. Например, общестроительные работы (локальная смета № 1, ЛС-1), отопление (ЛС-7), водоснабжение (ЛС-9), и т.д. по всем видам специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР (прил. 3). Для расчета объектной сметы используются сметные нормативы (прил. 1, 2). Кроме того, в объектных сметах начисляются:

- средства на временные здания и сооружения (в % к сметной стоимости СМР) (прил. 5);
- зимнее удорожание (в % к сметной стоимости СМР) (прил. 5);
- резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов).

6.2 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.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета:

Глава 1 – «Подготовка территории строительства».

СМР – $0,3\% \cdot C_{\text{ср}}$

прочие затраты – $0,3\% \cdot C_{\text{ср}}$

Глава 2 – из объектной сметы.

Глава 3 – 4% от главы 2.

Глава 4 – 6% от главы 2.

Глава 5 – 6,5% от главы 2.

Глава 6 – 4,2% от итога по главам 2, 3.

Глава 7 – 5% от итога по главам 2, 3.

Глава 8 – 2,5% от итога по главам 1-7.

Глава 9 – 1,7% от итога СМР по главам 1-8;

Глава 10 – 0,2 % от итога глав 1-9 – авторский надзор;

1,8 % от итога глав 1-9 – технический надзор.

Глава 12 – 3% от итога глав 1-9.

7. Безопасность жизнедеятельности

7.1 Безопасная организация работ и рабочих мест

Ограждение стройплощадки, устройство временных дорог

Территория стройплощадки во избежание доступа посторонних лиц ограждена.

Высота ограждения территории строительства составляет 2,8 м, что удовлетворяет требованиям СНиП 12-03-2001.

В ограждениях предусмотрено 2 въезда (выезда), обеспечивающих свободный и безопасный доступ транспортных средств по всему строящемуся объекту и калитка для прохода людей.

Ограждение стройплощадки - металлическое инвентарное, выполнено по всему периметру площадки. До начала строительно-монтажных работ сооружаются подъезды к строительной площадке и внутрипостроечные дороги, обеспечивающих свободный доступ транспортных средств к строящемуся объекту, площадкам складирования и хранения материалов.

До начала строительно-монтажных работ сооружаются подъезды к строительной площадке и внутрипостроечные дороги, обеспечивающих свободный доступ транспортных средств к строящемуся объекту, площадкам складирования и хранения материалов.

У въезда на стройплощадку устанавливается схема движения транспортных средств, а на обочинах дорог хорошо видимые дорожные знаки. Для нужд строительства используются дороги постоянного назначения. Ширина дорожной части временных автомобильных дорог с односторонним движением 3,5 м и 5 м с двусторонним. Радиусы закругления автодорог 12 м.

При выезде со стройплощадки предусмотрено уширение временной дороги для организации места под площадку для мытья колес.

Организация освещения территории строительства

Для соблюдения условий безопасных работ необходимо иметь правильно запроектированное и выполненное производственное освещение. Неправильно

выполненное освещение рабочих мест, проходов, проездов и площадок является причиной травматизма, в результате плохо освещенных рабочих зон, опасных зон, слепящего действия ламп, резких теней, вызывающее потерю ориентации работающих.

Электроснабжение строительной площадки осуществляется, как правило, от действующих сетей с использованием постоянных сооружений энергетического хозяйства.

Согласно календарному плану работы на стройплощадке выполняются в одну смену, поэтому достаточно общего равномерного освещения.

Средняя освещенность E на территории строительства в районе производства работ должна составлять не менее 2 лк.

Ориентировочное количество прожекторов n , подлежащее установке для создания на площади S требуемой освещенности $E_p = K \cdot E_n$, (K – коэффициент запаса, E_n – нормируемая освещенность).

$$n = \frac{m \cdot E_p \cdot S}{P_{\lambda}}$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источников света, к.п.д. прожекторов и коэффициент использования светового потока, принимается по таблице ГОСТа 12.1.046-85;

P_{λ} – мощность лампы, применяемых типов прожекторов.

$$n = \frac{0,25 \cdot 20 \cdot 3470}{1500} = 12 \text{ прожекторов.}$$

Принимаем прожектор ПЗС-35 с лампой ЛН $P_{\lambda} = 500 \text{ Вт}$.

Минимальная высота установки прожекторов над освещаемой поверхностью:

$$h_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\max}}{300}} = \sqrt{\frac{90000}{300}} = 17,3 \text{ м};$$

где $I_{\max}$ – максимальная сила света, принимается по приложению 4 ГОСТа 12.1.046-85 и для выбранного типа прожектора составляет 90ккд.

Охранное освещение предусматривается в темное время суток для охраны строительной площадки. Для осуществления охранного освещения выделяем часть светильников общего освещения (в частности 1 прожектор ПЗС-35,

который будет работать в ночное время). Охранное освещение обеспечивает на границах строительной площадки горизонтальную освещенность 0,5 лк на уровне земли.

7.2 Размещение монтажного крана и опасная зона крана

Привязка монтажных кранов осуществляется с учетом их технических характеристик (грузоподъемности, вылета стрелы, высота подъема стрелы).

Размещение крана не должно приводить к образованию «мертвых» зон при производстве работ. При монтаже должна быть обеспечена возможность установки элементов с учетом их массы и требуемого вылета стрелы.

Привязка осей движения стреловых самоходных кранов производится с учетом минимальных требуемых параметров конструкций здания или сооружения (вылета стрелы, грузоподъемности, высоты подъема стрелы) на основании технологических схем производства работ, разработанных в технологических схемах производства работ, разработанных в технологических картах. Схемы движения мобильных кранов и их стоянки определяют с таким расчетом, чтобы с одной позиции можно было установить максимальное число конструктивных элементов.

Граница опасных зон в местах, над которыми происходит перемещение грузов подъемными кранами, принимается равной радиусу опасной зоны $R_{оз}$:

$$R_{оз} = R_{\max} + 0,32 \cdot \omega \cdot R_{\max} \cdot \sqrt{H}$$

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

$H=7,5$ м – расстояние от земли до поднятой конструкции;

ω – угловая скорость поворота платформы крана; $\omega=0,1$

Подставляем все значения в формулу $R_{оз} = 10,5 + 0,32 \cdot 0,1 \cdot 10,5 \cdot \sqrt{7,5} = 16,75$ м.

7.3 Техника безопасности при производстве основных видов строительно-монтажных работ.

Земляные работы

Требования безопасного ведения земляных работ должны прорабатываться, прежде всего, в проекте производства работ и его составной

части технологической карте на земляные работы. До начала работ на площадке устанавливают знаки безопасности. Вблизи от действующих подземных коммуникаций земляные работы необходимо выполнять под наблюдением прораба или мастера, а в непосредственной близости от коммуникаций, кроме того, под наблюдением работника организации, ответственного за эксплуатацию этих коммуникаций. Разработка грунта механизированным способом в этих условиях разрешается на расстоянии не менее 2 м от боковой стенки и не менее 1 м над верхом трубы, кабеля, сооружения. Оставшийся грунт дорабатывают вручную, не допуская повреждения коммуникаций.

С целью исключения размыва грунта, образования оползней, обрушения стенок выемок в местах производства земляных работ до их начала был обеспечен отвод поверхностных вод.

В ППР определены места установки ограждений выемок, переходных мостиков и лестничных маршей для прохода людей через выемку и спуска в котлован, а также предусмотрены меры безопасности при разработке грунта в местах пересечения траншей с подземными коммуникациями.

Бетонные работы

При приготовлении пенобетонной смеси используются химические добавки-пенообразователи, пеностабилизаторы и ускорители набора прочности, поэтому рабочие, участвующие в загрузке материала в пенобетоносмеситель и укладке пенобетона в конструкцию, обеспечиваются лепестковыми респираторами и защитными очками, во избежание поражения дыхательных путей и глаз цементной пылью.

Основной производственной опасностью при выполнении бетонных работ является падение с высоты человека и предметов, опасное воздействие электрического тока.

Наиболее характерными причинами несчастных случаев на данном виде работ являются: использование средств подмащивания, отсутствие ограждений рабочих мест и наличие открытых технологических проемов при выполнении работ на высоте, обрушение опалубки из-за несоответствия ее поддерживающих элементов укладываемой массе бетона.

Травмирование электротоком вызывается, прежде всего, нарушением требований безопасности при эксплуатации и неправильном подключении к электросети оборудования.

При организации рабочего места по производству бетонных работ предусматривается:

- устройство бортовых ограждений настилов для защиты от возможного падения инструментов и материалов при производстве работ;

Установку ограждений при выполнении работ на высоте;

- применение инвентарных переносных лестниц, переходных и маршевых лестниц с промежуточными площадками для сообщения между рабочими местами;

- соответствие массы элементов, складываемых на подмостях, нормативным нагрузкам, принимаемым для расчета элементов подмостей.

В целях предотвращения перегрузки опалубки и предупреждения возможного обрушения конструкций укладка бетонной смеси в стены производится равномерно по всему периметру опалубки.

При бетонировании перекрытий для передвижения рабочих предусматриваются трапы шириной не менее 0,5 м.

Устройство монолитных пенобетонных стен и перекрытий необходимо выполнять в соответствии со СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции». Применяемое оборудование должно отвечать требованиям безопасности в соответствии со СНиП 12-03-2001 ч.1 и СНиП 12-04-2002 ч.2 "Безопасность труда в строительстве".

Монтажные работы

Основными причинами травматизма при производстве: монтажных работ, являются:

- опрокидывание крана с конструкцией, вес которой превышает max грузоподъемность крана;
- отсутствие средств безопасности;
- обрушение смонтированных конструкций из-за несоблюдения и недостаточного времени закрепления.

Приступая к выполнению монтажных работ на высоте, рабочий должен убедиться в прочности и устойчивости защитных и оградительных устройств, а также в удобстве и безопасности передвижения к рабочему месту и обратно. Лестницы должны быть оборудованы приспособлениями для закрепления предохранительного пояса. Все монтажники снабжаются спецодеждой, защитными касками и предохранительными поясами.

При проведении монтажных работ в местах, опасных для движения людей в целях предупреждения травматизма, вывешивают хорошо видимые предупредительные знаки.

При подъеме конструкций, перемещения их в горизонтальном направлении производить не менее чем на 0,5 м выше встречающихся на пути препятствий (элементов зданий, оборудования и т. п.). Запрещается находиться между поднятым грузом и частями здания. Не допускается поднимать "заваленный" или груз, находящийся в неустойчивом положении, а также подвешенный за одну петлю. Во избежание несчастных случаев запрещается переносить конструкции над рабочими местами.

Кровельные работы

К производству кровельных работ допускаются рабочие, прошедшие медицинский осмотр, обученные мерам пожарной безопасности и методам проведения этих работ. Обувь должна быть не скользящей, спецодежда в соответствии с нормами. Предохранительные приспособления (пояса, трапы) должны быть своевременно испытаны. Для производства работ применяются трапы шириной 0,3 м с поперечными планками для упора ног. Трапы на время работы должны быть надежно закреплены.

Во избежание падения с кровли на проходящих людей каких-либо предметов устанавливаются предохранительные козырьки над проходами, наружными дверьми. Зона возможного падения предметов ограждается, вывешивается плакат «Проход запрещен». Эта зона составит 5 м.

7.4 Размещение складов

Складирование материалов и конструкций должно обеспечивать

безопасность ведения погрузочно-разгрузочных работ, исключать самопроизвольное смещение, просадку, осыпание и раскатывание материалов. Материалы и конструкции складированы так, что они не создают опасности при выполнении работ.

Расчет складов представлен в разделе «Технология и организация строительного производства».

7.5 Пожарная безопасность на стройплощадке

До начала строительства на строительной площадке были снесены все строения и сооружения, находящиеся в противопожарных разрывах.

Территория строительной площадки оснащена противопожарным щитом согласно ППБ-01-03.

Для предотвращения аварийных и пожароопасных ситуаций пенобетоносмеситель ПБС-160М оснащен рубильником – устройством аварийного отключения электропитания.

Расположение производственных и вспомогательных зданий и сооружений на территории строительства должно соответствовать утвержденному в установленном порядке стройгенплану, разработанному в составе проекта организации строительства с учетом требований правил и действующих норм проектирования.

Дороги должны иметь покрытие, пригодное для проезда пожарных автомобилей в любое время года. Ворота для въезда должны быть шириной не менее 4 м.

У въездов на стройплощадку должны устанавливаться (вывешиваться) планы пожарной защиты с нанесенными строящимися и вспомогательными зданиями и сооружениями, въездами, подъездами, местонахождением водоисточников, средств пожаротушения и связи.

Ко всем строящимся и эксплуатируемым зданиям (в том числе и временным), местам открытого хранения строительных материалов, конструкций и оборудования должен быть обеспечен свободный подъезд. Устройство подъездов и дорог к строящимся зданиям необходимо завершать к началу основных строительных работ.

Устройство подмостей при строительстве зданий должно осуществляться в соответствии с требованиями норм проектирования и требованиями пожарной безопасности, предъявляемыми к путям эвакуации. Опалубка, выполняемая из древесины, должны быть пропитана огнезащитным составом.

При производстве работ, связанных с устройством гидро- и пароизоляции, не разрешается производить электросварочные и другие огневые работы.

7.6 Инженерные решения по безопасности жизнедеятельности.

Мероприятия по устранению причин травматизма.

Для всех видов работ:

- Инструктаж по технике безопасности;
- Применение исправных инструментов и механизмов;
- Применение инвентарных подмостей;
- Обязательное ограждение опасных зон;
- Наличие спецодежды;
- Производство работ без нарушения технологии.

Расчет заземляющего устройства

Заземлению подлежат металлические части электроустановок, доступные прикосновению человека не имеющие других видов защиты, обеспечивающих электробезопасность. В данном случае рассчитываем заземление пенобетоносмесителя ПСБ-160М.

Принцип действия защитного заземления заключается в снижении до безопасных значений напряжений на случай прикосновения человека к корпусу электроустановки. При этом человек с сопротивлением 1000 Ом оказывается включенным в сеть параллельно заземляющему устройству, сопротивление которого равно 4 Ом. Поэтому через тело человека проходит ток незначительной величины, не приводящий к электротравме.

В качестве средства защиты от поражений электрическим током рассматриваем заземляющее устройство, представляющее собой совокупность конструктивно объединенных заземлителя и заземляющих проводников.

Расчет производится в следующей последовательности:

1. Определяем расчетное удельное сопротивление грунта $\rho_{расч}$, Ом·м, по формуле:

$$\rho_{расч} = \rho \cdot \psi,$$

где ρ – значение удельного сопротивления грунта. Ом·м, равное для

глинистых грунтов 60 Ом·м;

ψ – величина коэффициента сезонности, учитывающего состояние грунта, климатическую зону, вид электрода и его расположение, принимаем равным 1,3;

$$\rho_{расч} = 60 \cdot 1,3 = 78 \text{ Ом} \cdot \text{м}$$

2. Определяется сопротивление одиночного заземлителя растеканию тока $R_{о.с}$, Ом, по формуле:

$$R_{о.с} = \frac{\rho_{расч}}{2\pi \cdot l_c} \left(\ln \frac{2l_c}{d_c} + \frac{1}{2} \ln \frac{4h^1 + l_c}{4h^1 - l_c} \right), \quad (1)$$

где l_c – длина стержня, м, принимаем равным 3 м;

h – расстояние от поверхности земли до середины длины электрода, м;

d_c – диаметр стержня, м, принимаем равным 0,05 м.

$$R_{о.с} = \frac{78}{2 \cdot 3,14 \cdot 3} \left(\ln \frac{2 \cdot 3}{0,05} + \frac{1}{2} \ln \frac{4 \cdot 2,3 + 3}{4 \cdot 2,3 - 3} \right) = 21,2 \text{ Ом}$$

3. Вычисляем количество стержней заземляющего устройства по формуле:

$$n = \frac{R_{о.с}}{R_{дон} \cdot \eta}, \quad (2)$$

где $R_{дон}$ – нормальное сопротивление растеканию тока заземляющего устройства, принимаем равным 4 Ом;

η – коэффициент использования стержневых заземлителей, принимаем равным 1.

$$n = \frac{21,2}{4 \cdot 1} = 5 \text{ шт}$$

Число одиночных необъединенных заземлителей, одинаковых по размеру и симметрично расположенных в однородном грунте, получаем методом последовательного приближения. Для этого в формуле (2) в первом приближении коэффициент η принимаем равным единице. Полученное число заземлителей округляем до ближайшего меньшего числа. По табл. 3П определяем уточненный коэффициент η_1 . Подставляем значение η_1 в формулу

(2), получаем количество заземлителей n_1 . Для него находим η_2 и вновь определяем количество заземлителей n_2 и так далее. Эту операцию повторяем до тех пор, пока последующее значение количества электродов n_{n+1} , не станет больше предыдущего n_n на единицу или менее.

Предыдущее значение количества электродов n_n берем в качестве фактического n_ϕ и соответствующий этому количеству заземлителей – в качестве фактического η_ϕ .

Отсюда $n_\phi=7$ шт, $\eta_\phi=0,69$.

4. Определяем общее сопротивление одиночных заземлителей, O_m , по формуле:

$$R'_z = \frac{R_{o.c}}{n_\phi \cdot \eta_\phi}, \quad (3)$$

$$R'_z = \frac{21,2}{7 \cdot 0,69} = 4,4 \text{ Ом}$$

5. Находим длину соединительной полосы, м, по формуле:

- при соединении электродов по контуру

$$l_{\text{соед.пол.}} = 1,05 \cdot n_\phi \cdot a, \quad (4)$$

где a – расстояние между одиночными заземлителями, м.

$$l_{\text{соед.пол.}} = 1,05 \cdot 7 \cdot 3 = 22,05 \text{ м.}$$

6. Подсчитываем сопротивление соединительной полосы, O_m , без учета влияния вертикальных заземлителей по формуле:

$$R_{\text{пол}} = \frac{\rho_{\text{расч}}}{2\pi \cdot l_{\text{соед.пол.}}} \left(\ln \frac{2l_{\text{соед.пол.}}^2}{d_{\text{пол}} \cdot h} \right), \quad (5)$$

где h – глубина заложения электродов, м.

$$R_{\text{пол}} = \frac{78}{2 \cdot 3,14 \cdot 22,05} \left(\ln \frac{2 \cdot 22,05^2}{0,05 \cdot 0,8} \right) = 5,68 \text{ Ом}$$

7. Определяем сопротивление соединительной полосы, Ом, с учетом вертикальных заземлителей по формуле:

$$R'_{\text{пол}} = \frac{R_{\text{пол}}}{\eta_{\text{пол}}}, \quad (6)$$

$\eta_{\text{пол}}$ – коэффициент использования соединительной полосы, принимаемый равным 0,355;

$$R'_{пол} = \frac{5,1}{0,355} = 16 \text{ Ом}.$$

8. Проверяем сопротивление растеканию тока заземляющего устройства при выбранном количестве стержней, Ом, с учетом влияния полосы связи по формуле:

$$R_з = \frac{R'_з \cdot R'_{пол}}{R'_з + R'_{пол}}, \quad (7)$$

$$R_з = \frac{4 \cdot 16}{4 + 16} = 3,2 \text{ Ом} \leq 4 \text{ Ом}$$

Условие безопасности выполняется.

7.7 «Охрана окружающей среды»

Основными направлениями природоохранных мероприятий при разработке объектных стройгенпланов являются:

- охрана и рациональное использование природных ресурсов, земли и почвы;
- уменьшение загрязнения воздушного бассейна.

В связи с этим на стройгенплане предусматривают:

- установку четких размеров и границ стройплощадки;
- максимальную сохранность на территории строительной площадки растительного слоя грунта, деревьев и кустарников;
- исключение неорганизованного движения строительных машин и автотранспорта по территории стройплощадки;
- складирование и хранение цемента, лакокрасочных материалов в специальных емкостях;
- организацию специальных площадок для ремонта и обслуживания строительных машин и автотранспорта (заправка горюче-смазочными материалами и т.п.);
- организацию специальных мест и емкостей для сборки строительного мусора.

Здание является жилым, поэтому вредных выбросов в атмосферу нет.

Характеристика объекта

Возводимый объект – здание жилое, четырехэтажное имеет следующие размеры в плане $13,22 \times 19,58$ м.

- площадь возводимого здания $254,2 \text{ м}^2$
- площадь застройки 3294 м^2
- протяженность временных дорог – 184 м
- ширина временной дороги – 3,5 м
- площадь временных зданий и сооружений – $84,5 \text{ м}^2$

Охрана почвы

На всей территории участка застройки необходимо при строительстве произвести снятие растительного слоя толщиной 0,15 м до начала производства работ: на месте оставить необходимый объем грунта для использования в работах по озеленению, остальной объем заменить на обычную землю, используя растительный грунт на других объектах.

Организации, проводящие строительство, обязаны снимать и хранить природный слой почвы в целях использования его для рекультивации земель и повышения плодородия малопродуктивных угодий.

Расчет объема плодородного слоя:

$$V = h \cdot S = h \cdot (S_{зд} + S_{отмостки} + S_{дорог}),$$

$$S_{зд} = 254,2 \text{ м}^2; \quad S_{отмостки} = 65,6 \text{ м}^2; \quad S_{дорог} = 644 \text{ м}^2$$

Тогда объем снимаемого плодородного слоя составит:

$$V = 0,15 \cdot (254,2 + 65,6 + 644) = 144,6 \text{ м}^3$$

Охрана водного бассейна.

Возводимое здание оборудовано хозяйственно-питьевым водопроводом. Источником централизованного водоснабжения служит городской водопровод $\varnothing 100$ мм. Поверхностные сточные воды отводятся по рельефу с перехватом ливневой канализации. Сбор сточных вод производится в городскую канализацию $\varnothing 200$ мм.

Таким образом, данные мероприятия исключают возможность загрязнения водного бассейна.

Список используемой литературы

1. СНиП 11 -3-79** Строительная теплотехника, М, 1986
2. Пучков Ю.М., Гаврилов А.К. Проектирование жилого здания: Учебное пособие. - Пенза: ПГАСА. - 2000, 70с.
3. СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий.
4. СНиП 23-01-99 Строительная климатология.
5. СП 23-103-2003 Проектирование звукоизоляции ограждающих конструкций жилых и общественных зданий. М., 2004.
6. СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений. М.: Госстрой России, 1999.
7. Маклакова Т.Г. и др. Конструкции гражданских зданий: Учебное пособие для ВУЗов. - М.:Стройиздат,1986
8. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: Госстрой,1990.
9. СНиП 2.01.07-85* "Нагрузки и воздействия". Министерство Строительства Российской Федерации, Москва 1996г.
10. Беленя Е.И. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. – 6-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1986. – 560с., ил.
11. . СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. М.: 1985.
12. А.Н.Кузнецов, Н.В.Муратова. Примеры расчета и проектирования фундаментов: Учебное пособие. - Пенза. ПГАСА, 1999. - 40 с.: ил.
13. СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. М.: 1996.
14. . СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. М.: 1985.
15. СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. М.: 2005.
16. Пресняков А. В., Агафонкина Н. В. «Разработка технологической карты комплексного механизированного технологического процесса»; ПГУАС, 2004.
17. Григорьев А. В., Комаров В. А., Вдовина В. Я. «Выбор монтажных

приспособлений, оборудования и механизмов»; М.: ПГАСИ, 1996.

17. Ангизитов В. А. «Справочник строителя»; Том 2, М.: 1989.

18. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве», часть 1.

19. СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве», часть 2.

20. СНиП 12-01-2004. "Организация строительства"

21. СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции»

22. Экономика строительства. Под ред. И.С. Степанова- М.:Юрайт.1997.

22. Сафьянов А.Н., Абрамова В.Н., Щербакова Л.В. Методические указания к выполнению курсовой работы по курсу «Экономика строительства» для специальности 290300.-Пенза: ПГАСА, 2001.

23. Порядок определения сметной стоимости строительства сводных (договорных) цен на строительную продукцию в условиях развития рыночных отношений - М.: Госстрой РФ, 1994 г.

24. Экономика и управление недвижимостью: Учебник для вузов /Под общ. ред. П.Г.Грабового. Смоленск: изд-во «Смолин Плюс», М: изд-во «АСВ»,1999 г.

25. Гаевой А.Ф., Усик С.А. Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные и гражданские здания. Учеб. пособие для вузов /Под ред. А.Ф. Гаевого. - Л. Стройиздат, Ленинградское отделение, 1987. - 267 с.

26. ТЕР 81-02-01-2001 Сборник 1. Земляные работы

27. ТЕР 81-02-07-2001 Сборник 7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные.

28. ТЕР 81-02-06-2001 Сборник 7. Бетонные и железобетонные конструкции

монолитные.

29. ТЕР 81-02-08-2001 Сборник 8. Конструкции из кирпича и блоков.

30. ТЕР 81-02-10-2001 Сборник 10, Деревянные конструкции.

31. ТЕР 81-02-11-2001 Сборник 11. Полы.

32. ТЕР 81-02-12-2001 Сборник 12. Кровля.

33. ТСЦм Сборники 1-4 2001.

СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве Часть 1. Общие

требования».

34. СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство».

35. СП 12-136-2002 «Безопасность труда в строительстве. Решения по охране труда и промышленной безопасности в проектах организации строительства и проектах производства работ».

36. ГОСТ 12.1.046-85 ССБТ. Строительство. «Нормы освещения строительных площадок».

37. ГОСТ 12.4.059-89. ССБТ. Строительство. «Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия».

38. ГОСТ 22853-86 «Здания мобильные инвентарные. Общие технические условия».

39. ГОСТ 25957-83 «Здания и сооружения мобильные инвентарные. Классификация».

40. ГОСТ 23407-78 «Ограждения инвентарных строительных площадок и участков производства строительно-монтажных работ. Технические условия».

41. ГОСТ 24258-88 «Средства подмащивания. Общие технические условия».

42. ГОСТ 24259-80 «Оснастка монтажная для временного закрепления и выверки конструкций зданий. Классификация и общие технические требования».

43. ГОСТ 26887-86 «Площадки и лестницы для строительно-монтажных работ. Общие технические условия».

44. ГОСТ 28012-89 «Подмости передвижные сборно-разборные. Технические условия».

45. ППБ 105-2003 «Правила пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ».

46. ПБ 10-382-00 «Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».

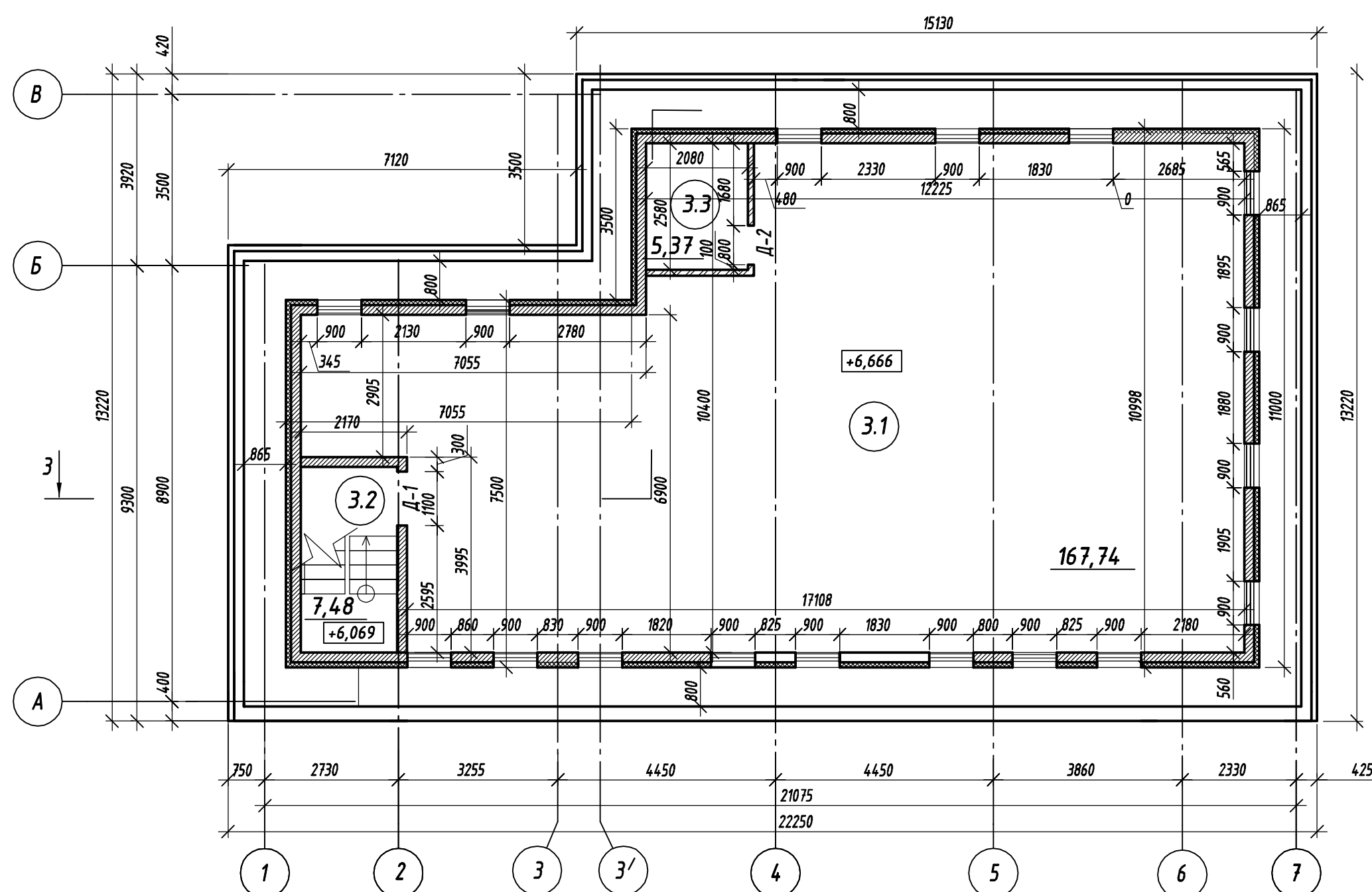
47. Коптев Д.В. и др. «Безопасность труда в строительстве». – М.:

АСВ.2003 – 351с.

48. Домке Э.Р., Чичкова В.К. «Средства обеспечения безопасности труда рабочих – строителей». Альбом схем. – М.: АСВ.1999

49. Руководство по учету техники безопасности и производственной санитарии в проектах производства работ. – М.: Стройиздат, 1980 - 62с

План антресольного этажа

[illegible]

Номер помещения	Наименование помещения	Площадь, кв.м	Кат. пом.
0.1	Торговый зал	164,8	
0.2	Административное помещение	30,9	
0.3	Лестничная площадка	12,51	
0.4	Техническое помещение	41,3	
1.1	Торговый зал	172,55	
1.2	Лестничная площадка	27,75	
1.3	Лестничная площадка	12,51	
1.4	Котельная	9,4	
1.5	Лестничная площадка	4,97	
1.6	Санузел	5,37	
2.1	Торговый зал	209,97	
2.2	Лестничная площадка	27,85	
2.3	Санузел	7,03	
3.1	Торговый зал	167,74	
3.2	Лестничная площадка	7,48	
3.3	Санузел	5,37	
	ИТОГО	907,5	

Зад. каф.	Лысая Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130878-17		
Руководитель	Жуков			Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва		
БДЛ	Развиных					
Арх-ра	Викторова			Архитектура		
Конструкц.	Жуков					
ОиФ	Глухов			Статия	Лист	Листов
ТОСП	Азафонкина			ВКР	1	8
Экономика	Сафьянов			Позтажные планы, план кровли		
НИР	Жуков					
Н.контр	Жуков					
Гл.инжен	Албузов			Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ-1-41		

$+10,710$
 $-8,645$
 $+7,516$
 $+5,478$
 $+4,328$
 $+2,029$
 $+0,879$

$+10,710$
 $+8,645$
 $+7,516$
 $+5,478$
 $+4,328$

Architectural elevation drawing of a building facade. The drawing shows a symmetrical facade with a central entrance and four windows. The entrance is marked with a height of +2.166. The roof is marked with a height of +3.512. The total width of the facade is 12400. The drawing is labeled with 'A' and 'B' at the bottom corners.

[illegible]

Керамогранит - 8 мм
Плиточный клей - 10 мм
Бетонная стяжка - 30 мм
Ж/Б плита по несъемной опалубке
Металлические балки перекрытия

Керамогранит - 8 мм
Плиточный клей - 10 мм
Бетонная стяжка - 70 мм
Гидроизоляция
Существующие бетонные полы

Профнастил НС 44-1000-0.8 по Г
Гидроизоляция - 1 слой гидростеклоизол
Разрезанная обрешетка из досок
Контрбрус 40x40 мм
Парогидроизоляция - 1 слой из Фенра Ф-1

Уровни полов:
 +0,710
 +8,645
 +7,516
 +5,478
 +4,328
 +2,166
 -0,340
 -1,430
 -3,350
 -3,850

Уровни полов:
 +7,516
 +5,478
 +4,328
 +2,029
 +0,879
 -0,340

Детали:
 100, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1300, 1400, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900, 2000, 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000, 3100, 3200, 3300, 3400, 3500, 3600, 3700, 3800, 3900, 4000, 4100, 4200, 4300, 4400, 4500, 4600, 4700, 4800, 4900, 5000, 5100, 5200, 5300, 5400, 5500, 5600, 5700, 5800, 5900, 6000, 6100, 6200, 6300, 6400, 6500, 6600, 6700, 6800, 6900, 7000, 7100, 7200, 7300, 7400, 7500, 7600, 7700, 7800, 7900, 8000, 8100, 8200, 8300, 8400, 8500, 8600, 8700, 8800, 8900, 9000, 9100, 9200, 9300, 9400, 9500, 9600, 9700, 9800, 9900, 10000

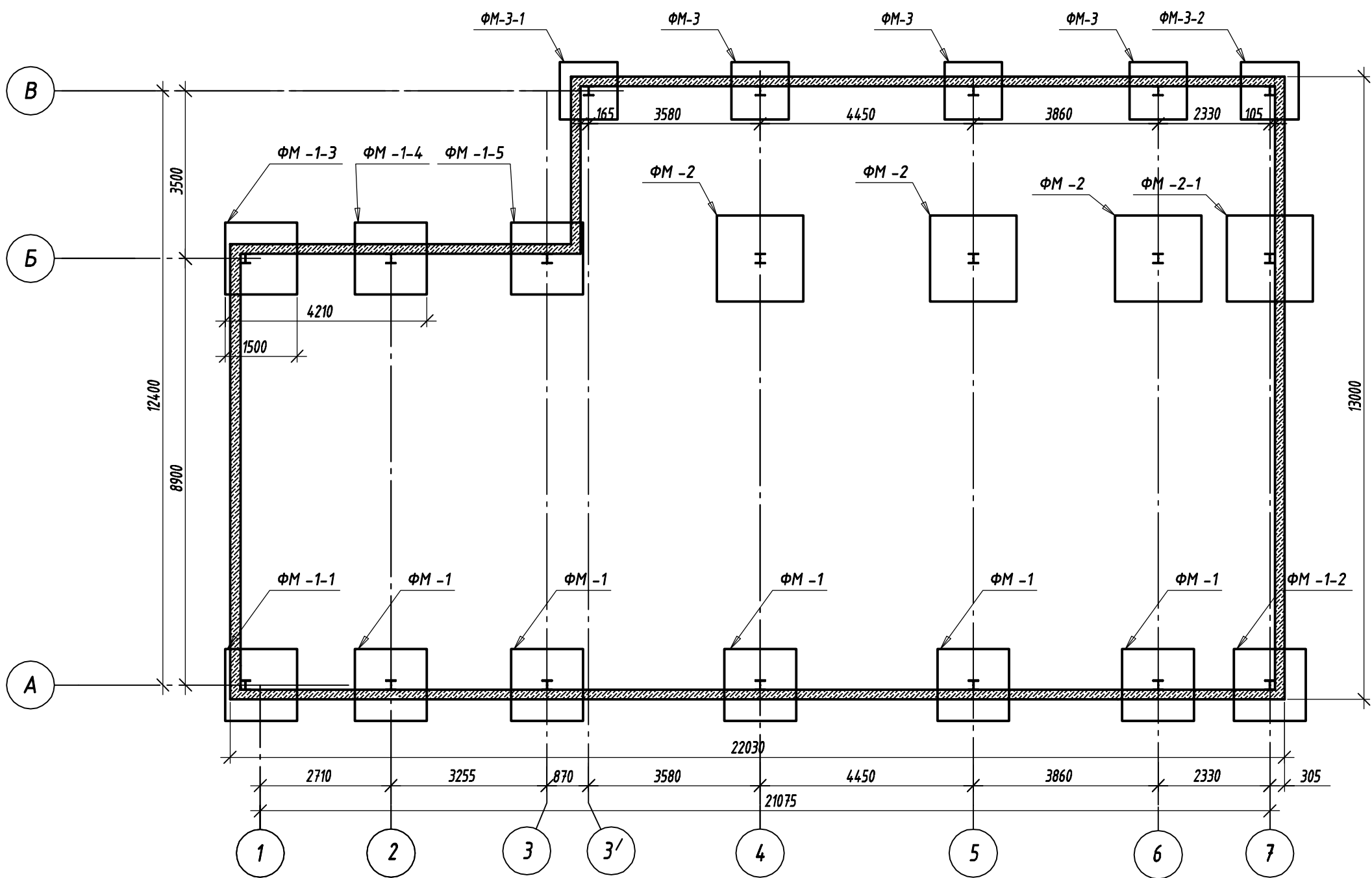
Керамогранит – 8 мм
 Плиточный клей – 10 мм
 Бетонная стяжка – 30 мм
 Ж / б плита по несущей опалубке
 Металлические балки перекрытия

Керамогранит – 8 мм
 Плиточный клей – 10 мм
 Бетонная стяжка – 70 мм
 Гидроизоляция
 Существующие бетонные полы

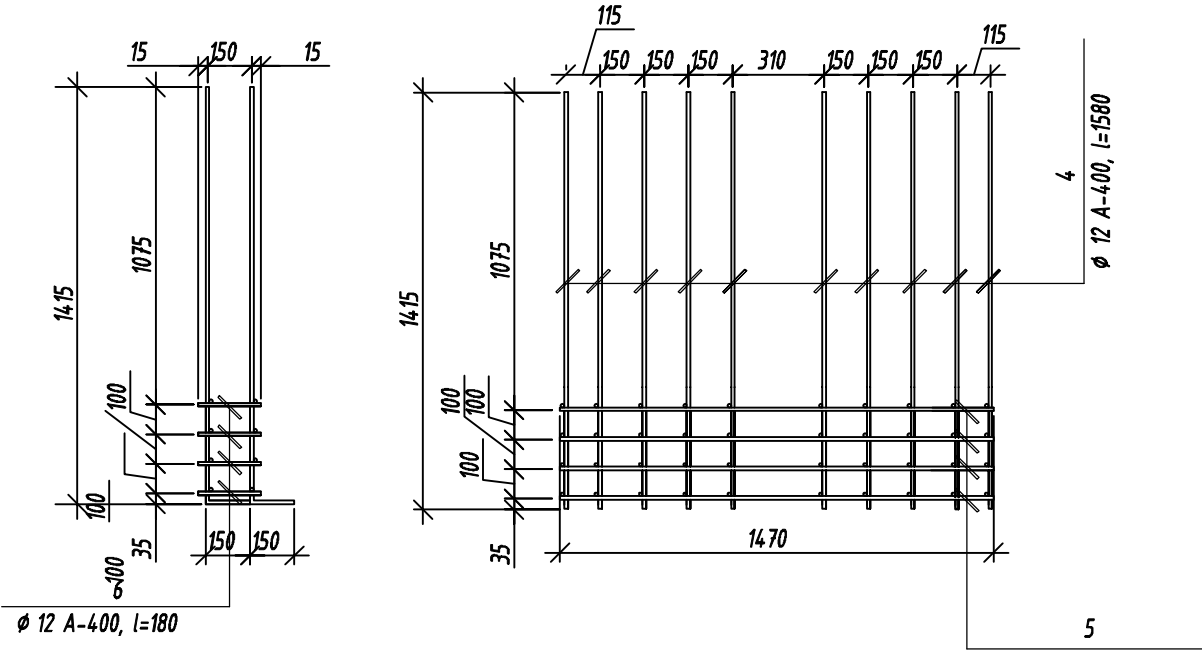
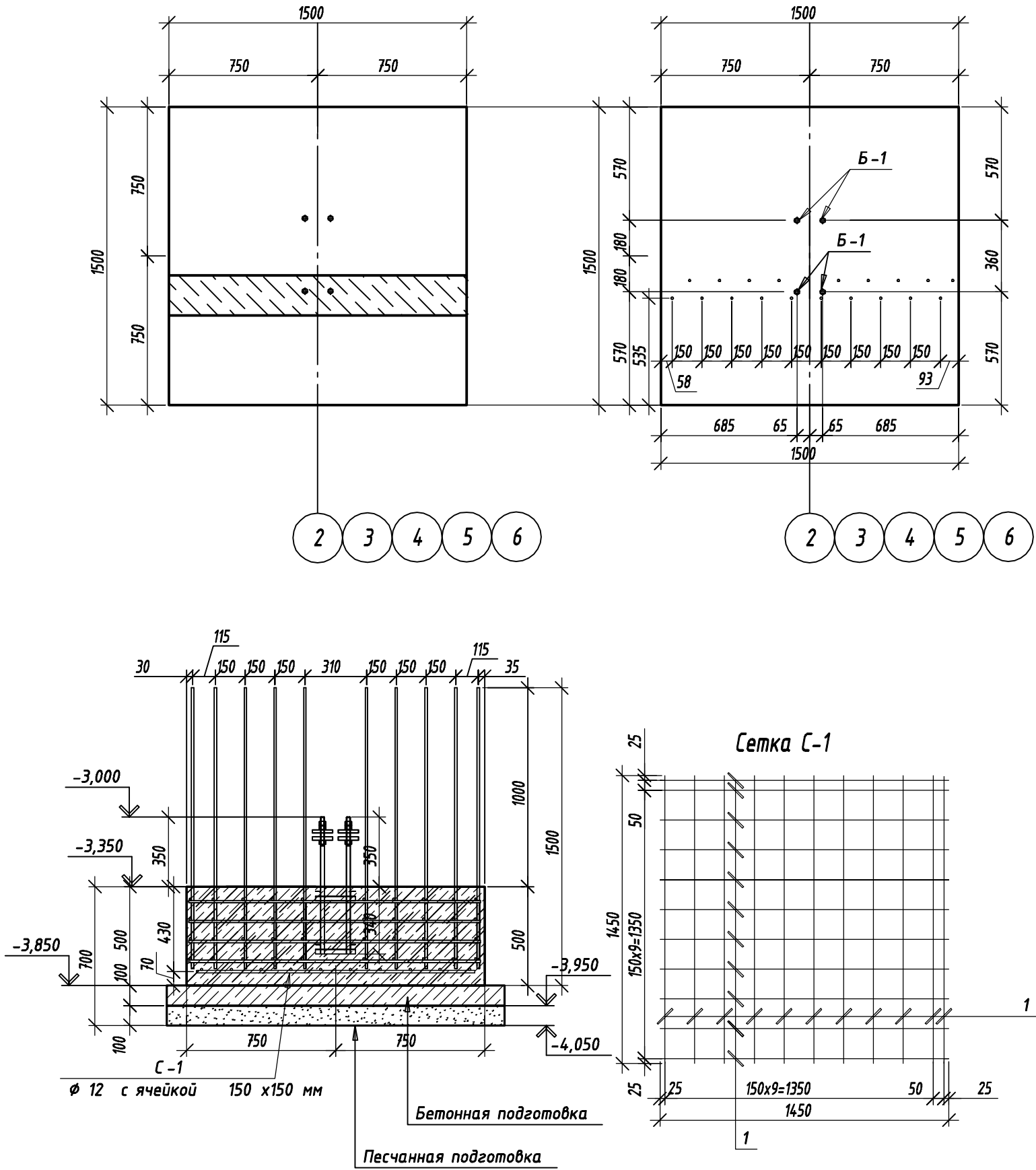
Профнастил НС 44-1000-0,8 по ГОСТ 24045-94
 Гидроизоляция – 1 слой гидростеклоизола
 Разреженная обрешетка из досок толщиной 32 мм
 Контрбрус 40 х40 мм
 Парогидроизоляция – 1 слой изоспан – D
 Ферма Ф-1

Зав. каф.	Ласьков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130878-17				
Руководитель	Жуков			Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва				
Б.К.Д.	Раздвина							
Арх-ра	Викторова							
Конструкц.	Жуков							
Опф.	Глухов			Архитектура		Стандия	Лист	Листов
ТОСП	Асафюкина					ВКР	2	8
Экономика	Сафьянов							
НИР	Жуков			Фасады, разрезы		Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ-41		
Н.контр.	Жуков							
Гидротехн.	Алзулов							

План устройства монолитных фундаментов и стен подвала

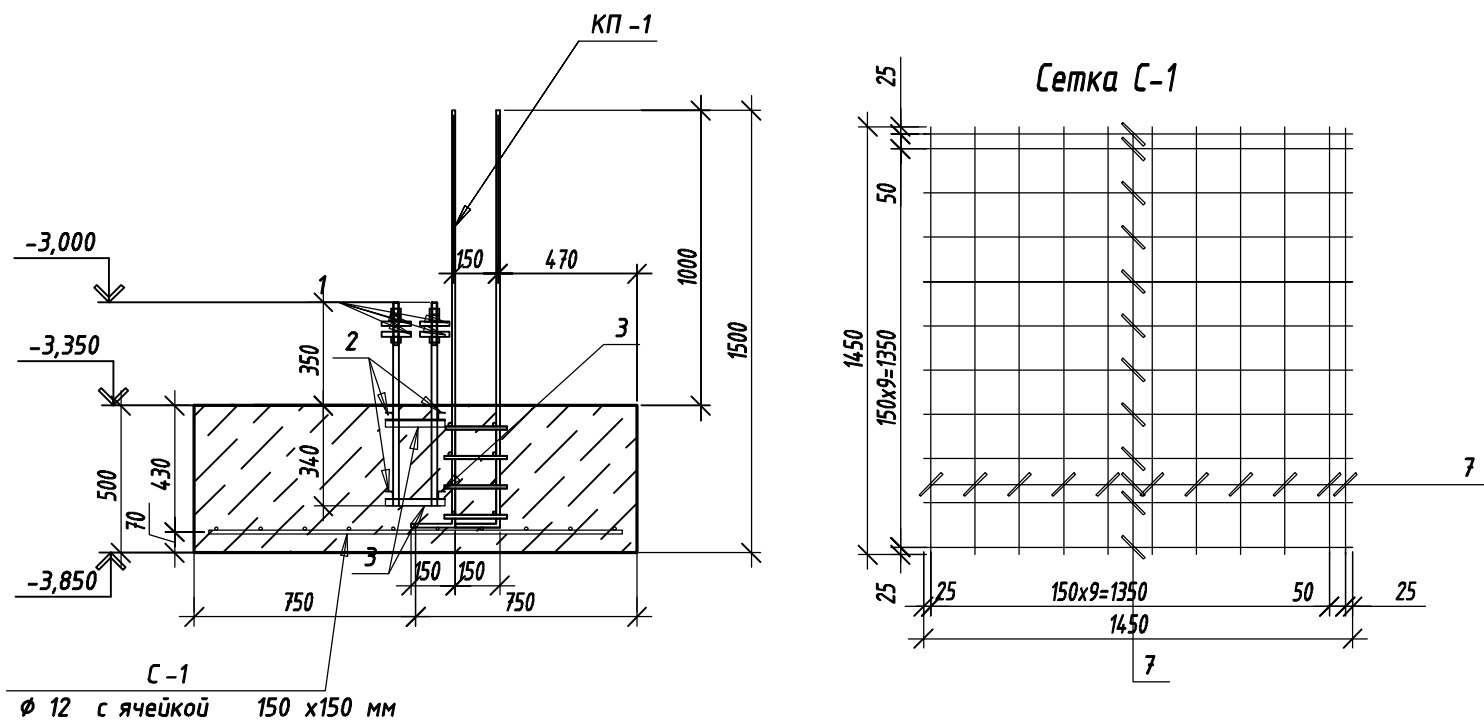
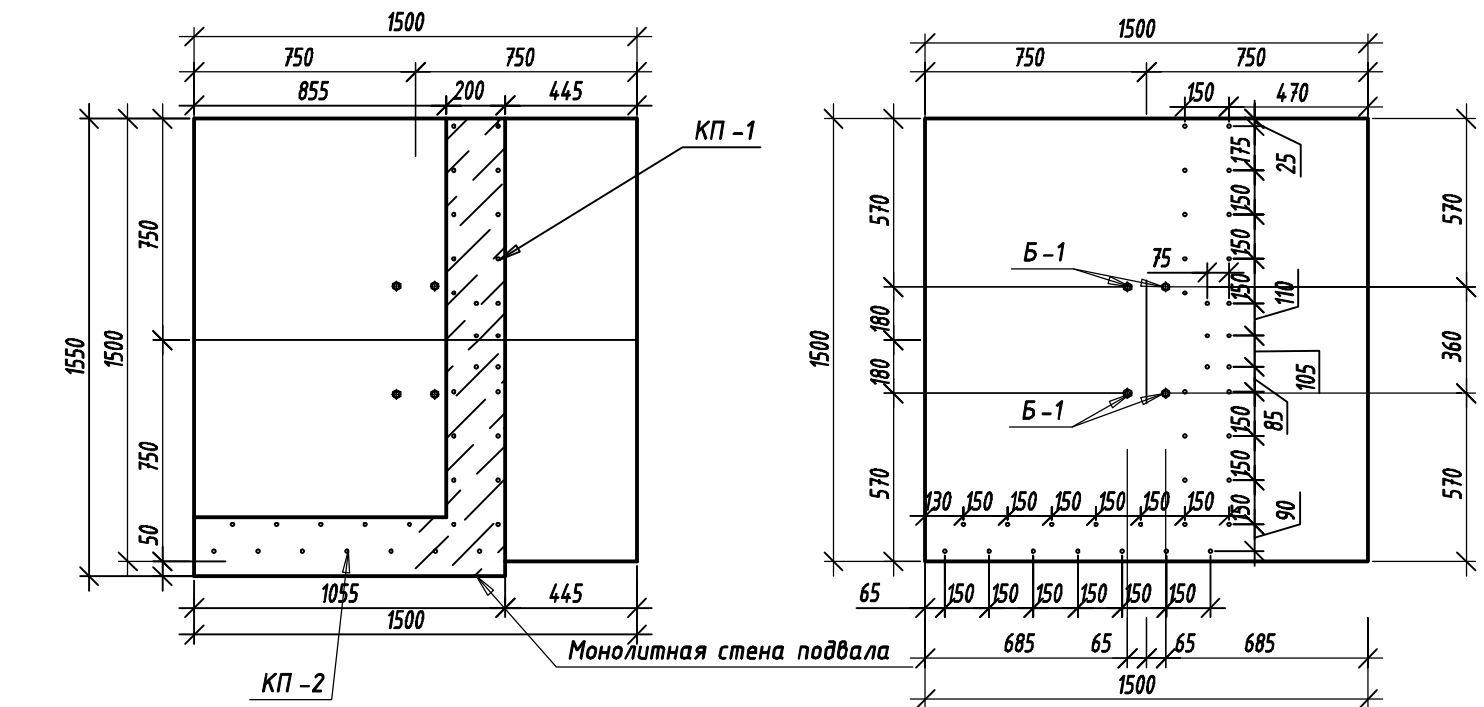


Фундамент ФМ-1. Опалубка. Армирование

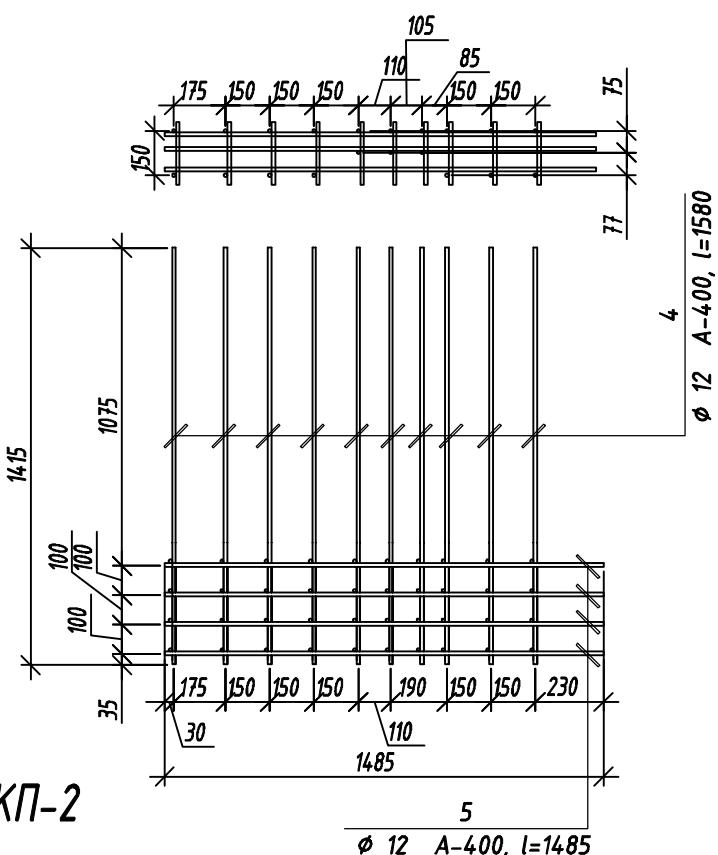


Фундамент ФМ-1-2. Опалубка. Армирование

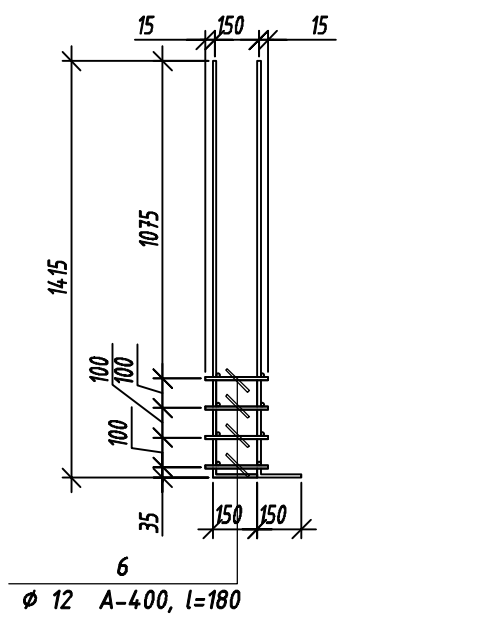
Схема расстановки болтов и закладных стержней



КП-1

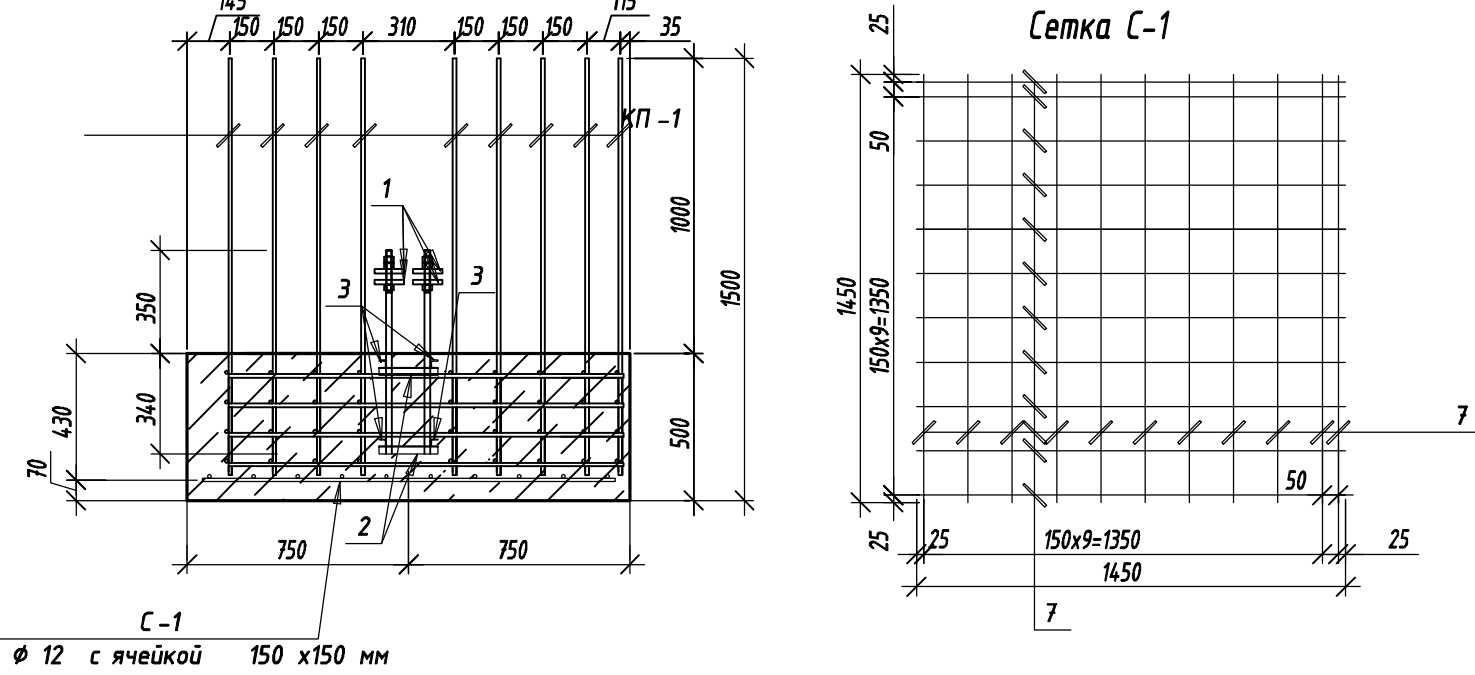
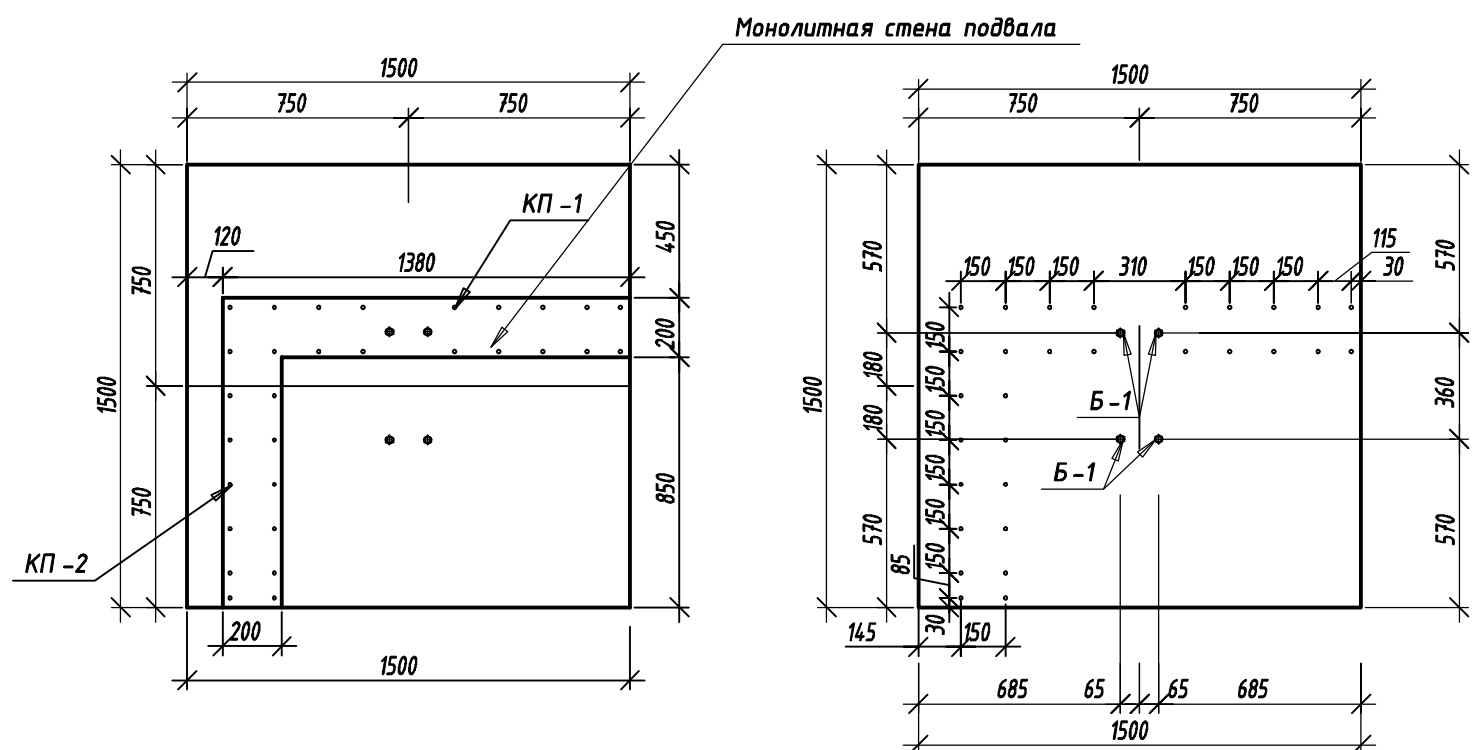


КП-2

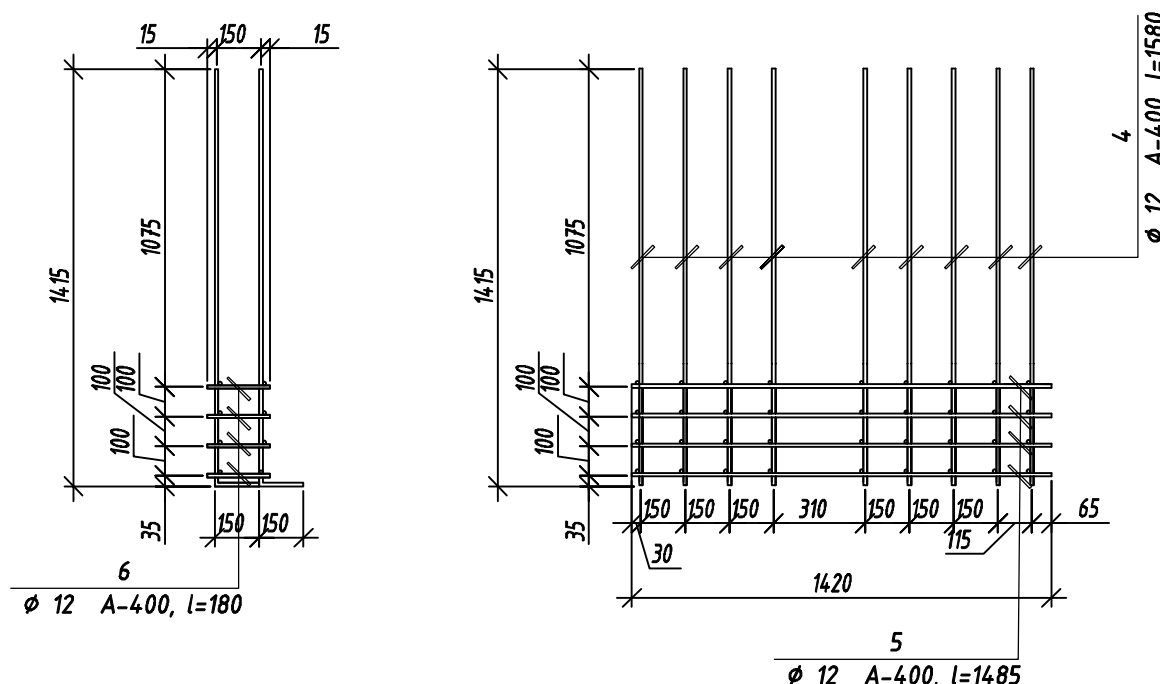


Фундамент ФМ-1-3. Опалубка. Армирование

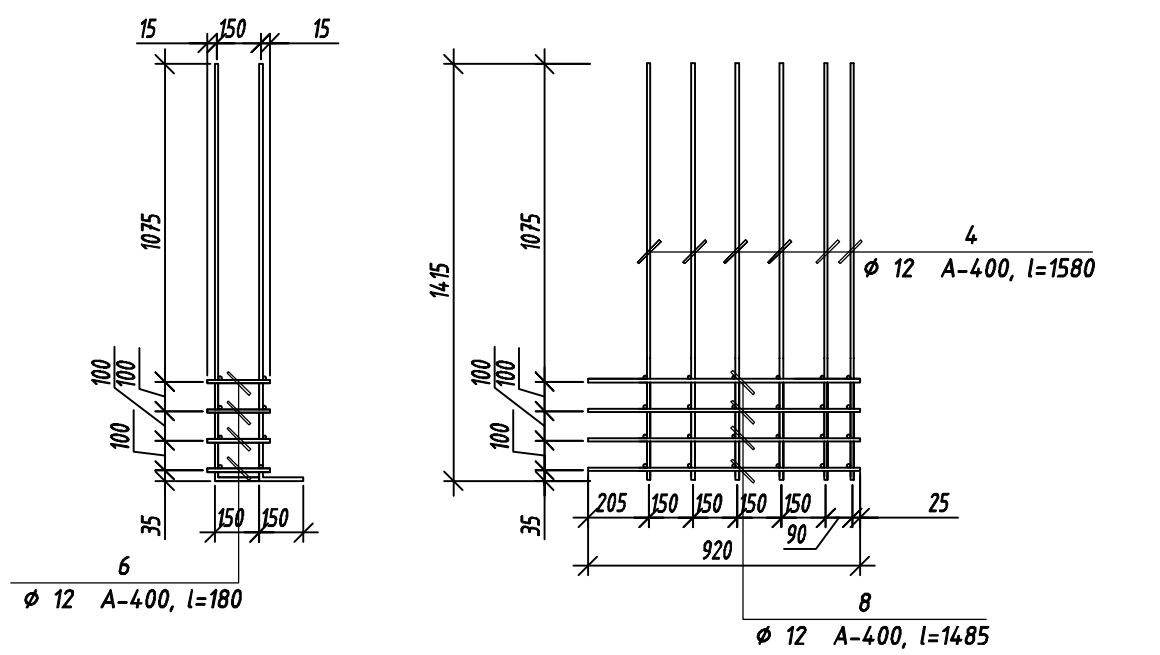
Схема расстановки болтов и закладных стержней



КП-1



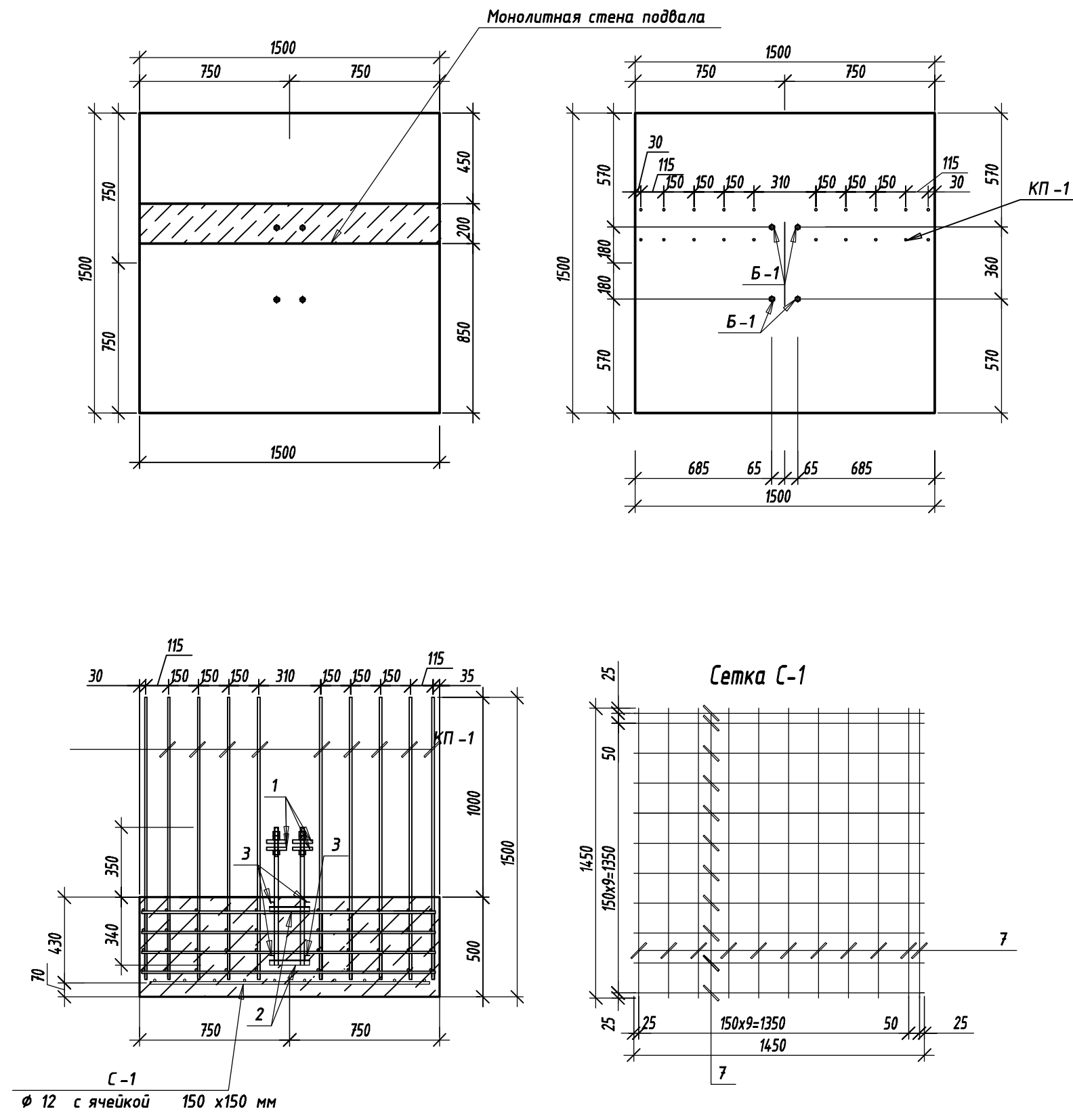
КП-2



Зав. каф.	Ласков Н.Н.				
Руководитель	Жуков				
БЖД	Разживина				
Арх-ра	Викторова				
Конструк.	Жуков				
ОиФ	Глухов				
ТОСП	Агафонкина				
Экономика	Сафьянов				
НИР	Жуков				
Н.контр	Жуков				
Студент	Абдулова				

ВКР-2069059-08.03.01-130878-17					
Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва					
Фундаменты				Стадия	Лист
ВКР				3	8
План фундаментов. ФМ-1				Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ1-41	

Фундамент ФМ-1-4. Опалубка. Армирование



Фундамент ФМ-2-1. Опалубка. Армирование

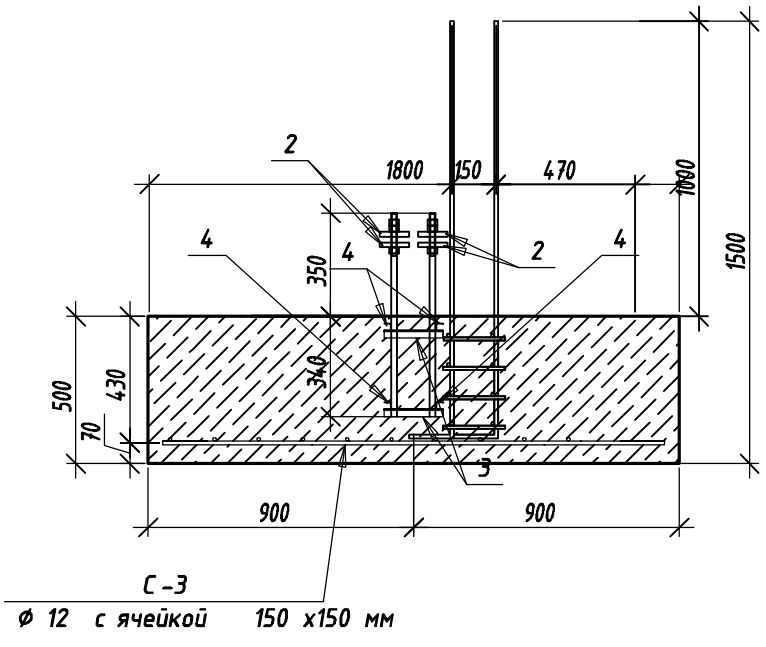
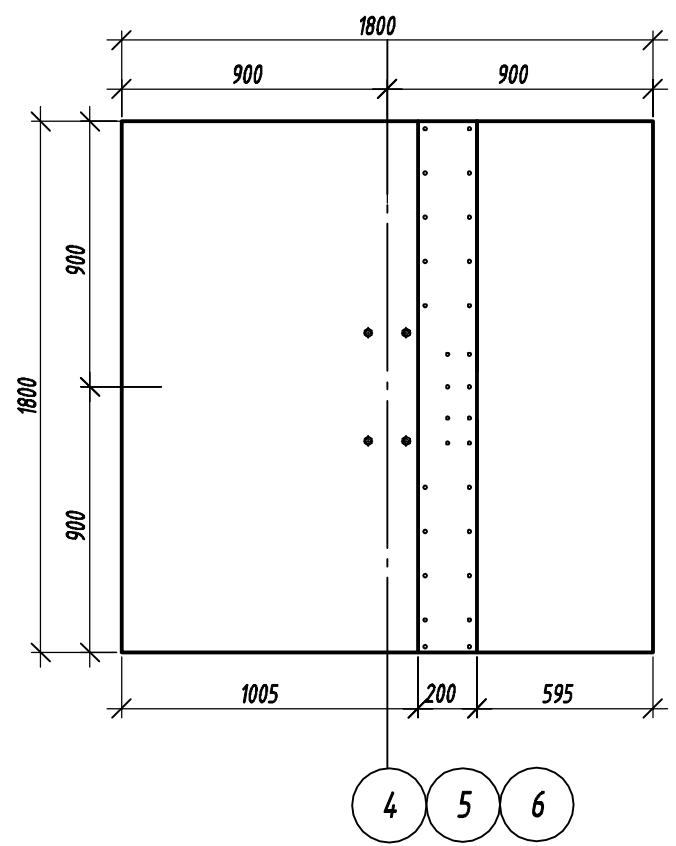
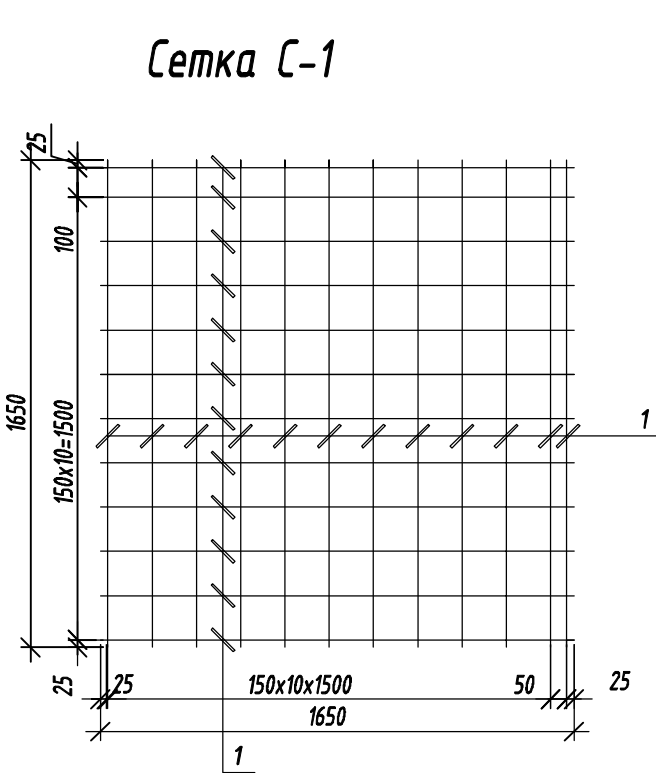
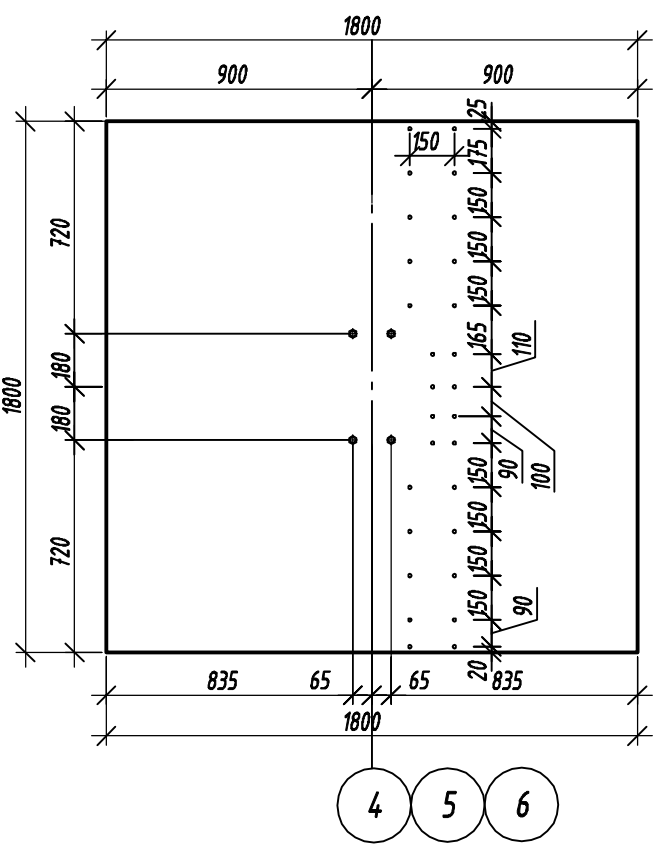
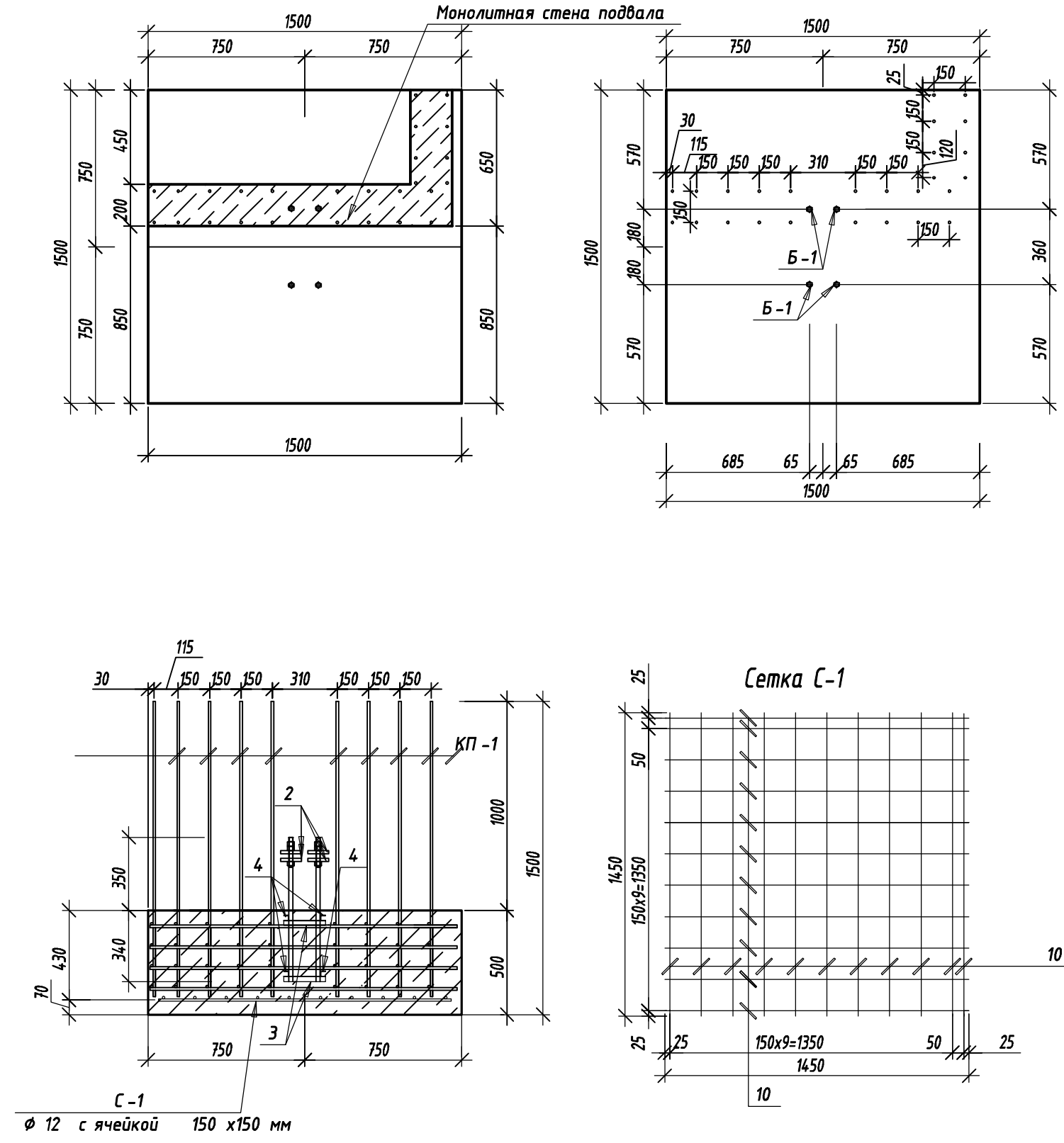


Схема расстановки болтов



Фундамент ФМ-1-5. Опалубка. Армирование



Фундамент ФМ-3. Опалубка. Армирование

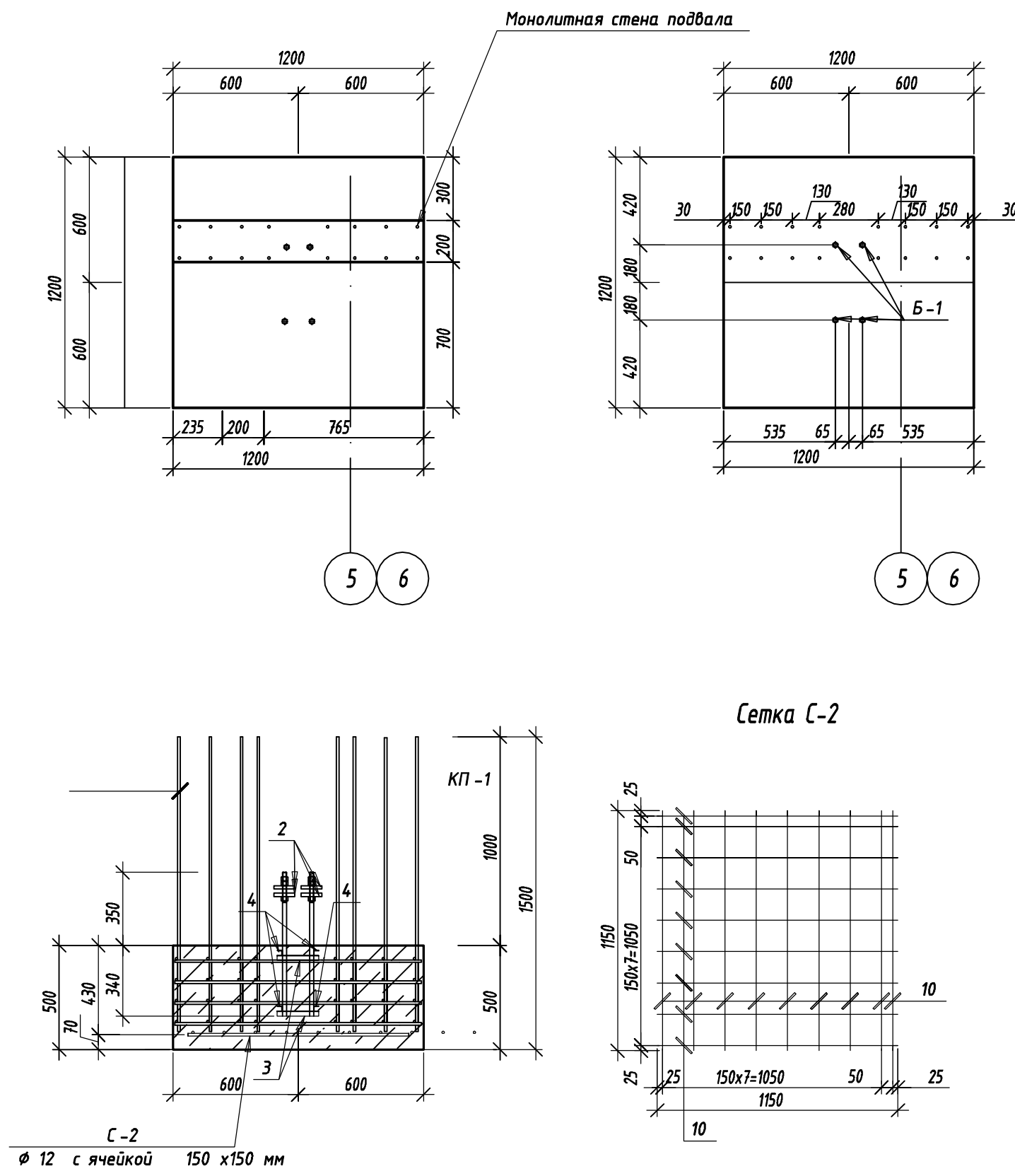
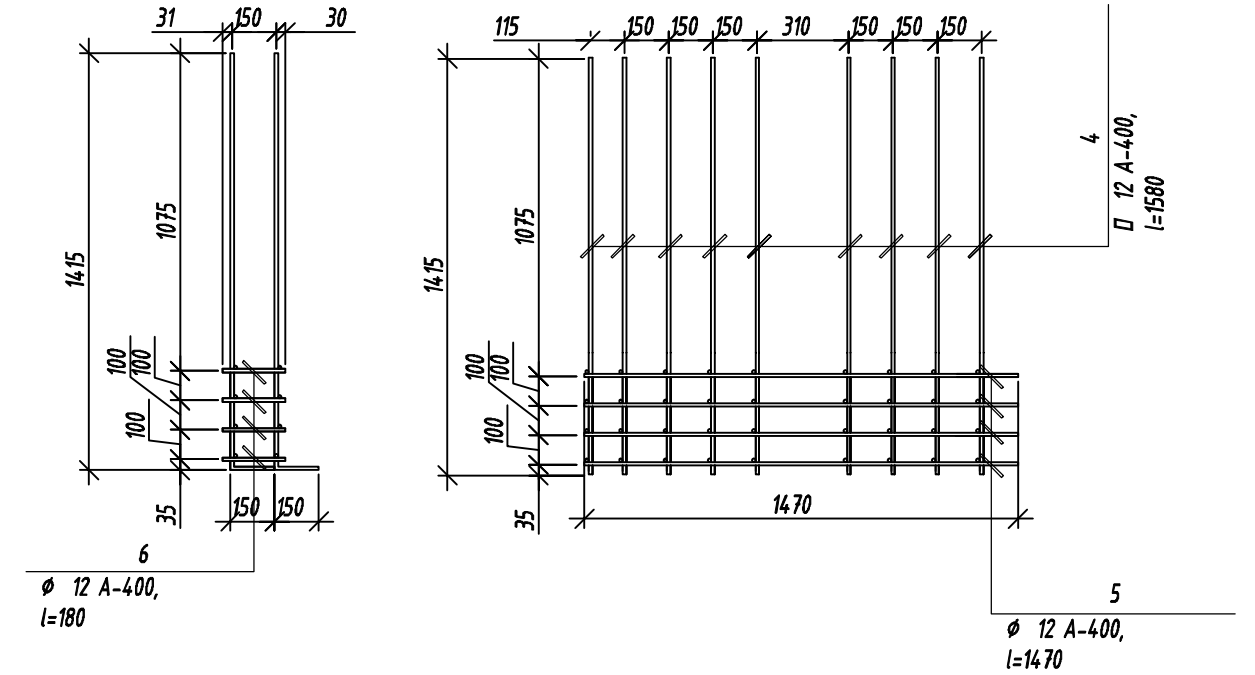
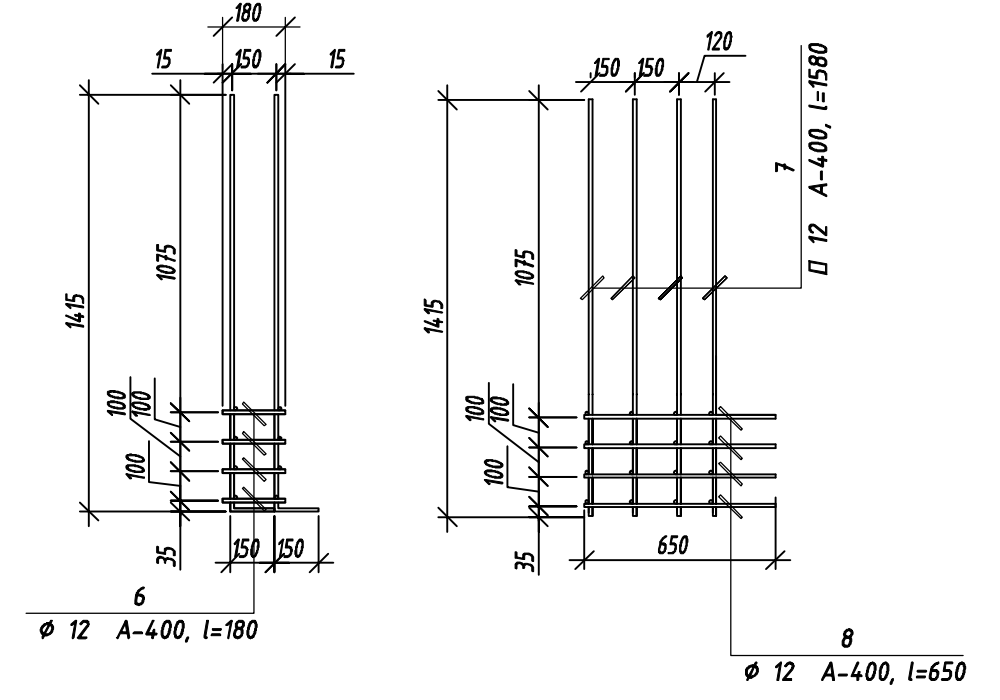


Схема расстановки болтов и
закладных стержней

КП-1

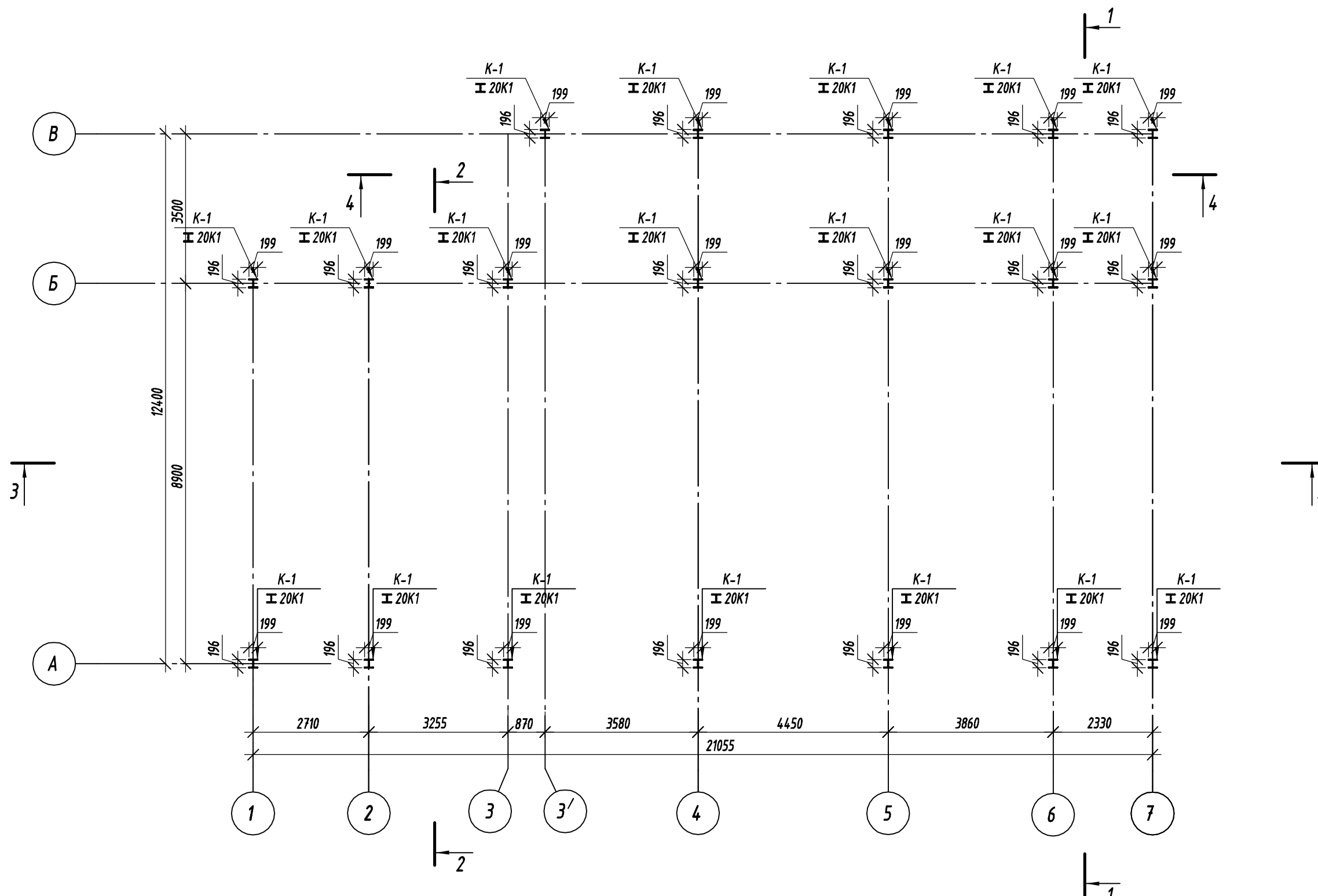


КП-2

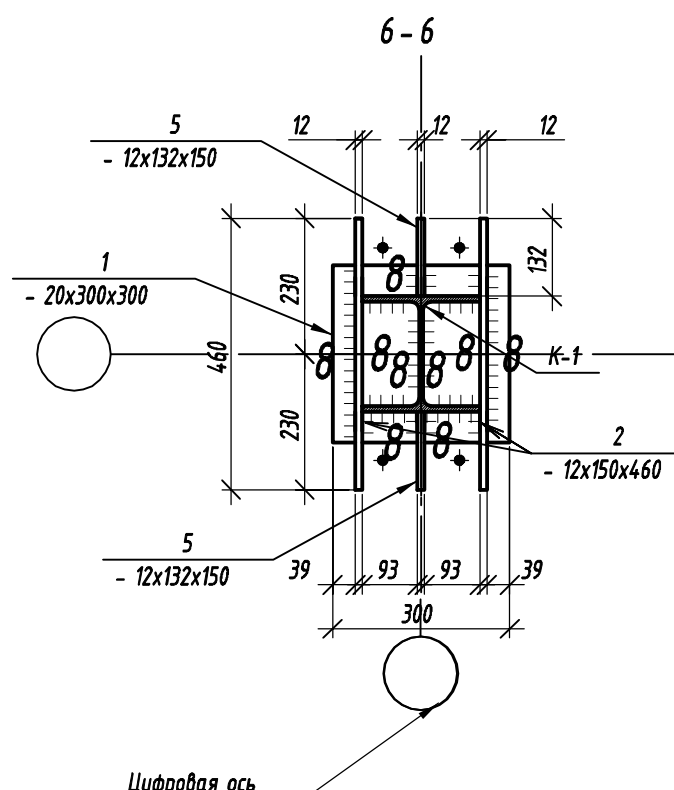
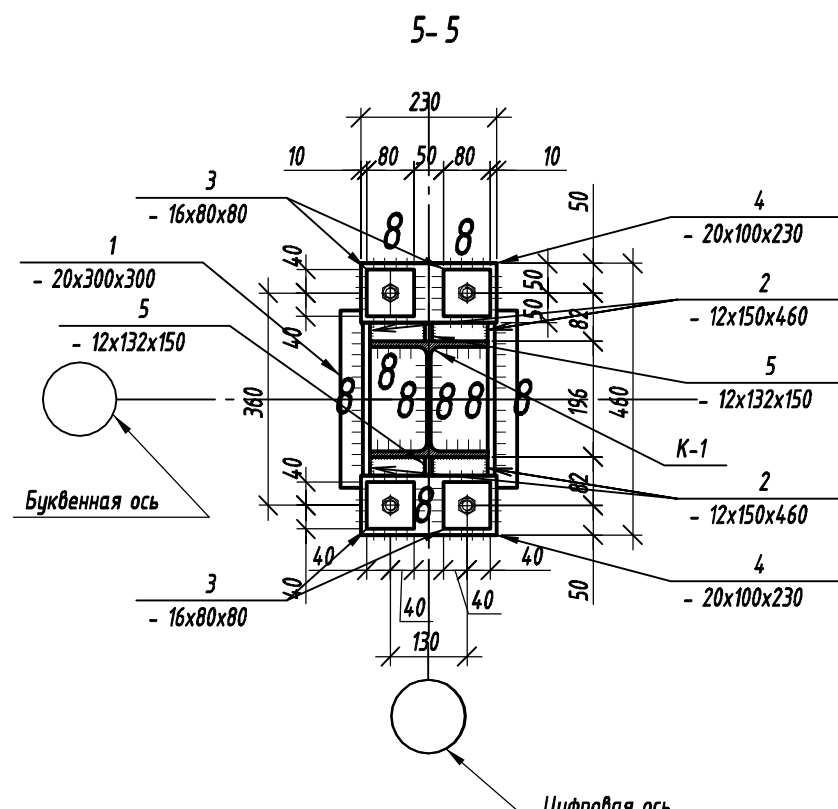
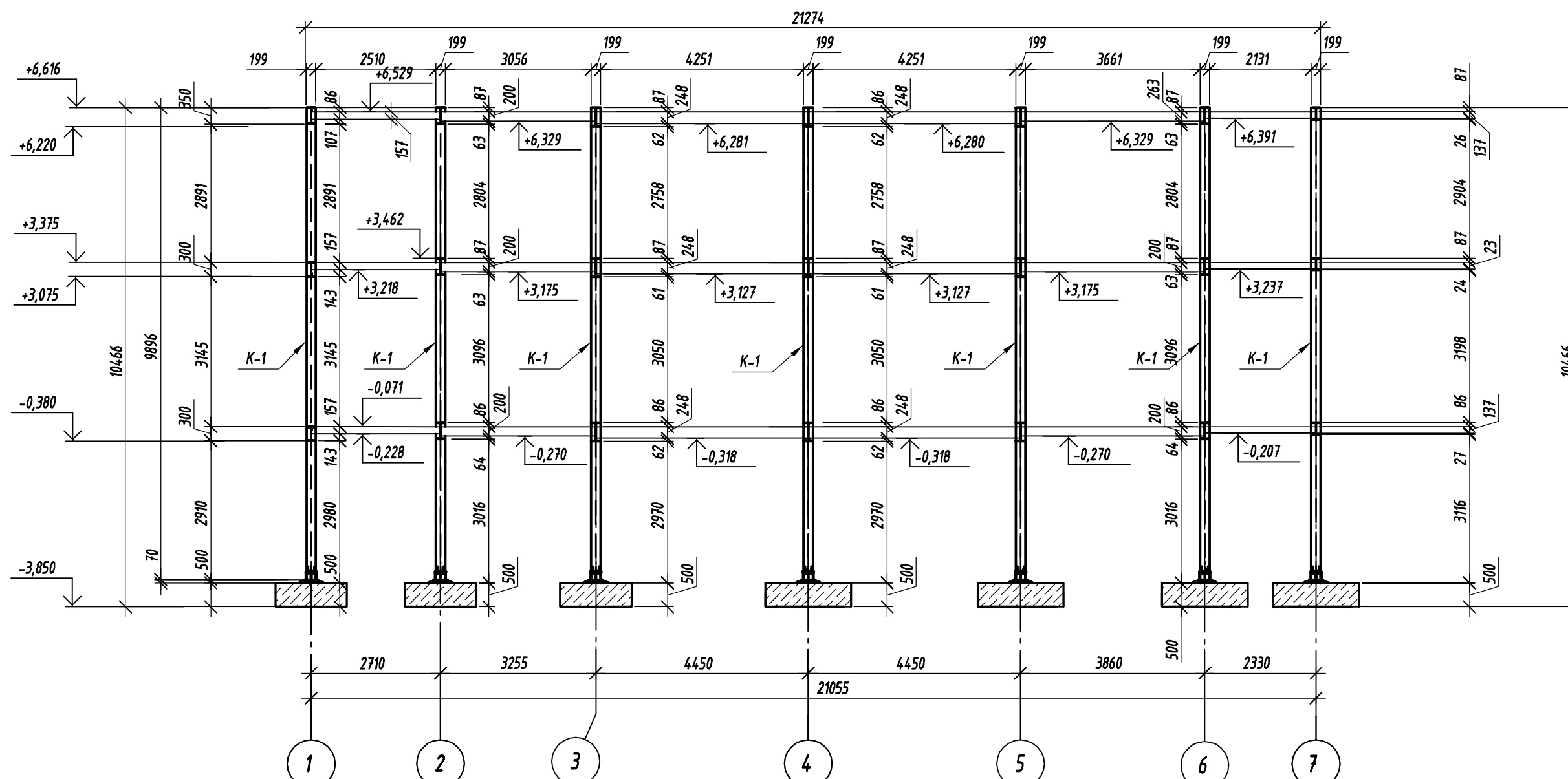


Зав. каф. Руководитель	Ласков НН Хужов			ВКР-2069059-08.03.01-130878-17		
Б.Д.	Разводина			Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва		
Арх-ра	Викторова					
Конструкц.	Хужов			Фундаменты		
ОиФ	Глухов					
ТОСП	Азарфонкина			Итада		
Экономика	Софьянов					
НИР	Хужов			ВКР		
Н.контр	Хужов					
Студент	Агузова			Лист		
				Листов		
				ФМ-1-4, ФМ-1-5, ФМ-2-1, ФМ-3		
				Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ-41		

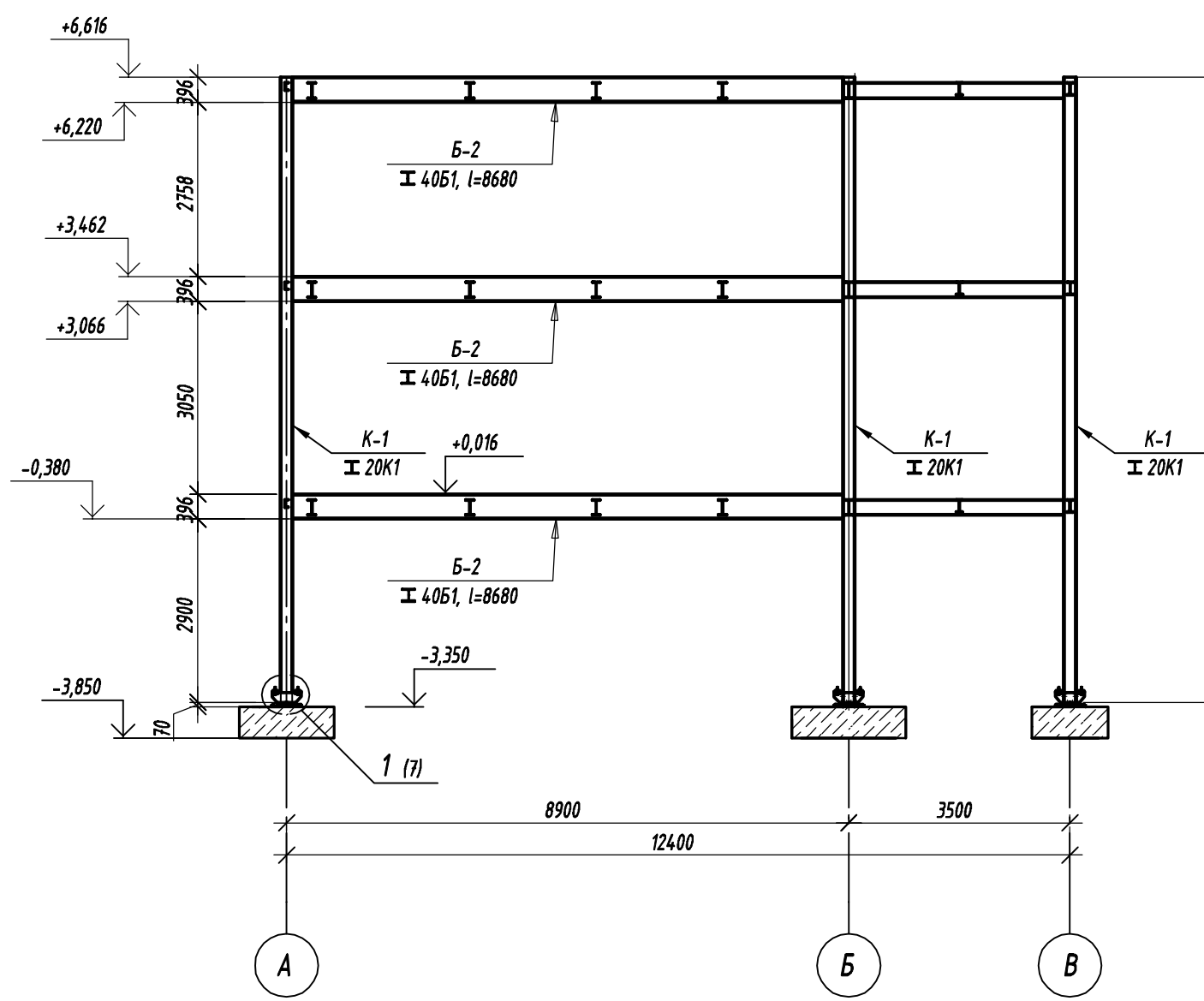
Монтажная схема колонн К-1



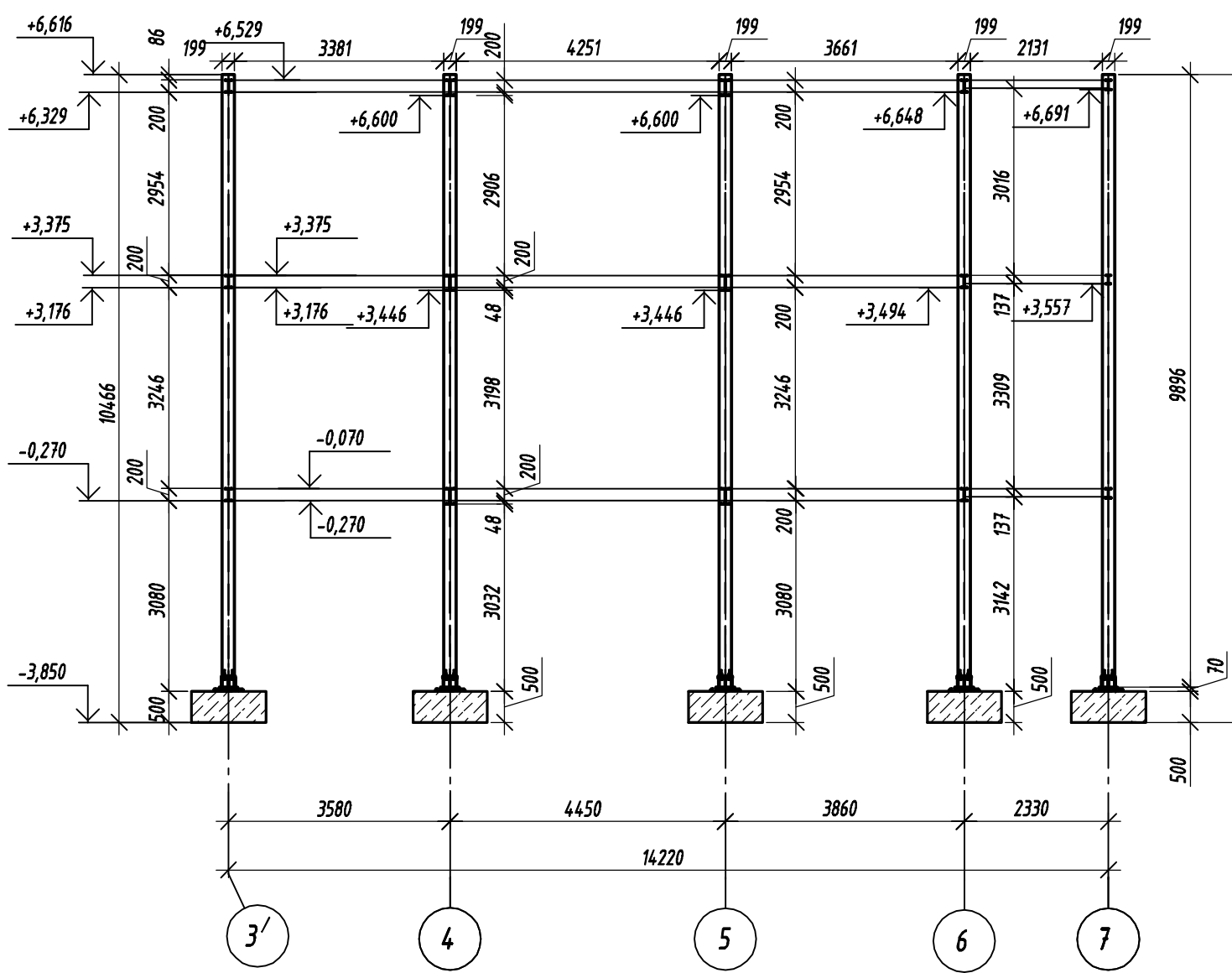
3-3



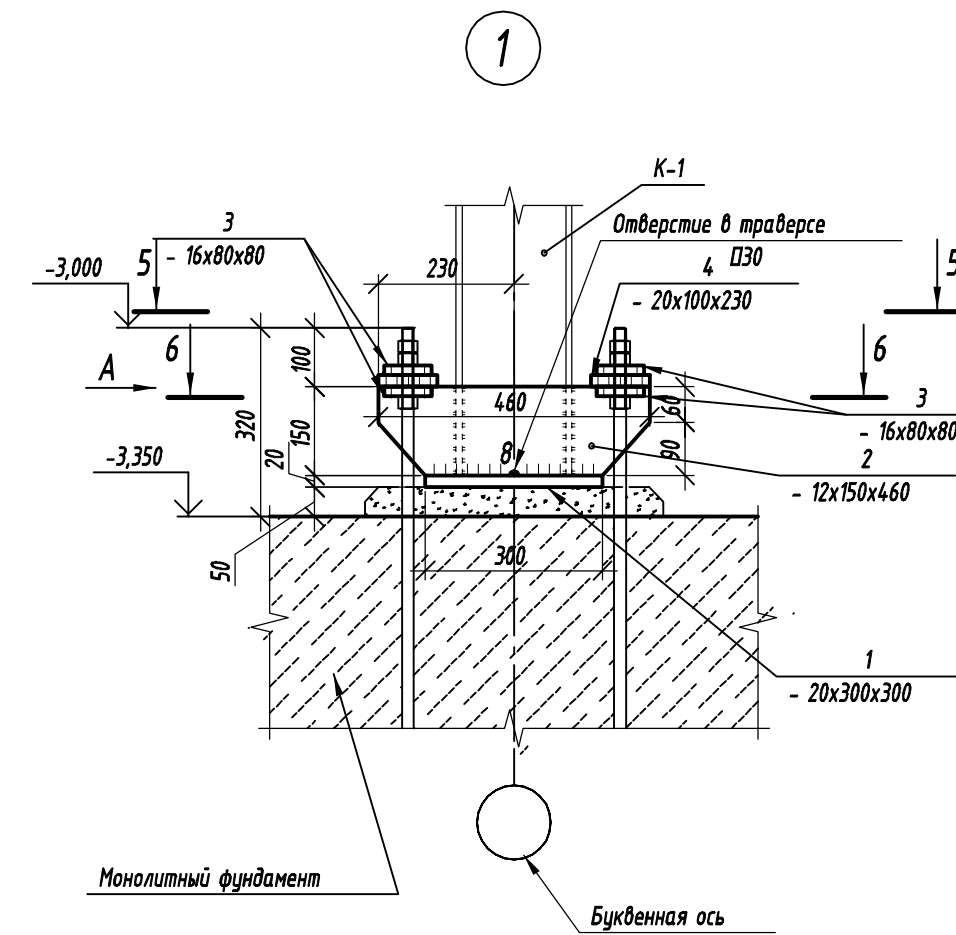
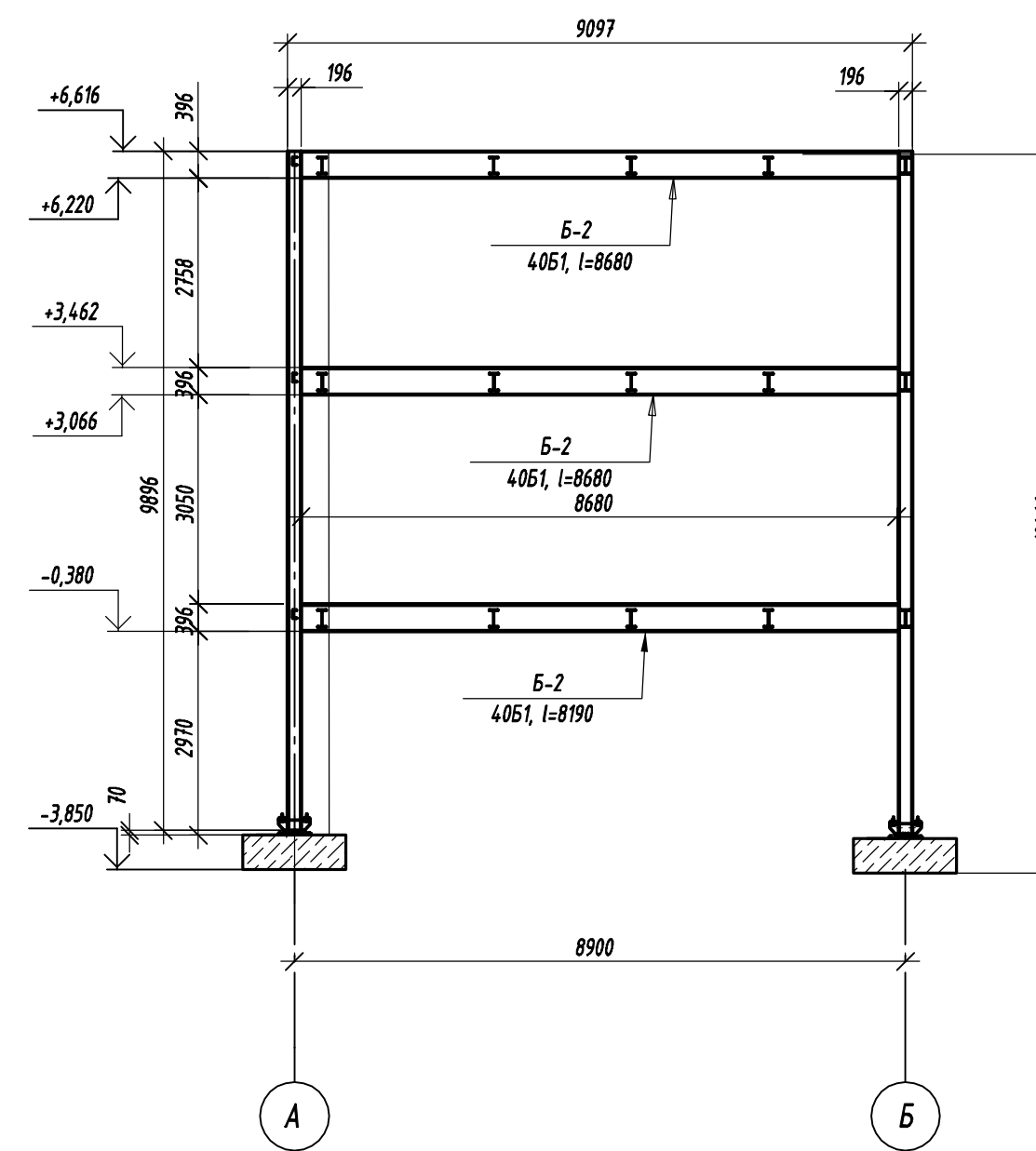
1-



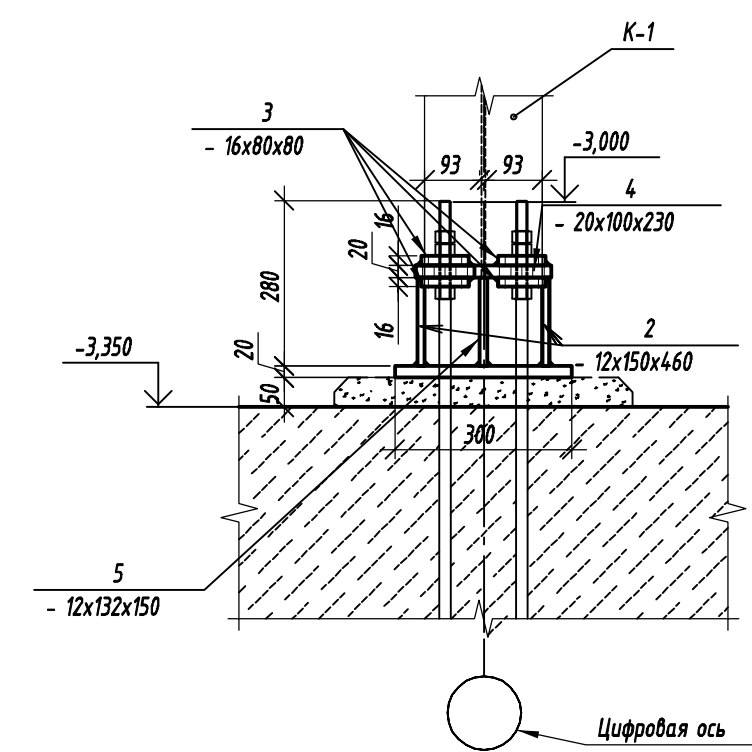
4-



2-



Buc



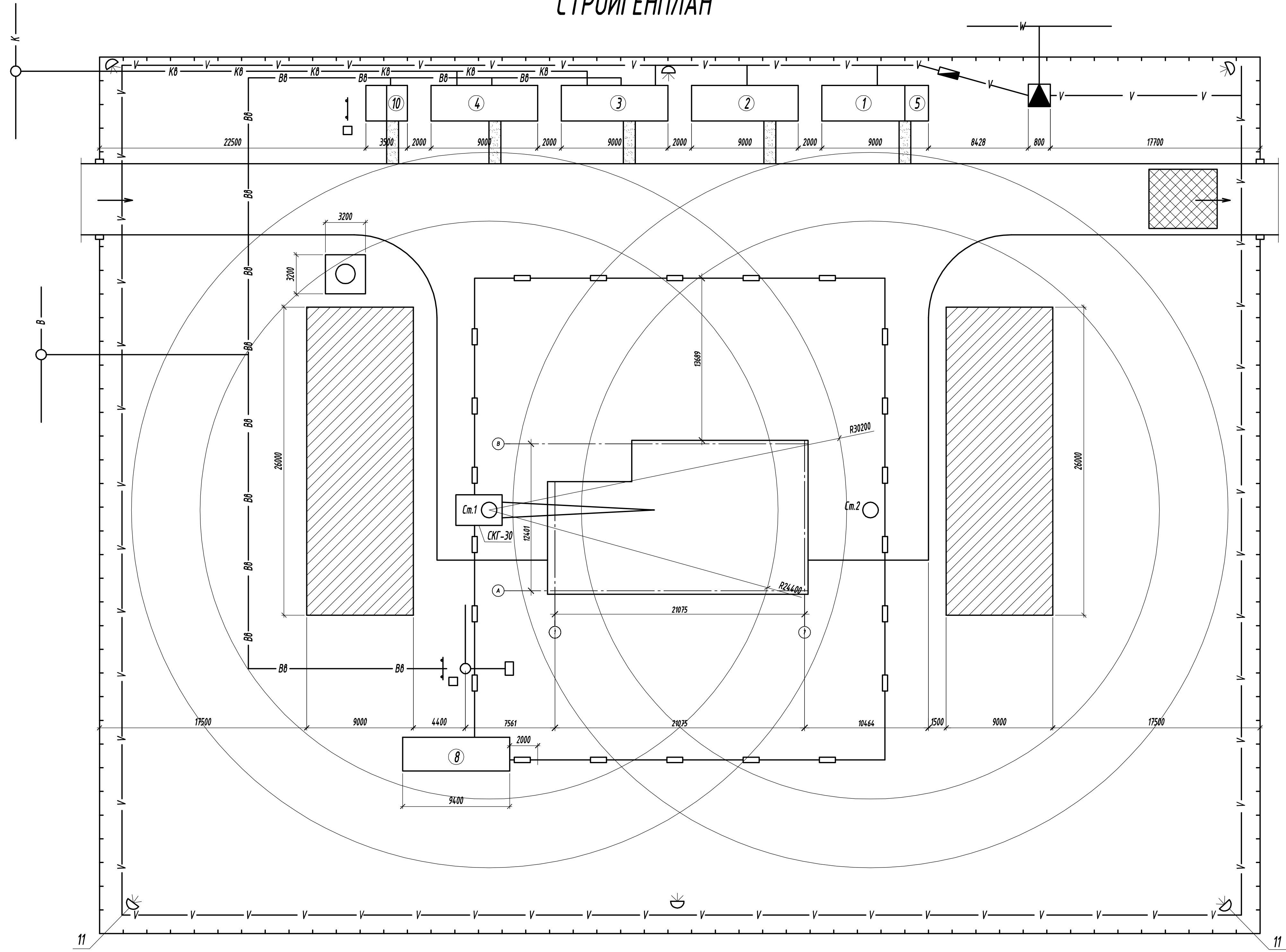
Зав. каф. Руководитель	Ласковый Н.Н. Жуков				ВКР-2069059-08.03.01-130878-17			
Б.Д. Арх-ра Конструкц.	Развижина Викторова Жуков				Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва			
Опф ТОСП	Глухов Агафонкина							
Экономика	Сафьянов				Конструкции	Стация	Лист	Листов
НИР Инжнтр Сметн	Жуков Жуков Глухов					ВКР	5	8
					Монтажная схема колонн	Пензенский ГУАС, каф. СК эл. СТ-1, 41		

[illegible][illegible]

Technical drawing of a reinforced concrete slab (ГБ) with an I-beam reinforcement. The drawing shows a cross-section of the slab with a central I-beam. Dimensions include a total width of 1500 mm (L 90x6, l=150) and a central section width of 200 mm (L 90x6, l=200). The slab is supported by two walls, labeled 'БН' (foundation) and 'см. лист 6' (see sheet 6). A table on the left lists elevations for different levels: +6.529 for the 3rd floor, +3.375 for the 2nd floor, -0.070 for the ground level, and -1.0 for the basement level. The drawing is labeled 'ГБ' (reinforced concrete slab) and '4' (reinforcement bar).

Зав. каф. Руководитель	Ласьков Н.Н. Жуков			ВКР-2069059-08.03.01-130878-17		
БКИ	Разжинова			Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва		
Арх-ра	Викторова					
Конструкц.	Жуков			Конструкции		
Опф	Глухов					
ТОСП	Азавонокина			Стадия	Лист	Листов
Экономика	Сафьянов			ВКР	6	8
НИР	Жуков			Монтажная схема балок перекрытия		
Н.контр	Жуков					
Гидротехн	Алехов					
				Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ-41		

СТРОЙГЕНПЛАН



УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

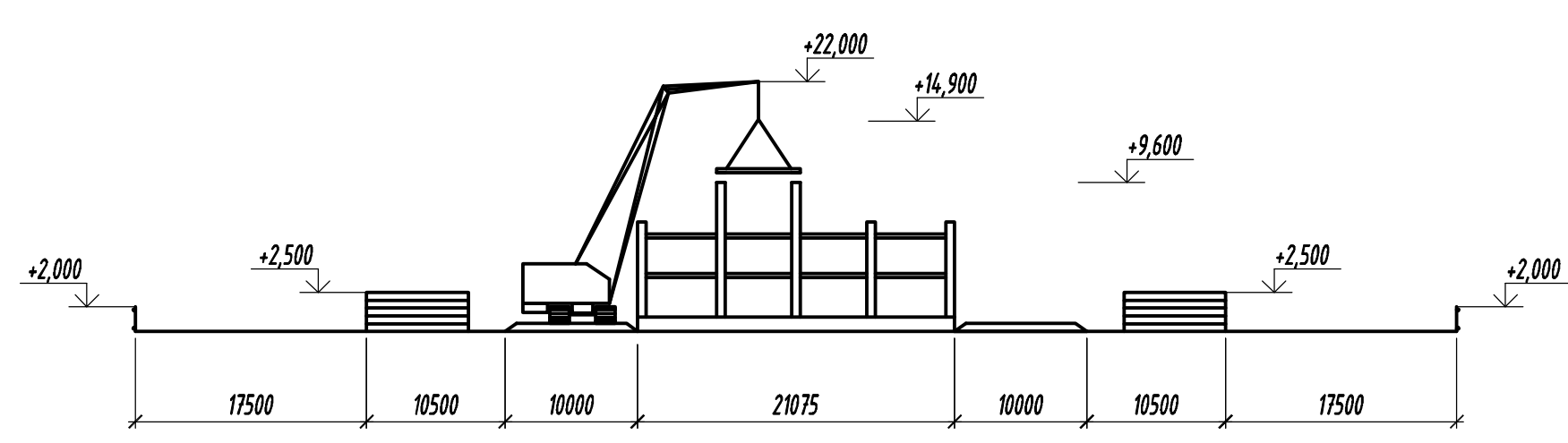
- возводимое здание
- временные здания и сооружения
- площадки складирования
- дорога с песчаным основанием
- трансформаторная подстанция
- распределительный щит
- временная воздушная электролиния
- прожектор
- постоянная канализация
- временная канализация
- временная канализация
- временная канализация
- пожарный щит
- опасная зона работы крана
- зона действия крана
- стоянка крана
- ограждение строительной площадки
- постоянная ЛЭП
- кран временного водопровода
- опасная зона вокруг здания
- площадка для мытья колес автотранспорта

ГРУЗОВАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КРАНА СКГ-30
Длина стрелы - 25 м
Грузоподъемность при вылете стрелы:
min - 8,1 т
max - 15,0 т
Вылет стрелы:
min - 7,0 м
max - 24,0 м
Ширина гусеничного хода - 11 м

ЭКСПЛИКАЦИЯ ВРЕМЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Поз.	Наименование	Ед.изм.	Кол.	Площадь, м²	Примечание
1	Контора прораба	шт.	1	23	перед.
2	Помещение для отдыха и приема пищи	шт.	1	27	перед.
3	Женский гардероб, душевая, умывальная	шт.	1	27	перед.
4	Мужской гардероб, душевая, умывальная	шт.	1	27	перед.
5	Помещение для сушки одежды	шт.	1	9	перед.
6	Автомодорога с песчаным покрытием	м²	1292	песч.осн.	времен.
7	Склад	шт.	1	10	
8	Навес для столярных изделий	шт.	1	48	
9	Забор щитовой деревянный	п.м.	12800		
10	Туалет мужской и женский	шт.	1	7	
11	Прожекторная вышка	шт.	6		ТВС-45Р

1-1



Зав. каф.	Ласков Н.Н.				ВКР-2069059-08.03.01-130878-17			
Руководитель	Жуков				Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м² в г.Москва			
БЖД	Разживина							
Арх-ра	Викторова							
Конструк.	Жуков							
ОиФ	Глухов							
ТОСП	Агафонкина				ТОСП	Стадия	Лист	Листов
Экономика	Сафьянов					ВКР	7	8
НИР	Жуков							
Н.контр	Жуков				Стройгенплан	Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ1-41		
Студент	Абдулова							

N п/п	Наименование работ	Объем работ		Сметная стоимость, руб.	Вес конструкций, т	Габаритность, чел.-дн.	Потребность в механизмах		Продолжительность, дни	Кол-во работ в день, чел.	Состав звена			Год	2008																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
		Наименование механизма	Кол. м.-см.				Кол. механ.	Профессия			Разр.	Количество	Месяц		Июнь										Июль										Август										Сентябрь																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
														Един. изм.	Кол-во	День	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19

1. Договорная цена строительства – 50 млн. 408 тыс. руб. (I кв. 2016 г.)
2. Продолжительность строительства $T_{\phi} = 116$ дн. $< T_{н} = 130$ дн.
3. Общая трудоемкость – 2737 чел.дн.
4. Общая машиноёмкость – 36268 м.см.
5. Выработка на 1 чел. в день – 14,7 тыс. руб. в день.
6. Коэффициент неравномерности движения рабочих – 1,45.
7. Уровень сборности – 46%
8. Уровень механизации – 44,9%.



a — продолжительность работы
 b — количество рабочих
 c — капиталовложения в день

Зав. каф.	Лысков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-130878-17								
Руководитель	Жуков			Торговый центр с рамным металлическим каркасом общей площадью 1000м2 в г.Москва								
БХД	Развибина											
Арх-ра	Викторова			ТОСП								
Конструкц.	Жуков											
ОиФ	Глухов			<table><tr><td>Стандия</td><td>Лист</td><td>Листов</td></tr><tr><td>ВКР</td><td>8</td><td>8</td></tr></table>			Стандия	Лист	Листов	ВКР	8	8
Стандия	Лист	Листов										
ВКР	8	8										
Экономика	Агафокина			Календарный план								
НИР	Сафьянов											
Н.контр	Жуков											
Студент	Абязова											
				Пензенский ГУАС, каф. СК гр. СТ-41								