

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:  
Зас. кафедрой

\_\_\_\_\_

«.....» .....20 г.

## ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

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

Тема ВКР 15-этажный монолитный жилой дом  
в г. Пензе

Автор ВКР Кабачик Александра Андреевна

Обозначение ВКР 206.9059-08.03.01-130964-19 Группа СТ1-01

Руководитель ВКР Арискин Михаил Васильевич

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Викторова О.А.

расчетно-конструктивный Арискин М.В.

основания и фундаменты Лухач В.С.

технологии и организации строительства Анафонкина Е.В.

экономики строительства Вафешин А.Н.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Захаревича Т.В.

НИР Арискин М.В.

Нормоконтроль Арискин М.В.

ПЕНЗА 2017 г.

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

«УТВЕРЖДАЮ»  
Зав. кафедрой \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ г.

### ЗАДАНИЕ

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

Автор ВКР Кабачек Александра Андреевна

Группа БТ-41

Тема ВКР 16-этажный монолитный жилой дом в г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Викторова Ольга Моисеевна

расчетно-конструктивный раздел Алексеев Максим Владимирович

основания и фундаменты Буров Евгений Сергеевич

технология и организация строительства Васильева Наталья Викторовна

экономика строительства Васильев Александр Николаевич

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Козырева Татьяна Петровна

НИР Алексеев Максим Владимирович

### I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

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

(указать название и содержание или наименование 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 оснований;
- 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/ \_\_\_\_\_

## Оглавление

Введение.....	5
1. Архитектурно-планировочная часть .....	6
1.1. Общие положения .....	6
1.2. Описание и организация земельного участка.....	7
1.3. Объемно-планировочное решение. ....	8
1.4. Конструктивное решение здания.....	10
1.5. Теплотехнический расчёт ограждающих конструкций.....	13
1.6. Санитарно-техническая часть. ....	16
1.7. Техничко-экономические показатели по зданию.....	18
2. Расчетно-конструктивная часть .....	19
2.1. Расчет каркаса здания. ....	19
2.2. Расчет монолитных колонн. ....	24
2.2.1. Расчет элементов, работающих на сжатии со случайным эксцентриситетом и внецентренное сжатие .....	24
монолитных колонн. ....	24
2.2.2. Расчет элементов работающих на косое внецентренное сжатие.....	26
2.3. Расчет монолитного перекрытия. ....	27
3. Основания и фундаменты здания .....	36
3.1. Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки..	36
3.2.Классификация грунтов.....	37
3.3. Инженерно-техническое сравнение вариантов фундамента.....	44
3.4. Расчёт свайного фундамента в сечении I-I. ....	45
3.4.1. Общие положения. ....	45
3.4.2. Определение несущей способности одиночной висячей сваи. ....	46
3.4.3. Конструирование ростверка.....	47
3.4.4. Определение размеров условного фундамента.....	48
3.4.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента.....	50
3.4.6. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.....	53
3.4.7. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой сваей. ....	53
3.4.8. Расчёт прочности ростверка на изгиб. ....	54
3.4.9. Расчёт прочности подколонника по нормальным сечениям.....	55
4. Научно-исследовательская работа.....	57
4.1. Вычисление расчетного сопротивления грунта по подошве фундамента с учётом особенностей конструктивного решения подземной части здания. ....	57
4.2. Расчет ленточного фундамента на естественном основании.....	58
4.3. Расчет деформации основания фундамента .....	61
4.4. Расчет отдельно стоящего фундамента под колонну на естественном основании .....	65

4.5. Проектирование свайных фундаментов.....	67
4.6. Расчет свайного фундамента под колону .....	68
4.7. Определение несущей способности одиночной висячей сваи. ....	69
4.8. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента.....	73
4.9. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.....	76
4.10. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой сваей. ....	77
4.11. Техничко-экономическое сравнение и выбор основного варианта фундамента.....	786
5. Технология и организация строительного производства.....	79
5.1. Технология производства работ .....	79
5.2. Выбор типа крана и его привязка к объекту, расчет зон работы и влияния крана.....	864
5.3. Основные принципы проектирования календарного плана. ....	886
5.4. Строительный генеральный план .....	897
5.5. Основные мероприятия по технике безопасности.....	953
6. Экономика.....	986
6.1. Определение сметной стоимости объекта .....	986
6.2. Локальная смета .....	996
6.3. Объектная смета .....	103
6.4. Сводный сметный расчет стоимости строительства .....	106
6.5. Годовые эксплуатационные расходы.....	1019
6.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства.....	102
6.7 Экономическая оценка проектного решения .....	10312
6.7.1. Расчет чистого дисконтированного дохода при норме дисконта $E=15\%$ .....	10312
6.7.2. Расчёт внутренней нормы доходности (ВНД).....	10513
6.7.3. Расчёт индекса рентабельности .....	10513
6.7.4. Построение жизненного цикла объекта.....	10614
7. Безопасность жизнедеятельности.....	107
7.1. Расчет предела огнестойкости колонны под нагрузкой приложенной со случайным эксцентриситетом.....	107
7.2. Защита здания от воздействия атмосферного электричества .....	111
Список используемой литературы .....	122

## Введение

Многоэтажные жилые здания занимают большую часть практики мирового жилищного строительства. Применение их в первую очередь вызвано целью экономии городских территорий, так как при этом существенно увеличивается плотность заселения. Рост городов "в ширину" обостряет транспортную проблему и увеличивает протяженность инженерных сетей. Наличие технических возможностей строительной базы региона определяет конструктивное решение, способы возведения и выбор строительных материалов жилого здания. Структура и образ многоэтажных зданий определяются объемно-планировочными решениями и рациональным в экономическом аспекте выбором конструктивной схемы.

На сегодняшний день широкое распространение получила технология монолитного возведения сооружений. Ранее популярным было строительство многоэтажных объектов с использованием сборного железобетона, однако сравнения стоимость готового квадратного метра здания, монолитному строительству нет равных. Данная технология в нашей стране применяется не так давно, однако сейчас в Москве на первичном рынке на долю монолитных новостроек приходится почти 80% рынка. Монолитные дома возводятся довольно быстро - втрое быстрее, чем возведение жилого кирпичного дома. К достоинствам монолитного домостроения еще можно отнести долговечность - срок службы такого дома без капитального ремонта превышает 100 лет. Стены в монолитном доме не имеют швов, что обеспечивает герметичность строения, а также хорошую тепло- и гидроизоляцию помещений. Технология позволяет возводить дома практически любой конфигурации и с добавлением любых архитектурных элементов.

Технический прогресс и высокая конкуренция среди автопроизводителей за клиента и популярность автомобильных марок сделали возможным содержание автомобиля практически каждому третьему россиянину. Тем не менее, каждый новый автомобиль нуждается в наличии парковок. Интересным решением в последние годы стало наличие встроенных подземных парковок жилых зданий. Основным преимуществом подземных паркингов состоит в том, что они располагаются под зданием, благодаря чему экономят полезное пространство и не нарушают целостность архитектурного ландшафта. Кроме того, подземные парковки более экологичные, чем открытые, способствуют уменьшению загрязнения окружающей среды и снижению уровня шума.

# 1. Архитектурно-планировочная часть

## 1.1. Общие положения

Таблица 1.1. Перечень чертежей архитектурно – планировочной части.

Лист	Наименование	Примечание
1	Фасад в осях 12-1 . Генплан.	
2	Планы подвальных этажей. Разрезы 2-2, 3-3	
3	План типового этажа. Узлы	
4	План первого этажа. Разрез 1-1	

Проектируемый объект – 15-этажный монолитный жилой дом предназначен для строительства в городе Пензе. В здание встраиваются 2 подземных этажа, которые используются как гаражи для жильцов дома. Первый этаж предусмотрен для офисных помещений. Последний 16-ый этаж используется как технический.

Для подъезда легковых автомобилей и специального транспорта устраивается подъездная дорога шириной 6,0 - 9,5 м.

Для движения людей предусмотрены пешеходные зоны шириной 2 м.

В целях безопасности, пешеходные дорожки отделены от проезжей части с помощью бордюров. Все проезды , пути и пешеходные зоны покрыты асфальтом.

Район строительства объекта – г. Пенза. В соответствии с [3]:

- снеговой район – II
- ветровой район – II.

Климатический район строительства – Пв согласно [3].

Зона влажности – 2 (нормальная) в соответствии с [4].

Уровень ответственности здания – нормальный.

Степень огнестойкости здания – II

## 1.2. Описание и организация земельного участка

Проект 15-этажного монолитного жилого дома располагается в г. Пензе. Посадка здания производится на сложном рельефе имеющим склон. Используя эту особенность рельефа организовываются выезды с двухэтажного подземного гаража. Выезд с первого уровня подземного гаража на абсолютной отм. 75,35 м, со второго уровня на отм. 72,35 м.

В непосредственной близости от проектируемого здания находятся 2 общежития и столовая общественного питания. В связи достаточно плотным размещением объектов застройки участок ограниченный красной линией имеет площадь 1564 м<sup>2</sup>. Посадка здания и размещение красной линии показаны на листе графической части.

Здание имеет следующую структуру организации подъездов и подходов. Подъезды в подземные части здания осуществляются с отметок: два подъезда с уровня на абсолютной отм. 72,35 м. и один подъезд с уровня на отм. 75, 35 м. Выход людей с подземного этажа на улицу производится с помощью лестничной клетки непосредственно выходящей на улицу. Входы на первый этаж здания размещаются на абсолютной отм. 79,40 м. Вход в жилую часть здания осуществляется через лестничную клетку или через лифтовой холл первого этажа здания.

Для беспрепятственного подъезда пожарных машин здание по всему периметру окружено подъездными дорогами. По этим подъездным дорогам также осуществляется вывоз накопившихся бытовых отходов из мусорокамеры.

Благоустройство участка включает следующие направления:

- организация детской игровой площадки площадью 189, 6 м<sup>2</sup>;
- устройство площадки для отдыха взрослого населения площадью 56, 3 м<sup>2</sup>;
- устройство площадки для сушки белья;
- устройство площадки для сбора мусора;
- устройство пешеходной зоны;
- организация двух площадок для парковки машин.

Озеленение участка проводится в двух направлениях:

- посадка рядовых кустарников и деревьев;
- посев семян многолетних трав.

Основные технико-экономические показатели по генеральному плану:

- 1) Площадь участка – 3990 м<sup>2</sup>;
- 2) Площадь застройки – 736 м<sup>2</sup>;
- 3) Площадь асфальтового покрытия – 1560 м<sup>2</sup>;
- 4) Площадь озеленения - 1430 м<sup>2</sup>
- 5) Коэффициент застройки – 0,184
- 6) Коэффициент асфальтового покрытия – 0,391
- 7) Коэффициент застройки – 0,358

### **1.3. Объемно-планировочное решение.**

Проектируемое здание – многоквартирный монолитный жилой дом с техническим этажом и двухуровневой подземной автопарковкой.

Типовые этажи здания содержат жилые квартиры. Количество типовых этажей 14, от отм. +3,600 м до отм +45,600 м. Высота типового этажа 3 м.

Согласно исходным данным на проектирование типовой этаж должен содержать максимально возможное количество однокомнатных квартир с общей площадью не превышающей 50 м<sup>2</sup>. Учитывая эти требования и задаваясь площадью этажа не более 500 м<sup>2</sup> (при этом необходима одна лестничная клетка согласно [5]) была принята планировка показанная на листе графической части. Планировочное решение типового этажа включает 5 однокомнатных, 2 двухкомнатные и одну трехкомнатную квартиры. Однокомнатные квартиры содержат совмещенные санитарные узлы, а 2-х и 3-х комнатные квартиры отдельные. При такой планировке мы получаем многоквартирный дом ориентированный для небогатого населения (например для покупки квартир по программе кредитования молодых семей), что особенно актуально в настоящее время.

Придерживаясь требований [5] назначаем площади световых проемов (задаемся отношением площади световых проемов всех жилых комнат и кухонь квартир к площади пола этих помещений 1:7). Длина общего коридора освещенного с двух сторон 25 м, что не противоречит требованиям [5]. На этаже располагается два лифта – грузопассажирский (грузоподъемность 500 кг.) и пассажирский (грузоподъемность 300 кг.)

Первый этаж здания (отм. +0,000 м.) включает в себя офисные помещения. Рабочие кабинеты имеют разную площадь от 30,4 м<sup>2</sup> до 8,94 м<sup>2</sup>, что позволяет гибко использовать объемно-планировочную структуру данного этажа. На этом этаже расположено 6 санитарных узлов. Высота первого этажа 3,6 м. Так же на данном этаже располагается выход жильцов на улицу из лифтов и лестничной клетки. Выход жильцов через лестничную клетку производится на отм. +0,600 м из-за чего образуется перепад между уровнем пола лестничной клетки и уровнем земли 900 мм. Выход из первого этажа осуществляется на отм. +0,000, что создает перепад высот между уровнем земли и этажом 300 мм. Эти перепады высот заполняются входными лестницами. Так же на первом этаже находится выход из лестничной клетки, ведущей в подвальные этажи. Отметка этого выхода -0,150 м.

В здании имеются 2 подземных этажа для стоянки 30 легковых автомобилей на каждом этаже соответственно на отм. -7,050 и -4,050. Согласно [6] в здания класса Ф1.3 (многоквартирные дома) допускается встраивать автостоянки легковых автомобилей только с постоянно закрепленными местами для индивидуальных владельцев (без устройства обособленных боксов). Парковка автомобилей осуществляется по пандусам (рампам) (при количестве автомобилей до 100 разрешается применение однопутной ramпы) с участием водителей. На каждом подвальном этаже предусмотрены сан. узлы. Согласно [6] в автостоянках, встроенных в здания другого назначения, не допускается предусматривать общие обычные лестничные клетки, поэтому лестничные клетку в подвальных этажах была спроектирована в осях 3-4. Для обеспечения функциональной связи автостоянки и жилых этажей выходы из лестничных

клеток автостоянки и жилых этажей связываются через улицу. Места стоянки автомобилей отличаются по габаритам, но отвечают требованиям п. 5.25 [6] (длина 5 м, ширина 2.3 м). Уклон ramпы 13% что так же отвечает требованиям норм [6]. Для защиты верхнего этажа от перегрева в летнее время и переохлаждения в холодный период, предусмотрен вентилируемый чердак высотой 2,2 м. В нём также располагается лифтовое оборудование, насосы для инженерных коммуникаций. Кровля рулонная с организованным внутренним водостоком.

#### **1.4. Конструктивное решение здания.**

Конструктивная система здания – каркасная. Несущий каркас здания выполняется из монолитного бетона в построечных условиях. Выбор монолитного каркаса обоснован тем, что отпадает необходимость использовать элементы заводской готовности, следовательно, значительно расширяются возможности объемно-планировочного решения здания. Так же использование монолитного каркаса целесообразно потому что сейчас в г. Пензе накоплен большой опыт монолитного домостроения и следовательно имеется готовая база необходимой номенклатуры изделий и материалов (опалубка, добавки в бетон и т. д.), машин и механизмов (домкраты, бетононасосы и т. д.).

В качестве материала каркаса был выбран железобетон т. к. он обладает большой огнестойкостью и, следовательно, отвечает противопожарным нормам, что особо актуально при высотном домостроении (время эвакуации значительно возрастает).

Т. к. высота здания не превышает 50 м, то принимаем степень огнестойкости здания II, а класс конструктивной пожарной опасности C0. Следовательно, согласно [7] предел огнестойкости конструкций должен составлять:

- несущие элементы здания R 90;
- наружные ненесущие стены E 15;
- перекрытия REI 60.

Согласно [6] конструкции автостоянок встроенных в здания категории Ф 1.3. должны иметь огнестойкости не ниже чем у конструкций надземной части. Применение железобетонных конструкций в подвальной части позволяет удовлетворить вышесказанным нормам.

Наружные стены здания принимаем ненесущими, выполненными из пенобетонных блоков (размер блока 400x200x200 мм). Выбор данной ограждающей конструкции обоснован тем, что при небольшой стоимости пенобетонные блоки обладают неплохими теплотехническими свойствами, что позволяет значительным образом снизить необходимую толщину утеплителя (в нашем случае ширина слоя из минераловатных полужестких плит составляет 100 мм).

Наружные стены подземной парковки принимаем бетонными с облицовкой кирпичом. Данное решение выбрано из требований обеспечения прочности конструкции при действии бокового давления грунта. Т. к. высота подвала значительна (7,25 м) то применение железобетонной стены ограждения обеспечит необходимую прочность. Используя облицовку железобетонной стены, заглубленной в грунт, керамическим кирпичом достигается необходимая защита стены от агрессивного воздействия влажного грунта.

Перегородки стен выполнены так же из пенобетонных блоков. Размер блока зависит от толщины перегородки:

А) при толщине перегородки 200 мм блок размером 400x200x200 мм.

Б) при толщине перегородки 100 мм блок размером 400x100x100 мм.

Выбор перегородок из пенобетонных блоков обоснован исходя из требований предъявляемых перегородкам:

А) Прочность пенобетонного блока такова, что позволяет сверлить в нем отверстия необходимые для бытовых нужд и прочно удерживать вставленные нагели и пробки.

Б) Звукоизоляция пенобетонных перегородок позволят создавать комфортный акустический фон в каждой квартире, надежно отделяя источники шума в каждой комнате.

В) Небольшая масса пенобетонных перегородок позволяет значительно уменьшить нагрузки на каркас здания, следовательно, требуются меньшие затраты на возведение здания.

Внутренняя отделка помещений выполняется в зависимости от назначения здания. Данные по отделке сведены в таблицу 1.2. Площади помещений в табл. 1.2. приведены на типовой этаж.

Плиты перекрытия – монолитные железобетонные толщиной 200 мм.

Под секции здания запроектированы свайно-плитные фундаменты, под подземную парковку фундамент из буронабивных свай под колонны и стены здания.

В свайном фундаменте сваи приняты забивные по ГОСТ 19804-2012, марки СВ - 30 сечением 300 на 300 мм. Поверх свай устраивается монолитный ростверк под всю секцию в виде монолитной плиты высотой 1050 мм.

*Таблица 1.2. Ведомость отделки помещений.*

Наименование или номер помещения	Вид отделки элементов интерьера				Примечание
	Потолок	Площадь	Стены, перегородки	Площадь	
Холл	Известковая побелка	82 м <sup>2</sup>	Простая штукатурка. Оклейка обоями	100 м <sup>2</sup>	
Общая комната	Известковая побелка	158 м <sup>2</sup>	Простая штукатурка. Оклейка обоями	146 м <sup>2</sup>	
Спальная	Известковая побелка	52 м <sup>2</sup>	Простая штукатурка. Оклейка обоями	84 м <sup>2</sup>	
Кухня столовая	Известковая побелка	83 м <sup>2</sup>	Простая штукатурка. Керамические плитки	101 м <sup>2</sup>	
Сан. узел	Известковая побелка	39 м <sup>2</sup>	Простая штукатурка. Керамические плитки	73 м <sup>2</sup>	

## 1.5. Теплотехнический расчёт ограждающих конструкций

Тепловая защита здания будет обеспечена, если для наружных ограждающих конструкций выполняются 2 условия:

$$R_0 \geq R_0^{\text{TP}}$$

$$\Delta t \leq \Delta t_{\text{н}}$$

### Исходные данные:

Влажностный режим помещения, табл.1 [2] - нормальный

Условия эксплуатации ограждающих конструкций, табл. 2 [2] – А.

Необходимые данные по климатическому району строительства:

1) Расчетная зимняя температура наружного воздуха, равная средней температуре наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92, табл. 3.1 [1]  $t_{\text{н}} = -27 \text{ }^\circ\text{C}$ ;

2) температура наиболее холодных суток  $-29^\circ\text{C}$  с обеспеченностью 0,92

3) Длительность отопительного периода, табл. 3.1 [1]  $Z_{\text{от}} = 207$  сут.; Средняя температура отопительного периода наружного воздуха за отопительный период, табл. 3.1 [1]  $t_{\text{от}} = -4,5^\circ\text{C}$ ;

а) Теплотехнический расчёт наружной стены

Требуемое сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций, отвечающих санитарно-гигиеническим и комфортным нормам равно:

$$R_0^{\text{мп}} = \frac{n(t_{\text{в}} - t_{\text{н}})}{\Delta t_{\text{н}} \alpha_{\text{в}}} = \frac{(20 + 29)}{4 * 8,7} = 1,494 \frac{\text{м}^2 * ^\circ\text{C}}{\text{Вт}}, \quad (1)$$

где  $\alpha_{\text{в}} = 8,7$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций;

$n = 1$  (для наружных стен);

$t_{\text{в}} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  – расчётная температура внутреннего воздуха жилых помещений (п. 3.3 [1]);

$t_{\text{н}} = -29 \text{ }^\circ\text{C}$  – температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92(по [5]).

$\Delta t_n=4,0$  – нормируемый температурный перепад для наружных стен жилых зданий.

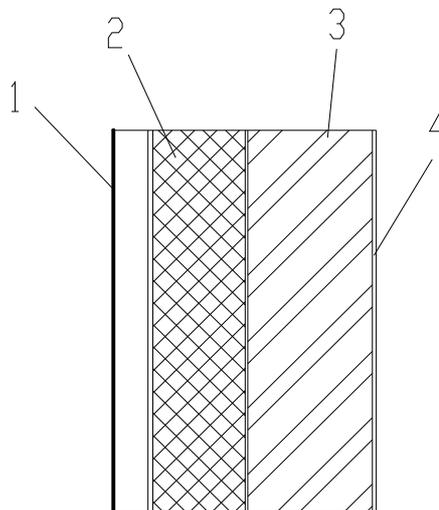
Требуемое сопротивление теплопередаче с учётом энергосберегающих требований определяем с учётом ГСОП (градусосутки отопительного периода) и таблицы 1б\* [4]:

$$\text{ГСОП} = (t_b - t_{\text{от.пер.}}) z_{\text{от.пер.}} = (20 - (-4,5)) * 207 = 5072^{\circ}\text{C}\cdot\text{сут}, \quad (2)$$

где  $z_{\text{от.пер.}}=207$  – продолжительность периода со средней температурой ниже  $8^{\circ}\text{C}$ , сут.

Требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкций, определённое по таблице 1б\* составляет  $R_0^{\text{тп}''}=3,3 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ . Поскольку сопротивление теплопередаче по энергосберегающим требованиям  $R_0^{\text{тп}''}=3,3 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$  выше требований по санитарно-гигиеническим условиям  $R_0^{\text{тп}'}=1,494 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ , то в дальнейшем для расчета толщины утеплителя пользуемся требуемым сопротивлением теплопередаче  $R_0^{\text{тп}}=R_0^{\text{тп}''}=3,3 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ .

Конструкция стены приведена на рис 1.1



*Рис. 1.1. Конструкция наружной стены.*

Первый слой – наружный слой выполненный из подвесных керамических элементов. Теплотехническими свойствами первого слоя пренебрегаем из-за

неплотных стыков между керамическими элементами (большое кол-во мостиков холода). Толщина с учетом вентиляционного зазора 0,4 м.

Второй слой – утеплитель из минераловатных полужестких плит синтетических связующих плотностью  $\rho=100 \text{ кг/м}^3$ . Коэффициент теплопередачи  $\lambda_2=0,07 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$ .

Третий слой – внутренний слой из пенобетонных блоков, толщиной  $\delta_3=0,40 \text{ м}$  плотностью  $\rho_3=600 \text{ кг/м}^3$ . Коэффициент теплопередачи  $\lambda_2=0,26 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$ .

Четвёртый слой (внутренний)- цементно-песчанная штукатурка толщиной  $\delta_4 = 0,02 \text{ м}$ , плотностью  $\gamma_4 = 1800 \text{ кг/м}^3$ ,  $\lambda_4 = 0,93 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$ .

Значения коэффициентов теплопроводности  $\lambda$  приняты для условий Б (нормальная зона влажности 2, нормальный влажностный режим помещений).

Термическое сопротивление ограждающих конструкций:

$$R = \delta/\lambda, \quad (3)$$

где  $\delta$  - толщина стены, м;

$\lambda$  - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя,  $\text{Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$ , принимаемый по табл. 3\* [ 11 ].

Общее термическое сопротивление стены:

$$R_k = \delta_2/0,07 + 0,4/0,26 + 0,02/0,93 = \delta_2/0,07 + 1,56$$

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции

$$R_0 = 1/\alpha_{в} + R_k + 1/\alpha_{н} = 1/8,7 + \delta_2/0,07 + 1,56 + 1/23, \quad (4)$$

где  $\alpha_{н}$  – коэффициент теплоотдачи ( $\alpha_{н} = 23 \text{ Вт/(м}^2\cdot\text{°C)}$ )

Приравняв значения  $R_0^{\text{тп}}$  и  $R_0$ , получаем

$$3,3 = 1/8,7 + \delta_2/0,07 + 1,56 + 1/23$$

Отсюда получаем  $\delta_2 = 0,973 \text{ м}$ . Принимаем утеплитель из минераловатных полужестких плит на синтетических связующих плотностью  $\rho=100 \text{ кг/м}^3$  толщиной  $\delta_2 = 0,10 \text{ м}$ .

Таким образом, толщина утепленной наружной стены по теплотехническому расчету будет равна  $0,04+0,10+0,4+0,02=0,56 \text{ м}$ .

## 1.6. Санитарно-техническая часть.

Отопление. При проектировании системы отопления жилого дома необходимо соблюдать ряд нормативных документов, а именно: СНиП 2.04.05-91\*, ВСН 01-89, МГСН 5.01-94.

Для прокладки трубопроводов тепловых сетей, а также трубопроводов системы отопления здания применяются стальные трубы электросварные по ГОСТ 10704-91 из ст.10 или 20 ГОСТ 1050-74\*.

При прокладке трубопроводов от места врезки в тепловые сети до жилого дома необходимо провести ряд мероприятий:

1. произвести противокоррозионную изоляцию трубопровода 2-мя слоями холодной мастики
  2. изолировать трубопровод матами минеральными с обкладкой стеклотканью толщиной 60 мм
  3. произвести изоляцию стеклопластиком рулонным по ТУ 6-11, ТУ 6-145-80
- При расчете системы отопления необходимо принимать расчетной температуру наружного воздуха  $t = -29^{\circ}\text{C}$ , что соответствует климатической зоне предполагаемого строительства.

Внутреннее решение системы отопления помещений: горизонтальная - конвекторы радиаторного типа. Количество секций радиаторов принимается по расчету при расчетной температуре внутреннего воздуха  $t = 22^{\circ}\text{C}$ .

Исходя из принятого архитектурно-планировочного решения здания принимается верхняя разводка системы отопления.

Монтаж системы отопления производить при температуре окружающего воздуха не ниже  $15^{\circ}\text{C}$ . Монтаж и последующее испытание системы отопления производить в соответствии с СНиП 3.05.03-85.

Вентиляция. При проектировании вентиляции учитывается, функциональное зонирование и предназначение помещений. Принимаем естественную вентиляцию помещений. Обмен воздуха осуществляется по металлическим вентиляционным коробам, установленных в санузлах и кухнях. Вентиляция кухни

принята с учетом 3-х кратного воздухообмена и расхода на горение воздуха при работе газовых плит.

Водоснабжение. Водоснабжение здания обеспечивается от существующей сети водопровода. Принята верхняя система разводки водоснабжения. При производстве монтажа системы водоснабжения необходимо учитывать требуемый уклон трубопровода. Диаметр труб определяется исходя из расчетов с обеспечением необходимого давления и расхода воды для крайних (верхних) потребителей воды. При прокладывании трубопровода используются трубы из полиэтилена ПНД 160т по ГОСТ 18599-83.

Для обеспечения требований пожаробезопасности предусматривается два пожарных гидранта с расчетным расходом воды 2 л/с каждый, располагающихся во дворе дома.

Для создания и поддержания требуемого давления воды в пожарном водопроводе предусматривается автоматическая насосная станция мощностью 30 кВт. Водоснабжение зданий от существующей городской сети водопровода осуществляется трубопроводом диаметром не менее 200мм. Внутреннее водоснабжение предусматривает установку водяных счетчиков горячей и холодной воды.

Канализация. Требуемая канализация устраивается с отводом самотеком в существующую городскую сеть канализации. При прокладывании сети канализации используются полиэтиленовые трубы ПНД 160С по ГОСТ 18599-83.

Электроснабжение. Электроснабжение здания осуществляется согласно техническим условиям и выполняется взаиморезервируемым кабельными линиями от существующих городских электросетей.

Учет энергопотребления предусматривает установку ВРУ откуда осуществляется питание и управление наружным освещением.

Слаботочные устройства. Телефонизация здания производится на основании технических условий. Кабеля телефонизации прокладываются в трубопроводах, с распределением по помещениям на этаже.

Радио распределительные сети радификации выполняются от понижающего трансформатора на радиостойке проводом ПВЖ 1.5 в трубах ПВХ 40 в вертикальных стояках. Абонементские сети выполняются проводами ПТТЖ 2х1.2 и скрыты под слоем штукатурки. Для приема передач на крыше установлена антенна.

### **1.7. Техничко-экономические показатели по зданию.**

1. Общая площадь (определяется как сумма площадей всех этажей) –

$$П_0 = 13724 \text{ м}^2$$

2. Полезная площадь (определяется как сумма площадей всех размещаемых в нем помещений, а также балконов и антресолей в залах, фойе и т.д., за исключением лестничных клеток, лифтовых шахт, внутренних открытых лестниц)

$$– П_0 = 13308 \text{ м}^2$$

3. Нормируемая площадь (определяется как сумма площадей всех размещаемых в нем помещений, за исключением коридоров, тамбуров, переходов, лестничных клеток, лифтовых шахт, внутренних открытых лестниц, а также помещений предназначенных для размещения инженерного оборудования и инженерных сетей) –  $П_н = 12432$

4. Строительный объем (определяется как сумма строительного объема выше отметки  $\pm 0.000$  (надземная часть) и ниже этой отметки (подземная часть).

Строительный объем надземной и подземной частей здания определяется в пределах внешних ограничивающих поверхностей) –  $О_c = 45579 \text{ м}^3$

5. Отношение нормируемой площади к общей площади здания

$$К_1 = П_н / П_0 = 12432 / 13308 = 0,934$$

6. Отношение строительного объема к нормируемой площади

$$К_2 = О_c / П_н = 45579 / 12432 = 3,67$$

7. Отношение площади наружных ограждений к общей площади здания

$$К_3 = 15053 / 13724 = 1,097$$

## 2. Расчетно-конструктивная часть

Таблица 2.1. Перечень чертежей расчетно-конструктивной части.

Лист	Наименование	Примечание
6	Схема расположения колонн на отм. от -4,050 до -0,200 м	
7	Схема расположения каркасов монолитного перекрытия типового этажа	
8	Армирование ригелей типового этажа	
9	Каркасы К1-К13. Арматурные изделия. Ведомость расхода стали	

В данном разделе дипломного проекта выполнены расчеты основных элементов каркаса (монолитные колонны и перекрытия). Этим расчетам предшествует сбор нагрузок и объемный расчет каркаса.

### 2.1. Расчет каркаса здания.

В целях определения усилий в элементах каркаса здания необходимо выполнить объемный расчет каркаса здания.

**Первым этапом расчета определим нагрузки от перегородок.**

*Нагрузки от межкомнатных перегородок:*

- перегородки из пенобетонных блоков ( $d = 90\text{мм}$ ,  $r = 1000\text{кг}/\text{м}^3$  с учетом растворных швов). Вес  $1\text{м}^2 0,09 * 1000 = 90\text{кг}/\text{м}^2$

- штукатурка ( $d = 10\text{мм}$   $r = 2200\text{кг}/\text{м}^3$ ). Вес  $1\text{м}^2 2 * 0,01 * 2200 = 44\text{кг}/\text{м}^2$

Итого вес  $1\text{ м}^2$  стены  $134\text{ кг}/\text{м}^2$ . С учетом высоты этажа в «свету»  $2,8\text{ м}$  получаем вес  $1\text{ пог. м.}$  перегородки  $375\text{ кг}/\text{м}$

*Нагрузки от межквартирных перегородок*

- перегородки из пенобетонных блоков ( $d = 190\text{мм}$ ,  $r = 900\text{кг}/\text{м}^3$  с учетом растворных швов). Вес  $1\text{м}^2 0,19 * 900 = 171\text{кг}/\text{м}^2$

- штукатурка ( $d = 15\text{мм}$   $r = 2200\text{кг/м}^3$ ). Вес  $1\text{м}^2 * 0,015 * 2200 = 66\text{кг/м}^2$

Итого вес  $1\text{ м}^2$  стены  $237\text{ кг/м}^2$ . С учетом высоты этажа в «свету»  $2,8\text{ м}$  получаем вес  $1\text{ пог. м. перегородки } 664\text{ кг/м}$

Определим согласно плана типового этажа (см. лист 2 графической части) общую протяженность перегородок:

- межкомнатные  $152,5\text{ п.м/этаж}$

- межквартирные  $116,4\text{ п.м/этаж}$

Площадь перекрытия типового этажа, с учетом вычетов отверстий лестничных клеток и лифтовых шахт, составляет  $660\text{ м}^2$

Определим нагрузку от перегородок на плиту перекрытия

- от межкомнатных перегородок  $370 * 152,5 / 660 = 85\text{кг/м}^2$

- от межквартирных перегородок  $664 * 116,4 / 660 = 120\text{кг/м}^2$

### Соберем нагрузки на перекрытия и покрытие здания

Расчет ведем в табличной форме (табл. 2.2. – 2.7.)

Таблица 2.2. Нагрузки на перекрытие типового этажа.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Постоянная: от массы плиты ( $h=0,20\text{ м}$ , $\rho=25\text{ кН/м}^3$ )	$0,2*25=5$	1,1	5,5
	1,1	1,3	1,45
	от массы пола	$0,85+0,12=2$	1,3
от массы перегородок			
Временная	1,5	1,3	1,95
Всего	9,6	-	11,5

Таблица 2.3. Нагрузки на перекрытие первого этажа (отм. +0,000).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная: от массы плиты (h=0,20 м, ρ=25 кН/м <sup>3</sup> )	0,2*25=5	1,1	5,5
от массы пола	1,25	1,3	1,65
от массы перегородок	1,5	1,3	1,95
Временная	2,0	1,2	2,4
Всего	9,75	-	11,5

Таблица 2.4. Нагрузки на чердачное перекрытие (отм. 45,600 м).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная: -от массы плиты (h=0,20 м, ρ=25 кН/м <sup>3</sup> )	0,2*25=5	1,1	5,5
-от массы выравн. слоя	0,6	1,3	0,8
-от массы утеплителя (ППЖ h=0,18 м, ρ=20 кН/м <sup>3</sup> )	0,36	1,3	0,468
-от массы цем. стяжки	0,3	1,3	0,39
-от массы изоляции	0,05	1,3	0,065
-от массы пола	1	1,3	1,3
Временная	0,7	1,3	0,91
Всего	8,01	-	8,13

Таблица 2.5. Нагрузки на перекрытия над гаражами (отм. -4,050 и -7,050 м).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная: от массы плиты (h=0,24 м, ρ=25 кН/м <sup>3</sup> )	0,24*25=6	1,1	6,6
от массы пола	1,2	1,1	1,3
Временная от веса автомашин	3	1,2	3,6
Всего	10,2	-	11,5

Таблица 2.6. Нагрузки на перекрытия над гаражом  
(вне пределов Ж/Д отм. -0,600).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная: от массы плиты (h=0,24 м, ρ=25 кН/м <sup>3</sup> )	0,24*25=6	1,1	6,6
от массы гидроизоляции	0,2	1,3	0,26
от массы цем. стяжки	0,8	1,1	0,97
от массы грунта	9	1,3	11,7
Временная от веса пожарных машин ( Q=30 т на площ. 25м <sup>2</sup> )	12	1,1	1,32
Всего	28,1	-	32,7

Таблица 2.7. Нагрузки на покрытие здания (отм. +47,800 м).

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Постоянная:			
-от массы плиты (h=0,20 м, ρ=25 кН/м <sup>3</sup> )	0,2*25=5	1,1	5,5
от массы затирки	1	1,3	1,3
-от массы гидроизол.	1,9	1,3	2,5
Снеговая	1,7	1,4	2,4
Всего	9,6	-	11,7

### Соберем нагрузки от наружных стен

- стены из пенобетонных блоков ( $d = 390\text{мм}$ ,  $r = 600\text{кг} / \text{м}^3$  с учетом растворных швов). Вес  $1\text{м}^2 0,39 * 600 = 234\text{кг} / \text{м}^2$

- утеплитель ( $d = 150\text{мм}$   $r = 300\text{кг} / \text{м}^3$ ). Вес  $1\text{м}^2 0,15 * 300 = 50\text{кг} / \text{м}^2$

- штукатурка ( $d = 15\text{мм}$   $r = 2200\text{кг} / \text{м}^3$ ). Вес  $1\text{м}^2 0,01 * 2200 = 33\text{кг} / \text{м}^2$

Итого с учетом коэффициента надёжности по нагрузке  $g_f = 1,2$  вес  $1\text{ м}^2$  стены  $380\text{ кг} / \text{м}^2$ . С учетом высоты этажа в «свету»  $2,6\text{ м}$  получаем вес  $1\text{ пог. м.}$  наружной стены  $990\text{ кг} / \text{м}$

### Закончив сбор нагрузок, переходим к расчету каркаса здания.

При расчете многоэтажного каркаса при высоте здания более  $40\text{ м}$  (согласно [4]) ветровую нагрузку следует определять как сумму средней и пульсационной составляющей.

Расчет каркаса здания был произведен с помощью ЭВМ. Для расчета монолитных колонн была составлена программа по расчету элементов, работающих на косо внецентренное сжатие. Для удобства вычисления колонны

каркаса были пронумерованы согласно рис. 2.1. Значения некоторых усилий полученных в элементах каркаса здания приведены в табл. 2.8.

## 2.2. Расчет монолитных колонн.

При расчете колонн многоэтажных зданий можно выделить три случая их работы:

- 1) элементы, работающие на сжатии со случайным эксцентриситетом
- 2) внецентренно-сжатые элементы
- 3) элементы, работающие на косо внецентренное сжатие

Рассмотрим расчет сжатых элементов более подробно.

### 2.2.1. Расчет элементов, работающих на сжатии со случайным эксцентриситетом и внецентренное сжатие монолитных колонн.

Важнейшая задача при расчете колонн это определение необходимой площади продольной арматуры. В данном дипломном проекте расчет данных случаев нагружения колонн производился согласно п. 3.61. [10], согласно которому расчет производится в следующей последовательности.

Этап 1. Задаемся исходными данными для расчета. Для подвальных этажей в которых находится подземная автостоянка размеры сечения колонн 550x500 мм, с защитным слоем бетона  $a' = 75 \text{ мм}$ . Это обосновано тем, что при движении автотранспорта неизбежны столкновения автомобилей с несущими конструкциями. Определяем расчетную прочность бетона (тяжелый бетон класса

$$B25) R_b = R_b^1 g_{b2} g_{b3}$$

где  $R_b^1 = 14,5 \text{ МПа}$  - расчетная прочность бетона;

$$g_{b2} = 0,9$$

$g_{b3} = 0,85$  - коэффициент учитывающий бетонирование в вертикальном положении, при высоте слоя бетонирования более 1,5 м.

Принимаем арматуру класса А-III с расчетным сопротивлением  $R_s = 365 \text{ МПа}$ .  
 Согласно таблице 18 [10] для арматуры и бетона вышесказанных классов определяем относительную высоту сжатой зоны  $x_R = 0,604$

Этап 2. Определяем требуемое количество симметричной арматуры.

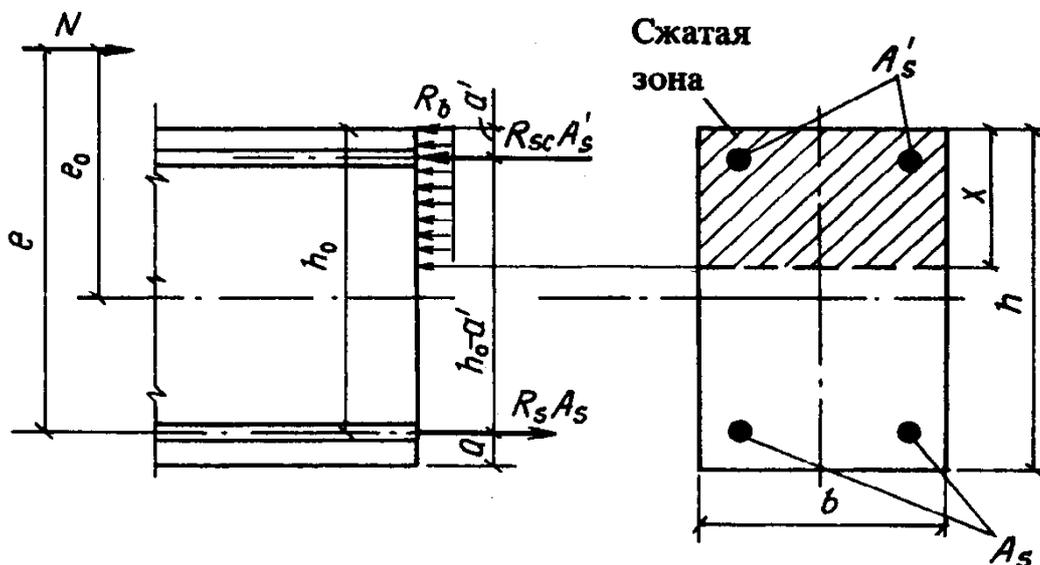


Рис 2.2. К расчету внецентренно-сжатых колонн.

Определяем относительную величину продольной силы

$$a_n = \frac{N}{R_b b h_0}$$

а) при  $a_n \leq x_R$

$$A = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} a_s$$

б) при  $a_n > x_R$

$$A = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \frac{a_{m1} - x(1 - x/2)}{1 - d}$$

где  $a_{m1} = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}$ ;  $d = \frac{a'}{h_0}$

$$x = \frac{a_n(1 + x_R) + 2a_s x_R}{1 - x_R + 2a_s}$$

$$a_s = \frac{a_{m1} - a_n(1 - a_n/2)}{1 - d}$$

Полный эксцентриситет приложения нагрузки «е» для статически неопределимых конструкций вычисляется следующим образом, в зависимости от  $e_0 = M/N$  и случайного эксцентриситета  $e_a$  который принимается равным большему значению  $e_a \geq \frac{1}{600}l$ ;  $e_a \geq \frac{1}{30}h_k$ ;  $e_a \geq 1\text{см}$ .

а) при  $e_0 < e_a$  (случай сжатия со случайным эксцентриситетом)  $e = e_a + \frac{h_0 - a'}{2}$

б) при  $e_0 \geq e_a$  (случай внецентренного сжатия)  $e = e_0 + \frac{h_0 - a'}{2}$

Для вычисления армирования согласно вышеизложенным расчетам была использована электронная таблица «MicrosoftExcel». Результаты подбора арматуры колонн одного из этажей сведены в табл. 2.9. В данной таблице использована нумерация колонн согласно рис. 2.1.

### 2.2.2. Расчет элементов работающих на косо внецентренное сжатие

Последний случай нагружения (косо внецентренное сжатие) представляет наибольший интерес. Это связано с большим объемом и монотонность работы. В общем случае расчет нормальных сечений, работающих на косо внецентренное сжатие, производится согласно п. 3.76 [10], определяя с помощью последовательных приближений прямой, ограничивающей сжатую зону с помощью последовательных приближений.

При расчете прямоугольных сечений расчет можно несколько упростить, используя графики несущей способности элементов приведенные в п. 3.73 [10]. На основе методики расчета нормальных сечений, работающих на косо внецентренное сжатие предложенной в [10] была составлена программа на языке программирования «QuickBasic». Эта программа позволяет путем последовательных приближений добиться оптимального армирования сечения элемента. Результатом работы программы – определение координат  $\left( \frac{M_x}{M_x^0}, \frac{M_y}{M_y^0} \right)$ ,

которые надо подставить в графики приведенные в [10]. Т.е. расчет с помощью данной программы сводится лишь к работе с графиком и отпадает необходимость выполнения монотонных расчетов на каждом шаге приближения. Программа расчета косых внецентренно-сжатых элементов приведена в приложении 1.

Используя вышеописанную программу, был произведен расчет колонн верхних этажей. Расчет колонн работающих на косо внецентренное сжатие приведен в табл. 2.10

### **2.3. Расчет монолитного перекрытия.**

Расчет монолитного перекрытия выполняем на программном комплексе «SCAD». Расчет на программном комплексе имеет ряд преимуществ перед расчетом перекрытия в ручную:

- а) скорость расчета
- б) учет поддерживающего влияния плиты при расчете ригелей и и подборе арматуры в межколонных каркасах
- в) удобство и наглядность просмотра эпюр, что позволяет заранее определить допущенные ошибки в расчетной схеме.

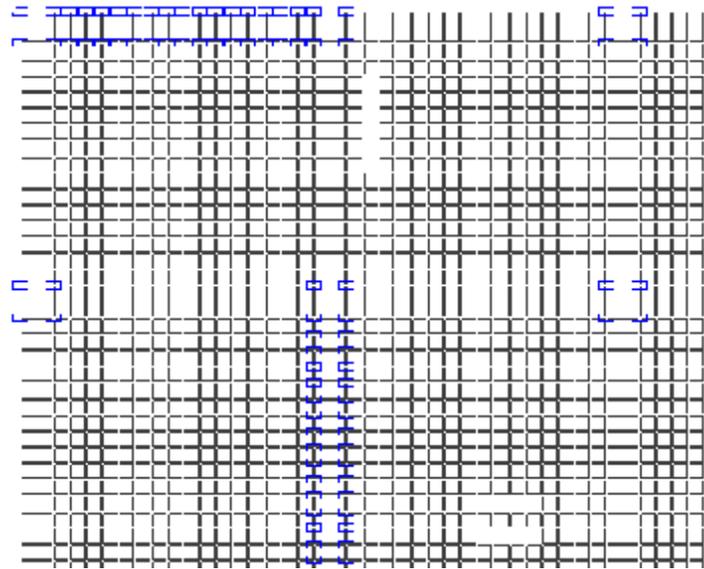
Расчет перекрытия выполняем в следующей последовательности.

**Создание расчетной схемы.** Формируем перекрытие из конечных элементов №11 (прямоугольный КЭ плиты). Разбиваем плиту перекрытия на конечные элементы 0,2 м. Для наглядности ригели, колонны и межколонные области задаем КЭ толщиной 0,4 м.

Жесткость плиты определяется материалом – тяжелый бетон класса В25 ( $E=3,00186 \times 10^7$  кН/м<sup>2</sup>, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,2$ ). Толщина плиты - 0,2 м, толщина ригелей 0,4 м

Примыкание колонн эмулируем связями по оси z (запрет прогиба).

Фрагмент расчетной схемы плиты приведен на рис. 2.3



*Рис 2.3. Расчетная схема монолитного перекрытия.*

Нагрузка на перекрытие составляет:

$q = 9,9 \text{ кН/м}$  - погонная нагрузка от веса пенобетонных блоков на ригели по контуру плиты

$q = 11,5 \text{ кН/м}^2$  - распределенная полезная нагрузка на плиту перекрытия

Результаты расчета монолитной плиты на программном комплексе «SCAD» приведены на рис. 2.4. – 2.9.

В табл. 2.11. приведена структура результатов расчета на программном комплексе «SCAD».

Согласно полученным данным максимальная деформация ( согласно рис. ) составляет  $f = 2,44 \text{ мм}$  что меньше предельного значения  $[f] = \frac{1}{200}l = 27,5 \text{ мм}$ .

Следовательно деформации плиты удовлетворяют требованиям норм. Полученная картина распределения моментов по монолитной плите перекрытия позволяет произвести подбор арматуры. Разобьем подбор арматуры перекрытия на следующие этапы.

### **1 Этап. Задаемся исходными данными для расчета.**

Принимаем бетон класса В25 с расчетной прочностью на сжатие  $R_b = 1,33 \text{ кН} / \text{см}^2$  и прочностью на растяжение  $R_{bt} = 0,97 \text{ кН} / \text{см}^2$ . Расчетные характеристики бетона приведены с учетом коэффициента условия работы  $g_{b2} = 0,9$

Принимаем продольную арматуру класса А-III с расчетным сопротивлением  $R_s = 365 \text{ МПа}$ .

Согласно таблице 18 [10] для арматуры и бетона вышесказанных классов определяем относительную высоту сжатой зоны  $x_R = 0,604$

## 2 Этап. Расчет арматуры ригелей по контуру монолитной плиты.

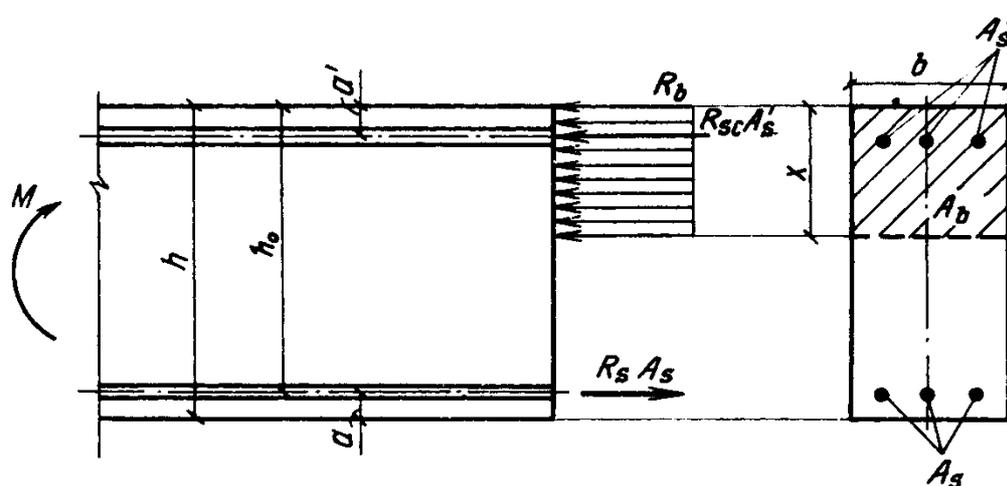


Рис 2.10. Схема усилий в нормальном сечении изгибаемого элемента.

Расчет ведем согласно п. 3.15 [10]. Все ригели назначаем высотой  $h_p = 400 \text{ мм}$  и шириной сечения  $b_p = 400 \text{ мм}$ . Защитный слой бетона  $a' = 40 \text{ мм}$ . Следовательно рабочая высота  $h_0 = h - a' = 360 \text{ мм}$

Ригели пролетом 5,5 и 5 м.

Максимальный пролетный момент  $M_1^l = 36 \text{ кН} * \text{м}$

$$a_m = \frac{M_1^l}{R_b b_p h_0^2} = \frac{36 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,188$$

Согласно табл. 20 [10] определим  $x = 0,895$

$$A_s = \frac{M_1^l}{R_s x h_0} = \frac{36 * 10^{-3}}{365 * 0,895 * 0,36} = 3,06 \text{ см}^2$$

В пролетной зоне принимаем 3Ф18 АШ ( $A_s^{\text{факт.}} = 763 \text{ мм}^2$ )

Максимальный опорный момент  $M_1^{on} = 59,6 \text{ кН} * \text{м}$

$$a_m = \frac{M_1^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{59,6 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,311$$

Согласно табл. 20 [10] определим  $x = 0,81$

$$A_s = \frac{M_1^{on}}{R_s x h_0} = \frac{59,6 * 10^{-3}}{365 * 0,81 * 0,36} = 5,60 \text{ см}^2$$

В опорной зоне принимаем 3Ф20 АШ ( $A_s^{\text{факт.}} = 942 \text{ мм}^2$ )

*Ригели пролетом до 5 м.*

Максимальный пролетный момент  $M_2^l = 16,9 \text{ кН} * \text{м}$

$$a_m = \frac{M_2^l}{R_b b_p h_0^2} = \frac{16,9 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,086$$

Согласно табл. 20 [10] определим  $x = 0,95$

$$A_s = \frac{M_2^l}{R_s x h_0} = \frac{16,9 * 10^{-3}}{365 * 0,955 * 0,36} = 1,347 \text{ см}^2$$

В пролетной зоне принимаем 3Ф14 АШ ( $A_s^{\text{факт.}} = 462 \text{ мм}^2$ )

Максимальный опорный момент  $M_2^{on} = 25 \text{ кН} * \text{м}$

$$a_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{25 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,36} = 0,131$$

Согласно табл. 20 [10] определим  $x = 0,93$

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s x h_0} = \frac{25 * 10^{-3}}{365 * 0,93 * 0,36} = 2,05 \text{ см}^2$$

В опорной зоне принимаем 3Ф14 АШ ( $A_s^{\text{факт.}} = 462 \text{ мм}^2$ )

Поперечное армирование всех ригелей принимаем гнутыми стержнями Ф8 АІ с шагом 150 в приопорной зоне (1/4 пролета) и 200 мм в остальной части ригеля ( $R_{sw}=175$  МПа,  $E_s=210000$  МПа,  $A_{sw}=2*50,3=100,6$  мм<sup>2</sup>).

Проведем проверку выбранного армирования по наклонным сечениям. Расчет ведем для самого опасного сечения (выбираем самый нагруженный ригель согласно эпюр внутренних силовых факторов)

Максимальный момент в ригеле  $M_{max} = 36кН * м$ .

Максимальная перерезывающая сила  $Q_{max} = 102кН * м$

$q_1 = 16кН / м$  - фактическая равномерно распределенная нагрузка

*В начале определим следующие промежуточные значения:*

$$\text{Высота сжатой зоны } x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 * 763}{1,33 * 400} = 523 \text{ мм};$$

$$M_b = j_{b2} R_{br} b h_0^2 = 2 * 0,95 * 400 * 360^2 = 98,50 \text{ кН} * м;$$

где  $j_{b2} = 2, j_{b3} = 0,6$  - коэффициент, учитывающий вид бетона, согласно табл. 21 [10]

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{175 * 100,6}{150} = 117,3 \text{ кН} / м;$$

Т. к.  $q_1 = 16 \text{ кН} / м < 0,56 q_{sw} = 65,7 \text{ кН} / м$  то согласно п. 3.32 [10] длина проекции наклонного сечения

$$c = \sqrt{\frac{M}{q_1}} = \sqrt{\frac{98,50}{16}} = 2,48 \text{ м};$$

Так как  $c = 1,451 > \left( \frac{j_{b2}}{j_{b3}} \right) h_0 = 1,2$ , то принимаем  $c = 1,20$  м.

Длина проекции наклонной трещины будет равна

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{98,05}{117,3}} = 0,916 \text{ м}.$$

Так как  $c_0 = 0,916 > 2h_0 = 2 * 0,36 = 0,72$  м, то принимаем  $c_0 = 0,72$  м;

Определим значение  $Q_{b,min}$ :

$$Q_{b,\min} = j_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 * 0,95 * 400 * 360 = 82,08 \text{ кН} .$$

Определим  $Q_b$ :

$$Q_b = M_b / c = 98,50 / 1,2 = 82,08 \text{ кН} = Q_{b,\min} = 82,08 \text{ кН} ;$$

Определим процент армирования поперечными стержнями

$$m_w = A_{sw} / (b s) = 100,6 / (400 * 150) = 0,00168 ;$$

$$a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{30000} = 7 ;$$

$$\text{отсюда } j_{w1} = 1 + 5 a m_w = 1 + 5 * 7 * 0,00168 = 1,059 < 1,3 ;$$

Для тяжёлого бетона  $\beta = 0,01$  согласно [10]

$$\text{Вычислим } \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 * 13,3 = 0,867 .$$

*Проверим прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента.*

Расчет ведем согласно п. 3.42 [10].

Проверим выполнение условия:

$$M \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw}$$

где  $A_s = 763 \text{ мм}^2$  – площадь растянутой арматуры

$z_s$  и  $z_{sw}$  – расстояния согласно рис.

$$M = M_{\max} - q_1 c^2 / 2 = 36 - 16 * 1,2^2 / 2 = 24,5 \text{ кН} * \text{м} ;$$

$$\text{согласно п. 3.42 [10] } z_s = h_0 - 0,5 x = 360 - 0,5 * 523 = 98,5 \text{ мм} ;$$

$$\sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 0,5 q_{sw} c^2 = 0,5 * 117,3 * 2,48 = 145,5 \text{ кН} * \text{м}$$

$$M = 24,5 \text{ кН} * \text{м} \leq R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} = 3,65 * 7,63 * 9,85 + 145,5 = 274,3$$

Значит прочность наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

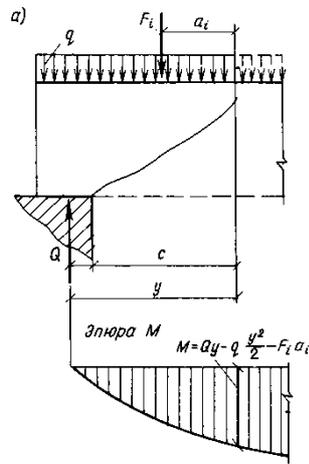
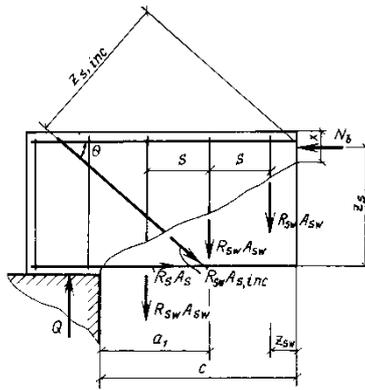


Рис 2.2.1. К расчету ригеля по изгибающему моменту.

Проверим прочность наклонной полосы на сжатие по условию 3.30 [10].

$$0,3j_w j_{b1} R_b b h_0 = 0,3 * 1,059 * 0,867 * 13,3 * 400 * 360 = 527533H = 181,2кН > > Q = 10,2кН$$

то есть прочность наклонной полосы обеспечена.

Армирование ригелей приведено на листе 8 графической части.

Проверим прочность наклонного сечения по поперечной силе по условию п. 3.30 [10].

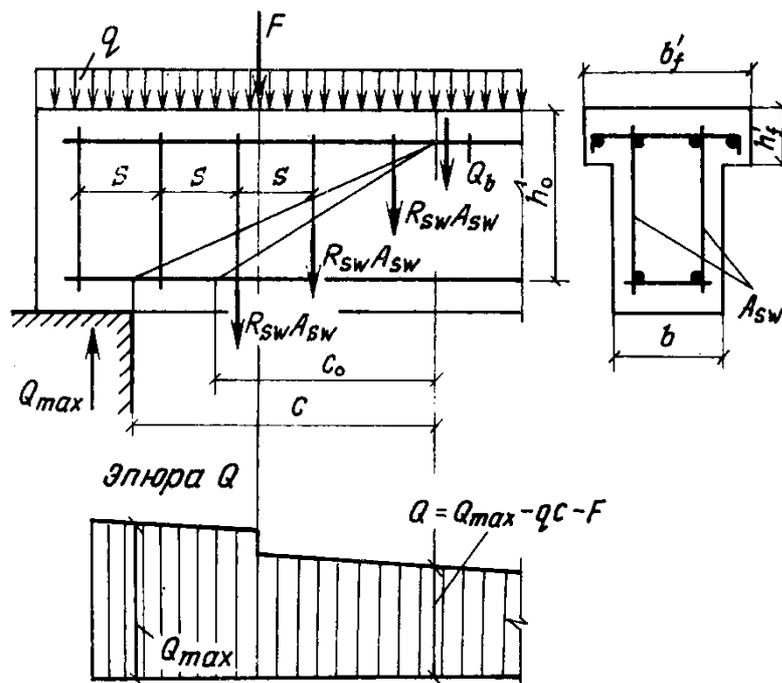


Рис 2.3. К расчету ригеля по поперечной силе.

Проверим условие  $Q_b + Q_{sw} > Q$

где  $Q = Q_{max} - q_1 c = 102 - 16 * 1,2 = 82,8 \text{ кН}$ .

$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 117,3 * 0,72 = 84,5 \text{ кН}$ .

Итак  $Q_b + Q_{sw} = 82,08 + 84,5 = 166,6 > Q = 82,8 \text{ кН}$ , то есть прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

### 3. Этап. Расчет межколонных каркасов.

Между колоннами каркасы устанавливаются по высоте плиты для создания дополнительной жесткости монолитного диска и восприятия опорного момента в зоне стыка плиты и колонны. Расчет ведем согласно п. 3.15 [10]. Плита в межколонной зоне имеет высоту  $h = 200 \text{ мм}$  и шириной сечения  $b = 400 \text{ мм}$ .

Защитный слой бетона  $a' = 35 \text{ мм}$ . Следовательно рабочая высота

$$h_0 = h - a' = 165 \text{ мм}$$

Максимальный опорный момент  $M^{on} = 21кН * м$

$$a_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{21 * 10^{-3}}{1,33 * 0,4 * 0,165} = 0,239$$

Согласно табл. 20 [10] определим  $x = 0,86$

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s x h_0} = \frac{21 * 10^{-3}}{365 * 0,86 * 0,165} = 4,05 см^2$$

Верхняя арматура межколонных каркасов 3Ф14 АШ ( $A_s^{факт.} = 462 мм^2$ )

Растянутую арматуру каркасов принимаем аналогично верхней т.е. 3Ф14 АШ ( $A_s^{факт.} = 462 мм^2$ ).

Схема расположения межколонных каркасов приведена на листе 7 графической части.

#### 4. Этап. Расчет монолитной плиты.

Рассчитаем требуемую площадь арматуры на  $1 м^2$  перекрытия

Расчет ведем согласно п. 3.15 [10]. Плиту принимают высотой  $h = 200$  мм

Защитный слой бетона  $a' = 20$  мм. Следовательно рабочая высота

$$h_0 = h - a' = 180 мм$$

Максимальный сжимающий момент  $M^{on} = 24кН * м$

$$a_m = \frac{M_2^{on}}{R_b b_p h_0^2} = \frac{24 * 10^{-3}}{1,33 * 1 * 0,180} = 0,109$$

Согласно табл. 20 [10] определим  $x = 0,945$

$$A_s = \frac{M_2^{on}}{R_s x h_0} = \frac{24 * 10^{-3}}{365 * 0,945 * 0,180} = 3,87 см^2$$

Назначаем верхнюю сетку монолитной плиты из стержней Ф10 АШ с шагом 150 мм в обоих направлениях. Т.к. в растянутой зоне плиты моменты незначительны то ее армирование назначаем из конструктивных соображений - Ф10 АШ с шагом 150 мм в обоих направлениях.

### 3. Основания и фундаменты здания

Таблица 3.1. Перечень чертежей раздела ОиФ.

Лист	Наименование	Примечание
5	Геология площадки. Фундаменты СФ-1, СФ-2. Арматурные изделия	

#### 3.1. Привязка проектируемого здания к существующему рельефу строительной площадки.

Привязку осуществляем в два этапа:

- горизонтальная привязка
- вертикальная привязка

Природный рельеф строительной площадки  $AC \times BC = 30 \times 47,5$  м представляет собой небольшой склон. Перепад высот по абсолютным отметкам в пределах длины здания составляет  $78,80 - 78,50 = 0,30$  м.

Принимаем решение вертикальной планировки площадки. Абсолютную отметку планировочной площадки принимаем  $78,70$  м.

Таким образом, проектная отметка в точке  $R_D = 78,50$  м. Для обеспечения беспрепятственного стока атмосферных осадков, назначаем проектный уклон в обоих направлениях  $i_{DA} = i_{DC} = 0,01$ . Проектные отметки любой точки строительной площадки будут вычисляться по формуле

$$R_i = R_D - i_{xy}(x+y), \text{ м}$$

Рассчитаем проектные отметки земли в углах строительной площадки А, В, С:

$$\text{угол А, } R_A = 78,70 - 0,01 * 48,61 = 78,20 \text{ м,}$$

$$\text{угол В, } R_B = 78,70 - 0,01 * 73,22 = 78,00 \text{ м,}$$

$$\text{угол С, } R_C = 78,70 - 0,01 * 63,09 = 78,10 \text{ м.}$$

Проектные отметки углов контура здания рассчитываем аналогичным образом:

№ угла	x, м	y, м	R <sub>i</sub>
1	13	17,1	$R_3=78,70-0,01*21,5=78,50$ м
2	25,2	37,7	$R_2=78,70-0,01*45,3=78,20$ м
3	53,6	25,2	$R_3=78,70-0,01*59,2=78,10$ м
4	53,6	8,2	$R_4=78,70-0,01*54,2=78,10$ м

Назначаем абсолютную отметку  $\pm 0,000$ , соответствующую уровню чистого пола 1-го этажа проектируемого здания.

$$\pm 0,000 = 83,00 \text{ м.}$$

### 3.2. Классификация грунтов.

Расчёт производим в порядке залегания ИГЭ грунта от поверхности земли по скважине №1. ИГЭ-1 представляет собой почву малой мощности, поэтому она не принимается в расчет.

• ИГЭ-2. Мощность слоя  $h_2=1,0$  м. Проба взята с глубины  $h'_2 = h_1 + h_2 / 2 = 1,2$  м.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p = W_L - W_p = 32 - 20 = 12\%$$

Так как  $7 < I_p = 12\% < 17$ , то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = W - W_P / I_P = (25 - 20) / 12 = 0,416$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в тугопластичном состоянии.

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта,  $I_L$  и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_0$  и расчётное сопротивление  $R_0$ .

$$\phi = 22, c = 18 \text{ кПа}, E_0 = 10, R_0 = 207 \text{ кПа}.$$

Вывод: ИГЭ-2 – грунт – суглинок тугопластичный, непросадочный с модулем деформации  $E_0 = 10$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0 = 207$  кПа.

• ИГЭ-3. Мощность слоя  $h_2 = 2,6$  м. Проба взята с глубины  $h'_3 = h_1 + h_2 + h_3 / 2 = 3$  м.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_P = W_L - W_P = 27 - 17 = 10\%$$

Так как  $7 < I_P = 10\% < 17$ , то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_P) / (W_L - W_P) = W - W_P / I_P = (16 - 17) / 10 = 0$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в твердом состоянии.

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта,  $I_L$  и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_0$  и расчётное сопротивление  $R_0$ .

$$\phi = 23, c = 25 \text{ кПа}, E_0 = 12, R_0 = 240 \text{ кПа}.$$

Вывод: ИГЭ-3 – грунт – суглинок твердый, непросадочный с модулем деформации  $E_0=12$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0=240$  кПа.

•ИГЭ-4. Мощность слоя  $h_4=1,2$ м. Проба взята с глубины  $h'_4 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 / 2 = 4,9$  м.

Так как отсутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является несвязанным.

По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности – песок пылеватый.

Определим вид грунта по значению коэффициента пористости  $e$ :

$$e = \frac{r_s}{r} (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,61} (1 + 0,08) - 1 = 0,784$$

Так как  $e=0,784 < 0,8$  песок средней плотности

Определяем разновидность грунта по степени влажности  $S_r$

$$S_r = \frac{W r_s}{e r_w} = \frac{0,08 * 2,66}{0,784 * 1} = 0,271$$

Так как  $0 < S_r = 0,271 < 0,5$  то песок маловлажный

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_0$  и расчётное сопротивление  $R_0$ .

$\phi=32$ ,  $c=2$  кПа,  $E_0=16$  МПа,  $R_0=250$  кПа.

Вывод: ИГЭ-4 – грунт – песок пылеватый, средней плотности, маловлажный непросадочный с модулем деформации  $E_0=16$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0=250$  кПа.

•ИГЭ-5. Мощность слоя  $h_4=3,8$ м. Проба взята с глубины  $h'_4 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 / 2 = 7,4$  м.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p = W_L - W_p = 27 - 17 = 10\%$$

Так как  $7 < I_p = 10\% < 17$ , то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = W - W_p / I_p = (16 - 17) / 10 = 0$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в твердом состоянии.

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам[5] в зависимости от вида грунта,  $I_L$  и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_0$  и расчётное сопротивление  $R_0$ .

$$\phi = 23, c = 25 \text{ кПа}, E_0 = 12, R_0 = 240 \text{ кПа}.$$

Вывод: ИГЭ-3 – грунт – суглинок твердый, непросадочный с модулем деформации  $E_0 = 12$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0 = 240$  кПа.

• ИГЭ-6. Мощность слоя  $h_4 = 6,7$  м. Проба взята с глубины  $h'_4 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_6 / 2 = 12,3$  м.

Так как отсутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является несвязанным.

По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности – песок средней крупности.

Определим вид грунта по значению коэффициента пористости  $e$ :

$$e = \frac{r_s}{r} (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,79} (1 + 0,05) - 1 = 0,56$$

Так как  $0,55 < e = 0,56 < 0,7$  песок средней плотности

Определяем разновидность грунта по степени влажности  $S_r$

$$S_r = \frac{Wr_s}{er_w} = \frac{0,05 * 2,66}{0,56 * 1} = 0,238$$

Так как  $0 < S_r = 0,238 < 0,5$  то песок маловлажный

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_o$  и расчётное сопротивление  $R_o$ .

$\phi = 36$ ,  $c = 2$  кПа,  $E_o = 36$  МПа,  $R_o = 400$  кПа.

Вывод: ИГЭ-6 – грунт – песок средней крупности, средней плотности, маловлажный непросадочный с модулем деформации  $E_o = 36$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_o = 400$  кПа.

• ИГЭ-7. Мощность слоя  $h_2 = 3,5$  м. Проба взята с глубины  $h'_3 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7 / 2 = 17,8$  м.

Так как присутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является связным.

Определим наименование грунта по числу пластичности:

$$I_p = W_L - W_p = 28 - 18 = 10\%$$

Так как  $7 < I_p = 10\% < 17$ , то грунт является суглинком.

Определим разновидность грунта по консистенции и по показателю текучести:

$$I_L = (W - W_p) / (W_L - W_p) = W - W_p / I_p = (21 - 18) / 10 = 0,3$$

Данный показатель текучести свидетельствует о том, что суглинок находится в тугопластичном состоянии.

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта,  $I_L$  и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_o$  и расчётное сопротивление  $R_o$ .

$\phi = 24$ ,  $c = 21$  кПа,  $E_o = 13$ ,  $R_o = 211$  кПа.

Вывод: ИГЭ-2 – грунт – суглинок тугопластичный, непросадочный с модулем деформации  $E_0=13$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0=211$  кПа.

•ИГЭ-8. Мощность слоя  $h_4=1,5$ м. Проба взята с глубины  $h'_4 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7 + h_8 / 2 = 20,3$  м.

Так как отсутствуют влажность на границе текучести и влажность на границе раскатывания, то грунт является несвязанным.

По гранулометрическому составу определяем вид песчаного грунта по крупности – песок мелкий.

Определим вид грунта по значению коэффициента пористости  $e$ :

$$e = \frac{r_s}{r} (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,83} (1 + 0,07) - 1 = 0,55$$

Так как  $e=0,55 < 0,6$  песок плотный

Определяем разновидность грунта по степени влажности  $S_r$

$$S_r = \frac{Wr_s}{er_w} = \frac{0,07 * 2,66}{0,55 * 1} = 0,339$$

Так как  $0 < S_r = 0,339 < 0,5$  то песок маловлажный

Так как  $\epsilon_{SL} = 0$  то грунт непросадочный

По таблицам [5] в зависимости от вида грунта и  $e$  определяем угол внутреннего трения  $\phi$ , удельное сцепление  $c$ , модуль деформации  $E_0$  и расчётное сопротивление  $R_0$ .

$\phi=36$ ,  $c=4$  кПа,  $E_0=38$  МПа,  $R_0=400$  кПа.

Вывод: ИГЭ-8 – грунт – песок мелкий, плотный, маловлажный непросадочный с модулем деформации  $E_0=38$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0=400$  кПа.

Составим таблицу производных и классификационных характеристик грунтов:

Таблица 3.2. Производные и классификационные характеристики грунтов.

№ ИГЭ	Усл. обозначение	Наименование грунта и его состояние	Мощность слоя, $h_i$ , м	Число пластичности, $I_{pi}$ , %	Показатель текучести, $I_{Li}$ , %	Коэффициент пористости, $e_i$	Степень влажности, $S_{pi}$	Модуль деформации, $E_{0i}$ , МПа	Расчётное сопротивление грунта, $R_{0i}$ , кПа
ИГЭ-2		Суглинок тугопластичный, непросадочный	1	12	0,416	0,87	-	10	207
ИГЭ-3		Суглинок твердый, непросадочный	2,6	10	0	0,78	-	12	240
ИГЭ-4		Песок пылеватый, средней плотности, маловлажный, непросадочный	1,2	-	-	0,72	0,271	16	250
ИГЭ-5		Суглинок твердый, непросадочный	3,8	10	0	0,78	-	12	240
ИГЭ-6		Песок средней крупности, плотный, маловлажный, непросадочный	6,7	-	-	0,56	0,238	36	400
ИГЭ-7		Суглинок тугопластичный, непросадочный	3,5	10	0,3	0,71	-	13	211
ИГЭ-8		Песок мелкий, маловлажный, плотный, непросадочный	1,5	-	-	0,55	0,339	38	400

### 3.3. Инженерно-техническое сравнение вариантов фундамента.

Рассмотрим два варианта фундаментов:

1. Фундамент мелкого заложения. Основным недостатком данного фундамента является то что инженерно-геологический слой №5 залегающий под проектной отметкой фундамента является слабым (суглинок твердый, непросадочный с модулем деформации  $E_0=12$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0=240$  кПа.), что вызовет неоправданный расход бетона и арматуры. Так же необходимо заметить, что с одной стороны здания имеется уклон, который может привести к размыву грунта и оголения фундамента. Это может привести к опрокидыванию фундамента мелкого заложения. Т. е. в данном случае необходимо принять меры по предотвращению размыва грунты талыми водами.

2. Свайный фундамент. Принимая высоту сваи достаточной для прохождения ИГЭ – 5 и выбирая в качестве несущего слоя ИГЭ – 6 (песок средней крупности, средней плотности, маловлажный непросадочный с модулем деформации  $E_0=36$  МПа и начальным расчётным сопротивлением  $R_0=400$  кПа) мы значительным образом повысим несущую способность сваи. Рядом со строящимся объектом нет зданий, которые были бы критичны к забивке свай. Следовательно можно принять погружение свай дизель-молотом.

В свете вышперечисленного принимаем свайный фундамент. Длину сваи принимаем 8 м, что обеспечить опирание на ИГЭ – 6. Схема работы сваи – свая трения.

### 3.4. Расчёт свайного фундамента в сечении I-I.

#### 3.4.1. Общие положения.

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

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

в) 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.

г) Принимаем сопряжение свай с ростверком шарнирным. Поэтому величина заделки сваи должна составлять 5÷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 сваи в ростверк.

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

д) За опорный слой принимаем ИГЭ-6 – песок средней крупности, маловлажный, непросадочный,  $R_0=400$  кПа,  $E_0=36$  МПа. Принимаем предварительно величину погружения сваи 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:

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

е) Для полученной предварительной длины сваи и для заданных грунтовых условий строительной площадки назначаем готовую забивную железобетонную сваю С 8-30 длиной призматической части  $L_{св}=8$  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.

### 3.4.2. Определение несущей способности одиночной висячей сваи.

Определим несущую способность одиночной висячей сваи  $F_d$ :

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

$\gamma_c=1$  – 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.

$A_{cb}=0,3*0,3=0,09 \text{ м}^2$  – 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  $N_D$ :

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

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 трапециевидальных 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.

### 3.4.3. Конструирование ростверка.

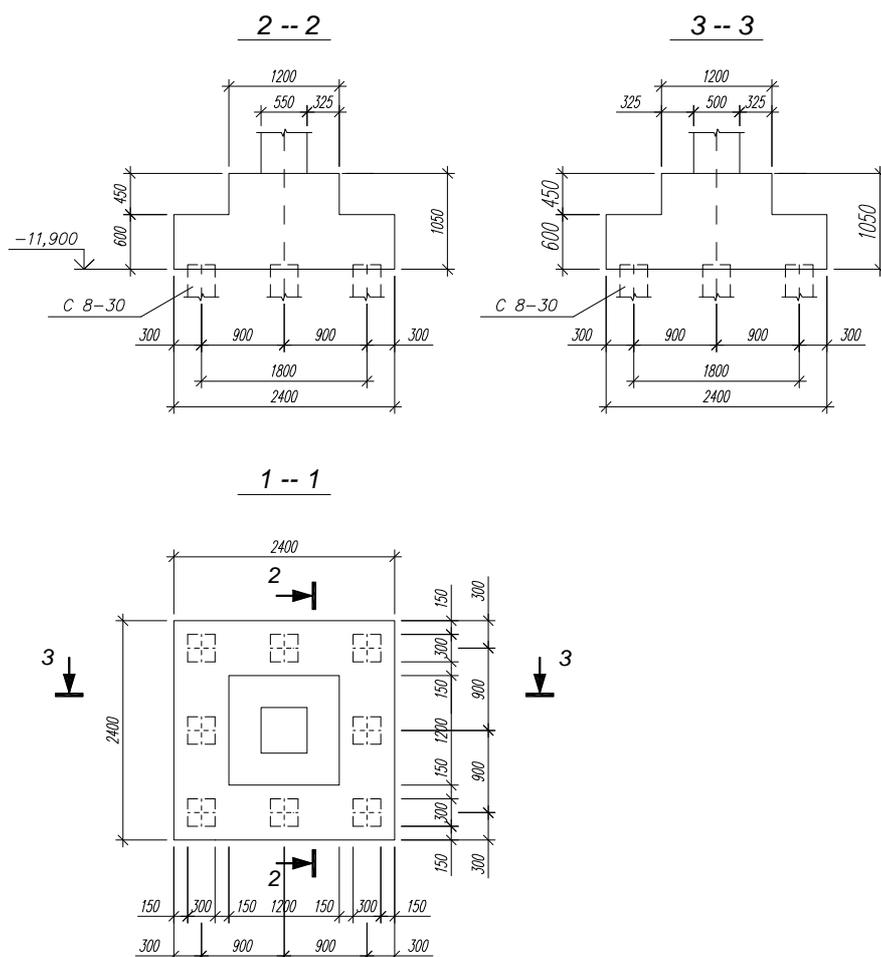


Рис 3.1. Конструирование ростверка СФ-1.

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 (обычно назначают равным  $d$ ).

### 3.4.4. Определение размеров условного фундамента.

Определяем размеры условного фундамента.

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

$$j_{II,mt} = \frac{j_5 h_5 + j_6 h_6}{h_5 + h_6} = \frac{23 * 3,8 + 36 * 6,7}{3,8 + 6,7} = 31,3^\circ$$

Угол распределения напряжений равен:

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

Определим высоту условного фундамента:

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

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

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

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

Длина подошвы условного фундамента равна

$$l_{y.ф.} = 5d + 2tg a * l_{CB} = 5 * 0,3 + 2tg 7,95^\circ * 9,95 = 3,69 \text{ м}$$

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:

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

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

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

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

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:

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

$$\text{где } g'_{II} = \frac{18100 * 1 + 17500 * 2,6 + 16700 * 1,2 + 17500 * 3,8 + 17900 * 4,1}{1 + 2,6 + 1,2 + 3,8 + 4,1} = 17,6$$

кН/м<sup>3</sup>

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

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

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

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

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

$$+ 8,24 * 2) = 3136 \text{ кН}$$

$$\text{где } g_{II} = \frac{g_6 * h_{6/2} + g_7 * h_7 + g_8 h_8}{h_{6/2} + h_7 + h_8} = \frac{17,9 * 5,6 + 19,2 * 3,5 + 18,3 * 1,5}{5,6 + 3,5 + 1,5} = 18,38 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{c1} = 1,4$ ;  $\gamma_{c2} = 1,4$  – 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.

### 3.4.5. Вычисление вероятной осадки свайного фундамента.

Вычисление вероятной осадки производим методом послойного суммирования.

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

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{\text{ш}i} h_i,$$

где  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта;  $\gamma_{\text{ш}i}$  – удельный вес  $i$ -го слоя.

Точка 0 (на поверхности земли)

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

точка 1 (граница ИГЭ-2 – ИГЭ-3)

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

точка 2 (граница ИГЭ-3 – ИГЭ-4)

$$S_{zg2} = S_{zg1} + g_3 h_3 = 18,1 + 17,5 * 2,6 = 63,6 \text{ кПа}; 0,2S_{zg4} = 12,7 \text{ кПа};$$

точка 3 (граница ИГЭ-4 – ИГЭ-5)

$$S_{zg3} = S_{zg2} + g_4 h_4 = 63,6 + 16,7 * 1,2 = 83,6 \text{ кПа}; 0,2S_{zg4} = 16,7 \text{ кПа};$$

точка 4 (граница ИГЭ-5 – ИГЭ-6)

$$S_{zg4} = S_{zg3} + g_5 h_5 = 83,6 + 17,5 * 3,8 = 150,1 \text{ кПа}; 0,2S_{zg4} = 30,0 \text{ кПа};$$

точка 5 (на уровне подошвы условного фундамента)

$$S_{zg5} = S_{zg4} + g_6 h_{6/1} = 150,1 + 17,9 * 4,1 = 223,5 \text{ кПа}, 0,2S_{zg4} = 44,7 \text{ кПа};$$

точка 0 (граница ИГЭ-6 – ИГЭ-7)

$$S_{zg0} = S_{zg5} + g_6 h_{6/2} = 223,5 + 17,9 * 2,6 = 270 \text{ кПа}; 0,2S_{zg4} = 54,0 \text{ кПа};$$

точка 6 (граница ИГЭ-7 – ИГЭ-8)

$$S_{zg6} = S_{zg0} + g_7 h_7 = 270 + 19,2 * 3,5 = 337,2 \text{ кПа}; 0,2S_{zg4} = 67,44 \text{ кПа};$$

точка 6 (на подошве ИГЭ-8)

$$s_{zg7} = s_{zg6} + g_8 h_8 = 337,2 + 18,3 * 1,5 = 364,7 \text{ кПа}; 0,2 s_{zg4} = 72,9 \text{ кПа};$$

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

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

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  $\sigma_{zp}$  напряжения на глубине  $z_i$  от подошвы фундамента:

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

где  $\alpha_i$  – 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.

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

Результаты вычислений сведём в таблицу.

Таблица 3.3. Расчет вероятной осадки СФ-1.

№ ИГЭ	Наименование грунта и его свойства	Мощность слоя	$\Delta_i$ , м	$z_i$ , м	$\xi_i$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$ , кПа	$E_i$ , кПа
ИГЭ-6	Песок средней крупности, плотный, маловлажный, непросадочный	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	
ИГЭ-7	Суглинок тугопластичный, непросадочный	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.

$S_{общ}=0,8/36000*[0,75*150+0,75*135+0,75*108+0,4*88,7]+0,8/13000*[0,35*76,7+0,75*60,5]=0,012$  м <  $S_u=0,08$  м, условие выполняется.

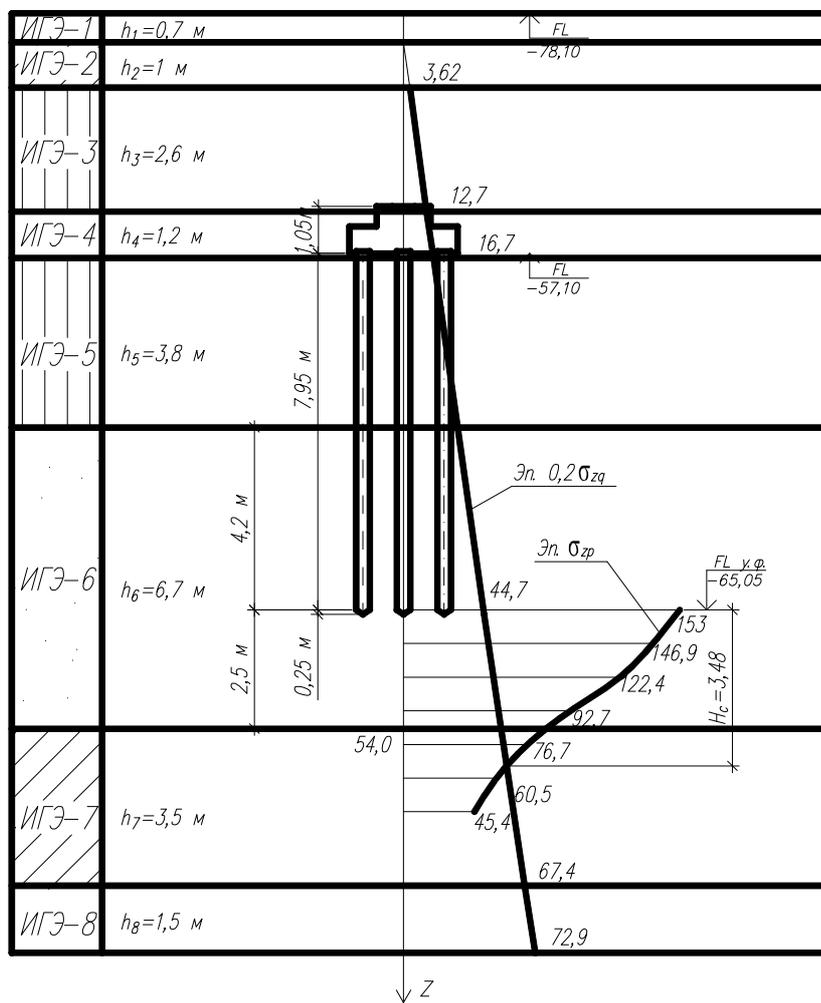


Рис 3.2.К расчету осадки свайного фундамента.

### 3.4.6. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.

Расчёт заключается в проверке условия:

$$N \leq [a_1(b_c + c_2) + a_2(h_c + c_1)]h_1 R_{bt},$$

где  $N = 2\sum N_{pi} = 2 \cdot (3 \cdot 407) = 2442$  - 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 равно:

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

$b_c = 0,55$  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;

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

$$h_1 = h_p - a_s = 1,05 - 0,08 = 0,97 \text{ м} - \text{рабочая высота сечения ростверка.}$$

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

Итак,

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

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

### 3.4.7. Расчёт прочности ростверка на продавливание угловой свай.

Расчёт заключается в выполнении условия:

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

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 свай 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.

### 3.4.8. Расчёт прочности ростверка на изгиб.

Расчёт прочности ростверка производим в сечениях по граням колонны, а также по наружным граням подколонника и ступеней ростверка.

Сечение I-I:

$$M_{I-I}=3N_{pi}l_1=3*407*0,30=366,3 \text{ кН*м,}$$

где  $l_1=0,30$  – расстояние от оси свай до ближайшей грани подколонника.

Сечение II-II:

$$M_{II-II}=3N_{pi}l_2=3*407*0,65=793,7 \text{ кН*м,}$$

где  $l_2=0,65$  – расстояние от оси свай до ближайшей грани колонны.

Определим требуемую площадь арматуры:

Для сечения I-I:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{01}R_s} = \frac{366,3}{0,9*0,55*365000} = 21,44 \text{ см}^2,$$

где  $h_{01}=h_p - a_s= 0,6 - 0,08=0,52$  м.

Для сечения II-II:

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02}R_s} = \frac{793,7}{0,9*0,97*365000} = 24,91 \text{ см}^2,$$

где  $h_{02}=H_p - a_s= 1,05 - 0,08=0,97$  м.

Задаёмся шагом стержней  $S=200$  мм. Количество стержней равно  $n=12$ .

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{24,91}{12} = 2,07 \text{ см}^2.$$

Принимаем  $\varnothing 18$  ( $A_s=2,454 \text{ см}^2$ ).

Итак принимаем в качестве рабочей арматуры плитной части ростверка сетку состоящую из стержней  $\varnothing 18$  АIII с шагом 200 мм.

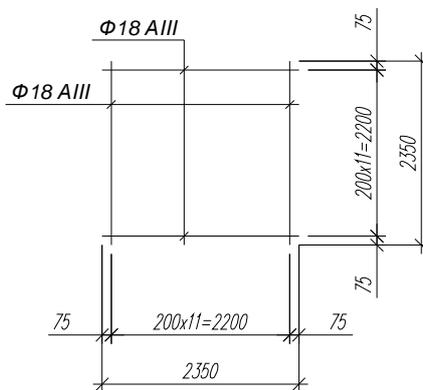


Рис 3.2. Арматурная сетка С-1.

### 3.4.9. Расчёт прочности подколонника по нормальным сечениям.

Расчёт прочности подколонника по нормальным сечениям сводится к определению требуемой площади продольной поперечной арматуры  $A_s^{TP}$ . Для этого рассматриваем одно нормальное сечения: I-I – по плитной части фундамента.

Расчёт по сечению I-I производится по правилам расчёта прямоугольного сечения с двойной арматурой.

Определим высоту сжатой зоны бетона:

$$x = N_l / (R_b b_n) = 3660 / (14500 * 1,2) = 0,21 > 2a_s' = 2 * 0,045 = 0,09.$$

Определим относительную высоту  $\xi$  сжатой зоны бетона:

$$\chi = \frac{x}{h_{0n}} = \frac{0,21}{1,155} = 0,182,$$

где  $h_{0n} = l_n - a_s = 1,2 - 0,045 = 1,155$  м – рабочая высота подколонника.

Определяем граничное значение относительной высоты  $\xi_R$  сжатой зоны бетона по формуле:

$$x_R = \frac{w}{1 + \frac{R_s}{400} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,734}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,734}{1,1}\right)} = 0,563,$$

где  $\omega=0,85 - 0,008R_b=0,85 - 0,008*14,5=0,734$  – коэффициент, характеризующий деформативность сжатой зоны бетона.

Проверяем условие  $x \leq x_R$ :

$$x=0,21 \text{ м} < x_R=\xi_R h_{0n}=0,563*1,155=0,65 \text{ м.}$$

Так как  $x < x_R$ , то

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b_n h_{0n}}{R_s} \cdot \frac{a_m - x(1 - 0,5x)}{1 - d} =$$

$$= \frac{14500 * 1,2 * 1,155}{365000} * \frac{0,048 - 0,182(1 - 0,5 * 0,182)}{1 - 0,039} = -0,0067 \text{ м}^2$$

$$\text{где } a_m = \frac{N_l e}{R_b b_n h_{0n}^2} = \frac{3660 * 0,555}{14500 * 1,2 * 1,155^2} = 0,048;$$

$$e = e_0 h + 0,5 * l_n - a_s = 0,5 * 1,2 - 0,045 = 0,555 \text{ м};$$

$$d = \frac{a_s}{h_{0n}} = \frac{0,045}{1,155} = 0,039$$

По расчёту продольная арматура в подколоннике не требуется, следовательно, она устанавливается конструктивно. Назначаем диаметр арматуры  $\text{Ø}12$ .

Принимаем  $3\text{Ø}12$  А-III. Поперечную арматуру принимаем  $\text{Ø}8$  А-I.

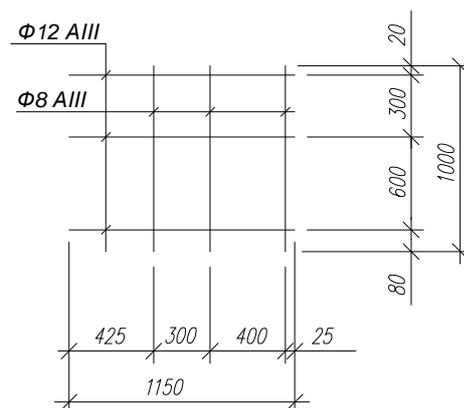


Рис 3.2. Арматурный каркас КР-1.

## 4. Научно-исследовательская работа

Целью научно-исследовательской работы является сравнение вариантов фундаментов по осадке на просадочных грунтах и выявление оптимального варианта для 15-этажного монолитного жилого дома. 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.

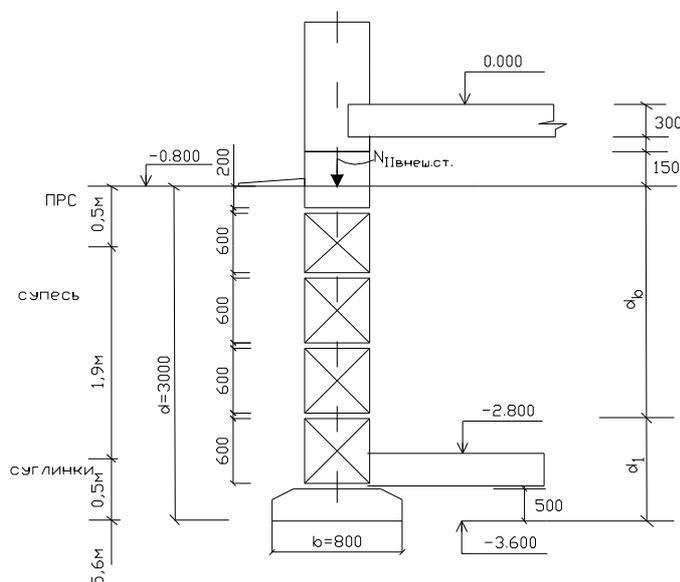


Рис.3. Расчетная схема ленточного фундамента

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)]:

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

где  $g_{c1}$  и  $g_{c2}$  - коэффициенты условий работы, принимаемые по таблице 3 /2/;  $k=1$ , если прочностные характеристики грунта ( $j$  и  $c$ ) определены непосредственными испытаниями;  $M_g$ ,  $M_q$ ,  $M_c$  - 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;  $g_{II}$  - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента (при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды  $g_{взв} = (\gamma_s - g_w) / (1 + e)$  кН/м<sup>3</sup>;  $g_{II}$  - 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

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

$$d_1 = 0,857 \text{ м}.$$

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  $b=1$

$$g_{II} = \frac{\sum y_{III} \cdot h_i}{\sum h_i};$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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:

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

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

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

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

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

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

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)]:

$$s_{zp} = a \cdot P_o, (2.7)$$

где  $\alpha$  - коэффициент, принимаемый по [2, прил.2, табл.1];

$P_o$  – дополнительное вертикальное давление на основание:

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

здесь  $P$  – среднее давление под подошвой фундамента;

$$P = 196,535 \text{ кПа};$$

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

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  $Z=0$ ):

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

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

Для остальных точек значения  $\sigma_{Zq}$  и  $\sigma_{Zp}$  приведены в табл.2. По полученным величинам  $\sigma_{Zq}$  и  $\sigma_{Zp}$  строятся эпюры напряжений.

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

Так как модуль деформации супеси больше 5МПа нижняя граница сжимаемой толщи находится на глубине  $H_c = 2,56$ 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)]:

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

где  $\beta$  - безразмерный коэффициент, равный 0,8;

$\sigma_{zpi}$  – 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.

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

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

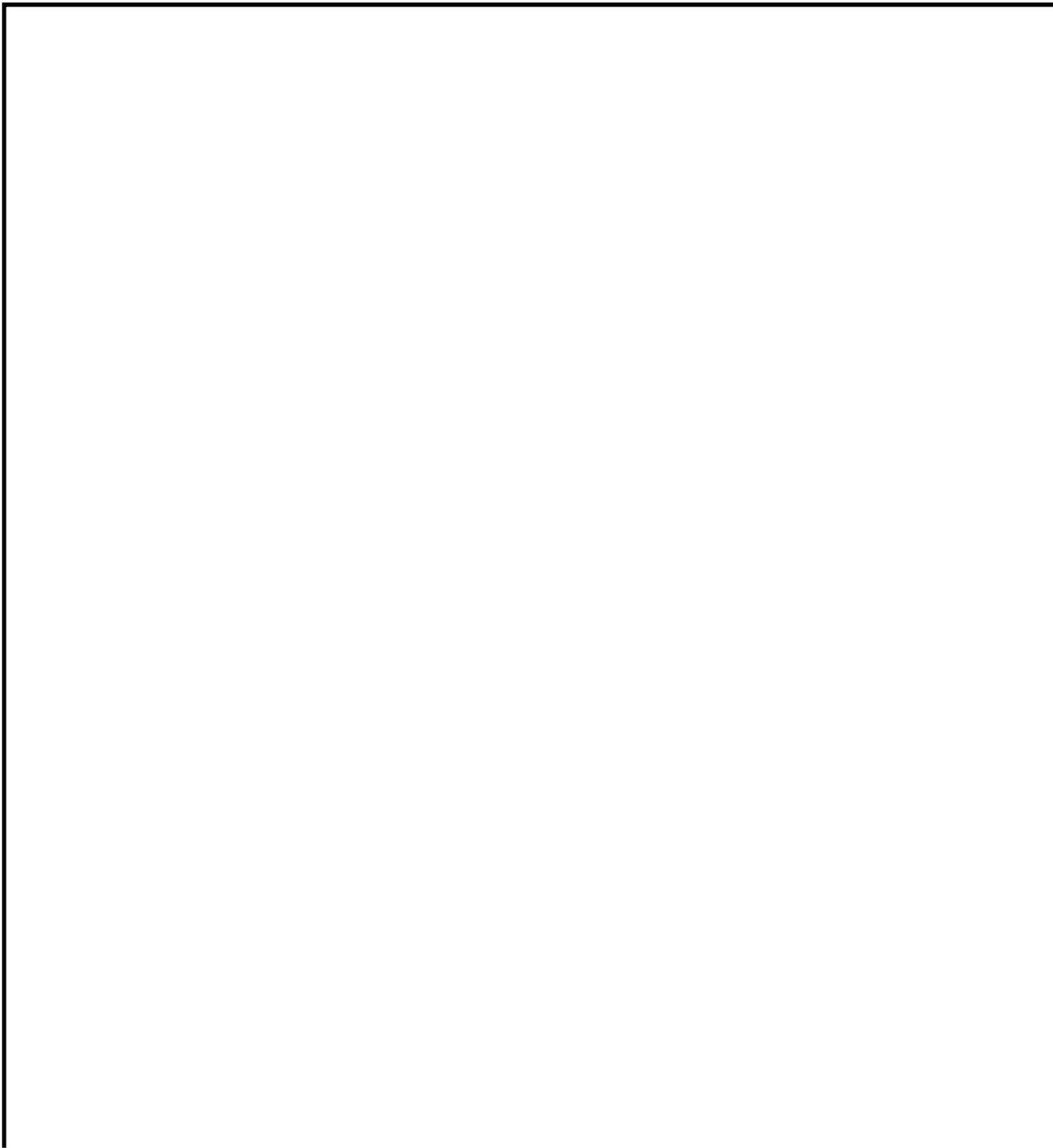
Полученные данные результатов расчета сведем в таблицу 3.

Результаты ручного счета:  $S = 2,427$  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  $S = 2,427$  см, что меньше  $0,5 \cdot S_u$ . Назначаем ширину подушки  $b = 1$  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:  $N_{II} = 1580,22$  кН.

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

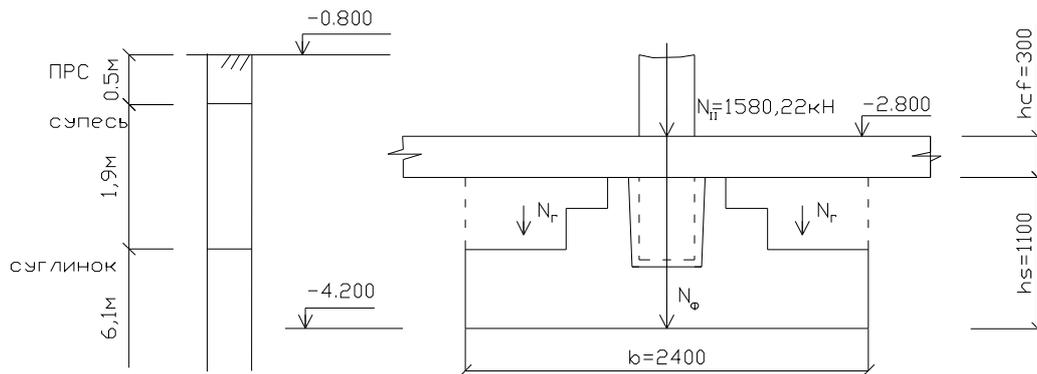


Рис.5. Расчетная схема фундамента под колонну

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

Вычисляем расчетное сопротивление грунта основания:

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

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

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

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

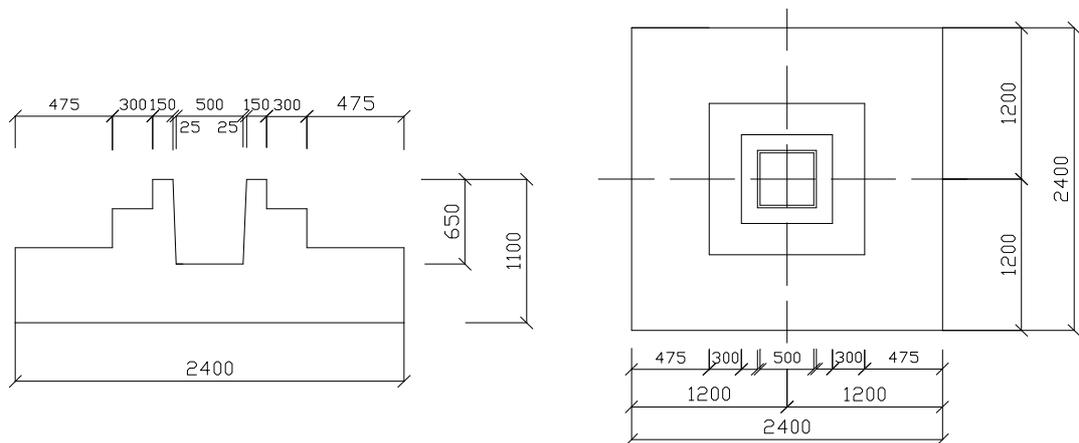
$$R = \frac{1,1 \cdot 1}{1} \cdot [0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 19,5 + 3,06 \cdot 1,45 \cdot 18,5 + (3,06 - 1) \cdot 1,95 \cdot 18,5 + 5,66 \cdot 3] = 201,64 \text{ кПа}$$

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;  $A=8,41$  м<sup>2</sup> (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:

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

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

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

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

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

## 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)]:

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

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];

$\gamma_k$  – 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 сваи 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 сваи, свайного фундамента и сооружения, определяемая расчетом;

$S_u$  – предельное значение совместной деформации основания сваи, 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 сваи 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 сваи 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 сваи 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  $L_{cb}=8$  м, с размером квадратного поперечного сечения  $b=0,3$  м, длиной острия  $l_o=0,25$  м. Расчётная глубина заложения одиночной висячей сваи принимаем равной

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

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

#### **4.7. Определение несущей способности одиночной висячей сваи.**

Определим несущую способность одиночной висячей сваи  $F_d$ :

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

$\gamma_c=1$  – 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.

$A_{св}=0,3*0,3=0,09$  м<sup>2</sup> – 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 расчленяем 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  $N_D$ :

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

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 трапецидальных эпюр (принимают  $k_1=1\div 1,2$ );

$0,1N_1$  – 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 свай:

$$j_{II,mt} = \frac{j_5 h_5 + j_6 h_6}{h_5 + h_6} = \frac{23 * 3,8 + 36 * 6,7}{3,8 + 6,7} = 31,3^\circ$$

Угол распределения напряжений равен:

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

Определим высоту условного фундамента:

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

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

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

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

Длина подошвы условного фундамента равна

$$l_{y.ф.} = 5d + 2tg a * l_{CB} = 5 * 0,3 + 2tg 7,95^\circ * 9,95 = 3,69 \text{ м}$$

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:

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

$$G_p = V_p * g_m = 4,10 * 25 = 103 \text{ кН},$$

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

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

Определим объём условного фундамента:

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

Собственный вес грунта расположенного выше подошвы условного фундамента:

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

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

кН/м<sup>3</sup>

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

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

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

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

$$\frac{1,4 * 1,4}{1} (1,24 * 1 * 3,69 * 18,38 + 5,95 * 11,9 * 17,6 + (5,95 - 1) * 4,3 * 11,9 + 8,24 * 2) = 3136 \text{ кН}$$

$$\text{где } g_{II} = \frac{g_6 * h_{6/2} + g_7 * h_7 + g_8 h_8}{h_{6/2} + h_7 + h_8} = \frac{17,9 * 5,6 + 19,2 * 3,5 + 18,3 * 1,5}{5,6 + 3,5 + 1,5} = 18,38 \text{ кН/м}^3;$$

$\gamma_{c1} = 1,4$ ;  $\gamma_{c2} = 1,4$  – 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  $\sigma_{zg}$  (вертикальные напряжения от действия собственного веса грунта) и вспомогательной  $0,2\sigma_{zg}$  по формуле

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

где  $h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта;  $\gamma_{\text{ш}}$  – 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)

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

точка 2 (граница ИГЭ-3 – ИГЭ-4)

$$s_{zg2} = s_{zg1} + g_3 h_3 = 18,1 + 17,5 * 2,6 = 63,6 \text{ кПа}; 0,2s_{zg4} = 12,7 \text{ кПа};$$

точка 3 (граница ИГЭ-4 – ИГЭ-5)

$$s_{zg3} = s_{zg2} + g_4 h_4 = 63,6 + 16,7 * 1,2 = 83,6 \text{ кПа}; 0,2s_{zg4} = 16,7 \text{ кПа};$$

точка 4 (граница ИГЭ-5 – ИГЭ-6)

$$s_{zg4} = s_{zg3} + g_5 h_5 = 83,6 + 17,5 * 3,8 = 150,1 \text{ кПа}; 0,2s_{zg4} = 30,0 \text{ кПа};$$

точка 5 (на уровне подошвы условного фундамента)

$$s_{zg5} = s_{zg4} + g_6 h_{6/1} = 150,1 + 17,9 * 4,1 = 223,5 \text{ кПа}, 0,2s_{zg4} = 44,7 \text{ кПа};$$

точка 0 (граница ИГЭ-6 – ИГЭ-7)

$$s_{z_{g0}} = s_{z_{g5}} + g_6 h_{6/2} = 223,5 + 17,9 * 2,6 = 270 \text{ кПа}; 0,2s_{z_{g4}} = 54,0 \text{ кПа};$$

точка 6 (граница ИГЭ-7 – ИГЭ-8)

$$s_{z_{g6}} = s_{z_{g0}} + g_7 h_7 = 270 + 19,2 * 3,5 = 337,2 \text{ кПа}; 0,2s_{z_{g4}} = 67,44 \text{ кПа};$$

точка 6 (на подошве ИГЭ-8)

$$s_{z_{g7}} = s_{z_{g6}} + g_8 h_8 = 337,2 + 18,3 * 1,5 = 364,7 \text{ кПа}; 0,2s_{z_{g4}} = 72,9 \text{ кПа};$$

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

$$p_0 = p - s_{z_{g8}} = 423 - 270 = 153 \text{ кПа},$$

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

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

Определяем дополнительные вертикальные нормальные  $\sigma_{zp}$  напряжения на глубине  $z_i$  от подошвы фундамента:

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

где  $\alpha_i$  – 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.

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

Результаты вычислений сведём в таблицу.

*Таблица 3.3. Расчет вероятной осадки СФ-1.*

№ ИГЭ	Наименование грунта и его свойства	Мощность слоя	$\Delta_i$ , м	$z_i$ , м	$\xi_i$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$ , кПа	$E_i$ , кПа
ИГЭ-6	Песок средней крупности, плотный, маловлажный, непросадочный	6,7	0	0	0	1	153		36000
			0,75	0,75	0,40	0,96	146,9	150	
			0,75	1,5	7	0,8	122,4	135	
			0,75	2,25	0,81	0,606	92,7	108	
			0,4	2,65	3	0,553	84,6	88,7	
ИГЭ-7	Суглинок тугопластичный, непросадочный	6,7	0,35	3,0	1,62	0,449	68,7	76,7	13000
			0,75	3,75	6	0,336	51,4	60,5	
			0,75	4,5	2,03	0,257	39,3	45,4	
					2,44				

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.

$S_{общ}=0,8/36000*[0,75*150+0,75*135+0,75*108+0,4*88,7]+0,8/13000*[0,35*76,7+0,75*60,5]=0,012$  м <  $S_u=0,08$  м, условие выполняется.

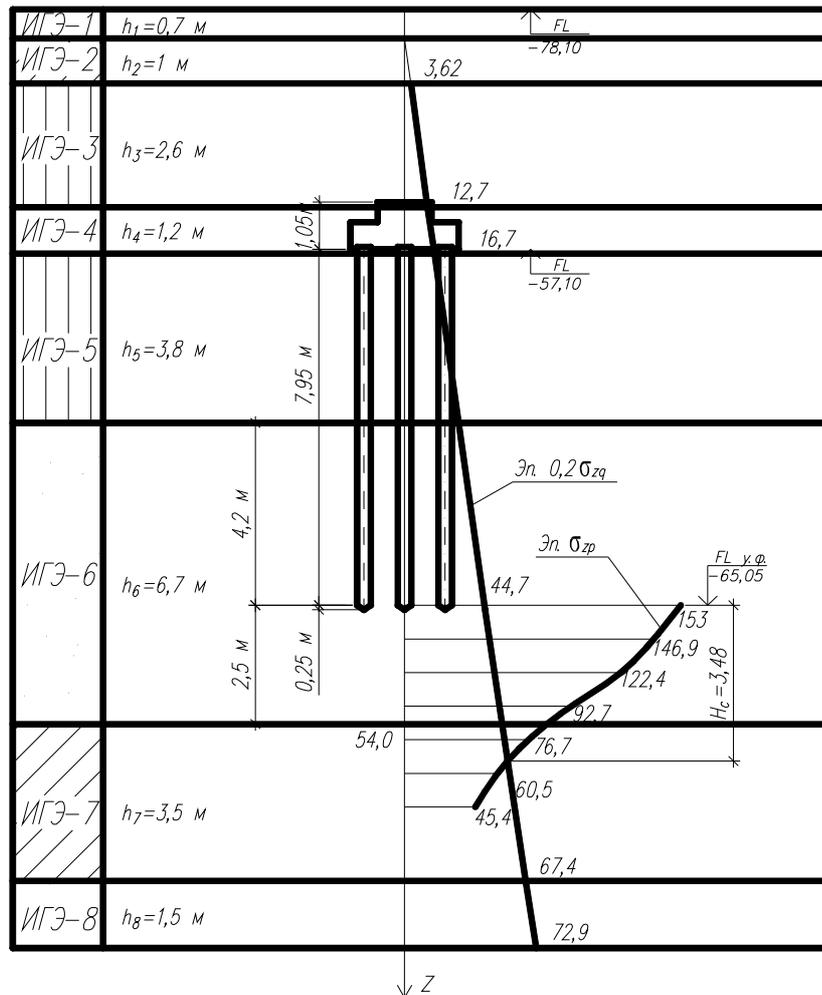


Рис 3.2. К расчету осадки свайного фундамента.

#### 4.9. Расчёт прочности ростверка на продавливание колонной.

Расчёт заключается в проверке условия:

$$N \leq [a_1(b_c + c_2) + a_2(h_c + c_1)]h_1 R_{bt},$$

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;

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

$h_1=h_p - a_s=1,05 - 0,08=0,97$  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 произойдет.

#### **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. Техничко-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 фундамента 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 объёмов работ для каждого варианта (фундаментов мелкозаложенного 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 мелкозаложенного	м <sup>3</sup>			
1.1	Ленточный фундамент на 1 п.м.	м <sup>3</sup>			
1.1	Разработка грунта под фундамент	м <sup>3</sup>	5,2	3-85	20-02
1.2	Устройство песчаной подготовки под фундамент $\delta=100$ мм.	м <sup>3</sup>	0,1	7-60	0-76
1.3	Укладка трапециевидных железобетонных ленточных фундаментов.	м <sup>3</sup>	0,3	46-50	13-95
1.4	Обратная засыпка пазух.	м <sup>3</sup>	4,9	2-10	10-29
1.5	Стоимость песка-	м <sup>3</sup>	0,1	7-30	0-73
1.6	Стоимость железобетонных фундаментных лент.	м <sup>3</sup>	0,3	59-00	17-70
	Итого				63-45
2	Столбчатый фундамент (монолитный)	м <sup>3</sup>			

2.1	Разработка грунта под фундамент вручную.	м <sup>3</sup>	48,31	3-85	186
2.2	Устройство бетонной подготовки δ=100	м <sup>3</sup>	0,841	34-70	29-18
2.3	Устройство железобетонного монолитного фундамента под колонну	м <sup>3</sup>	5,62	31-10	174-99
2.4	Обратная засыпка пазух	м <sup>3</sup>	4,78	2-10	10-05
2,5	Стоимость бетона на подготовку	м <sup>3</sup>	0,841	26-80	22-53
2.6	Стоимость монолитного железобетонного фундамента	м <sup>3</sup>	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 <sup>3</sup>	3,68	3-85	14-16
1.2	Устройство бетонной подготовки δ=100	м <sup>3</sup>	0,05	34-70	1-73
1.3	Забивка железобетонных свай до 12 м (со стоимостью свай)	м <sup>3</sup>	0,87	88-40	76,9
1.4	Устройство ленточного ростверка	м <sup>3</sup>	0,3	28-30	8-49
1,5	Стоимость бетона на подготовку	м <sup>3</sup>	0,05	26-80	1-34
1.6	Стоимость бетона на ростверк	м <sup>3</sup>	0,3	27-90	8-37
1.7	Обратная засыпка пазух	м <sup>3</sup>	3,33	2-10	6-99
	Итого				112-59
2	Фундамент под колонну (куст свай)	м <sup>3</sup>			
2.1	Разработка грунта под ростверк вручную	м <sup>3</sup>	23,62	3-85	90-93
2.2	Забивка железобетонных свай до 12 м (со стоимостью свай)	м <sup>3</sup>	1,5	88-40	132-98
2.3	Устройство бетонной подготовки δ=100 мм	м <sup>3</sup>	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. Технология и организация строительного производства

*Таблица 4.1. Перечень чертежей раздела технологии производства работ и организации строительства.*

Лист	Наименование	Примечание
10	Строительный генплан.	
11	Календарный график строительства.	

В данном разделе дипломного проекта рассматриваются вопросы, связанные с технологией производства работ и организацией строительства. Технология производства работ помогает создать наиболее правильную картину возведения данного объекта. Далее рассмотрено производство основных работ по возведению монолитного каркаса. Так же технология строительства неотрывно связана с её организацией. Организация строительства в данном проекте основана на календарном планировании. Календарное планирование позволяет наиболее точно отразить потребности строительства, как в материальных, так и трудовых ресурсах. Заключительный шаг это разработка строительного генерального плана, правильность расчета которого целиком зависит от календарного планирования.

### 5.1. Технология производства работ

#### **Земляные работы.**

Земляные работы на строительной площадке начинаются со срезки растительного слоя грунта. Бульдозером ДЗ-8 грунт срезают и перемещают, укладывая его в промежуточные валики, которые затем окучиваются и перемещаются в сторону. Глубина срезки грунта 15 см. за один два прохода для погрузки в самосвалы экскаватором.

Следующий процесс - это планировка площадки строительства бульдозером ДЗ-8. Планировка площадки позволяет разровнять строительную площадку и придать ей необходимый уклон для стока атмосферных вод.

Основная работа – разработка грунта экскаватором ЭО-4321. Глубина разработки грунта 7,85 м. Так как ширина котлована более 3,5 м то принимаем продольно торцевую проходку экскаватора. Основная часть разработанного грунта погружается в транспортные средства и вывозится из строительной площадки. Оставшаяся часть грунта складывается в бурты и используется для засыпки пазухов котлована.

### **Забивка свай.**

Забивка свай производится копровой установкой с дизельмолотом МД-1800.

Так как несущий слой свай несвязанный грунтах (песок) то применяем рядовую схему, забивая сваи последовательно в каждом ряду.

Подтягивать сваи к копровой установке можно с расстояния не более 5 м, пропуская тяговый трос через нижний отводной блок. Условия подъема сваи в вертикальное положение, безопасные для устойчивости копровой установки, зависят от положения сваи. Если свая впереди копра, то допускаемое расстояние не более длины сваи; если свая рядом с копром, то < 3-4 м; если свая поперек оси копра не более 3 м.

Забивку свай начинают с медленного опускания молота на наголовник после установки сваи на грунт и ее выверки. Чтобы обеспечить правильное направление сваи, первые удары производят с ограничением энергии удара. Затем энергию удара постепенно увеличивают до максимальной. Сваи забивают до достижения расчетного отказа, указанного в проекте

При забивных сваях, головы которых часто оказываются на разных отметках, перед устройством ростверка выполнить выравнивание голов свай (срубка бетон, резка арматуры и др.). Срезка бетона производится с помощью пневматических отбойных молотков.

## **Устройство монолитного фундамента.**

Дошату опалубку ступенчатых фундаментав стаканного типа собирать из пар щитов – закладных и накрывных. В каждом ярусе закладные щиты вставляют между накрывными и полученный таким образом короб стягивают стяжкой или скруткой. Монтаж арматуры вести как правило, с использованием механизмов и приспособлений, применяемых для других видов работ (использовать самоходный кран ДЭК-161 ). Ручная укладка допускается при массе арматурных элементов не более 20 кг. Соединять арматурные элементы в единую армоконструкцию вязкой.

Укладка бетонной смеси должна быть осуществлена таким образом, чтобы были обеспечены монолитность бетонной кладки, проектные показатели и т. д.

Укладку бетона осуществляют разными методами. При каждом методе должно быть соблюдено основное правило – новая порция бетонной смеси должна быть уложена до начала охватывания цемента в ранее уложенном бетоне. Этим исключается необходимость устройства рабочих швов.

В большие в плане конструкции бетонную смесь укладывают горизонтальными слоями и как правило по всей площади. На больших массивах иногда невозможно перекрыть предыдущий слой бетона до начала охватывания в нем цемента. В этом случае применяется ступенчатый способ укладки с одновременной укладкой двух-трех слоев.

Распалубка начинается после того, как бетон наберет необходимую прочность. Снимать боковые элементы опалубки, не несущие нагрузок, можно по достижению бетоном прочности, обеспечивающей сохранность углов, кромок и поверхностей. Боковые щиты фундаментав снимать не ранее чем через 72 ч. Несущие элементы опалубки снимают по достижении бетоном прочности, обеспечивающей сохранность конструкции ( 7 суток). При съеме опалубки с фундаментав и стен сначала обрезают стяжные болты или проволочные скрутки.

Далее снимают схватки и ребра, после чего отрывают от бетона отдельные щиты.

### **Возведение железобетонного каркаса.**

Используем разборно-переставную щитовую опалубку. Щиты опалубки используются древофанерные. Поддерживающие конструкции выполнять из инвентарных стальных труб.

Опалубка стен и перегородок изготавливаются из комплектов дощатых щитов, направляющих стоек, прогонов и стяжных болтов. Сначала устанавливают щиты опалубки с одной стороны стены. Смонтировав арматуру устанавливают вторую стенку опалубки, закрепляют стяжные болты и затем в процессе бетонирования рядом со стяжными болтами ставят деревянные распорки, определяющие проектную толщину стены.

Арматуру балок, ригелей и прогонов монтируют из отдельных стержней объединяя их в каркасы. В межколонных зонах армирование производить из сварных каркасов Каркасы поднимают и устанавливают кранами. Концы каркаса заводят за выпуски арматуры колонн или стоек и крепят к ним. Установка арматуры плит между балками или прогонами заключается в вязке на опалубке отдельных стержней в сетки (нижней а затем верхней зоны), которые закрепляют в проектном положении по разметке, сделанной на опалубке. Отгибы арматурных сеток при диаметре стержней до 10 мм делают на месте, пользуясь ключом.

Для осуществления процесса укладки бетона в монолитную плиту её разбивают на карты. Карты бетонируют подряд, т. е. одну за другой. В разделительные полосы смесь укладывают в распор с затвердевшим бетоном карт после снятия опалубки на их границах. Бетонную смесь подвижностью 2-6 см. подают на карты бетононасосами, с помощью бетоноукладчиков. Подавать её следует в направлении к ранее уложенному бетону, как бы прижимая новые порции к уложенным. В монолитную плиту смесь должна укладываться в один

слой, с уплотнением поверхностными вибраторами (этого достаточно т.к. высота монолитной плиты 0,2 м.).

Укладка бетонной смеси в монолитные диафрагмы жесткости производится участками высотой не более 3 м (на высоту типового этажа). Т.к. в диафрагмах жесткости используется конструктивное армирование (конструктивное) то используют бетонную смесь подвижностью 4-6 см. При Бетонную смесь подают непосредственно в опалубку в нескольких точках по длине участка бетононасосами. При высоте стен более 3 м (подвальные этажи) используют звеньевые хоботы, при этом смесь укладывают горизонтальными слоями толщиной 0,3-0,4 м с обязательным вибрированием.

В колонны здания т.к. они не имеют перекрывающихся хомутов, смесь укладывают сразу на всю высоту. Смесь осторожно загружают сверху и уплотняют внутренними вибраторами.

В обвязочные ригеля, монолитно связанные с колоннами бетонную смесь укладывают через 1-2 ч. после укладки последнего слоя в вертикальные конструкции ввиду необходимости первоначальной осадки уложенной в них смеси. В участки монолитной плиты имеющие ригеля смесь должна укладываться одновременно.

В плиты перекрытия бетонная смесь подается сразу на всю ширину с уплотнением поверхностными вибраторами при их толщине до 0,25 м и внутренними при большой толщине.

### ***Технология ухода за бетоном.***

Уход за бетоном должен обеспечить:

-надлежащий температурно-влажностный режим, исключающий интенсивное высыхание бетона и связанное с этим температурно-усадочные деформации;

-условия, исключающие механические повреждения свежееуложенного бетона, нарушение прочности и устойчивости забетонированной конструкции.

Условия выдерживания бетона и сроки распалубки конструкции определяют на основе требований, установленных действующими строительными нормами и правилами. Данный каркас выполняется из бетона на портландцементе, распалубочная продолжительность твердения которого составляет 7 суток. В течение этого периода бетон должен поливаться водой.

Чтобы исключить механические повреждения свежеложенного бетона, запрещается движение людей, установка лесов и опалубки до достижения бетоном прочности не менее 1,5 МПа. Движение по забетонированным перекрытиям автотранспорта, бетоноукладчиков и других машин запрещается до достижения проектной прочности бетона.

## **5.2. Выбор типа крана и его привязка к объекту, расчет зон работы и влияния крана.**

Для монтажа данного здания выбираем один башенный кран, устанавливаемый на фасадной стороне здания.

Для выбора марки крана определим следующие характеристики

Требуемый вылет крюка:

$$L = D + B = 4,3 + 33 = 37,3 \text{ м.}$$

где  $D = 4,3 \text{ м}$  – расстояние от оси вращения крана до здания.

$B = 33 \text{ м}$  – ширина надземной части здания с учетом выступающих частей.

Требуемый подъем крюка:

$$H = h_{зд} + h_3 + h_k + h_c = 48,15 + 1 + 1,8 + 1,5 = 52,45 \text{ м.}$$

где  $h_{зд}$  – высота от уровня стоянки крана до наивысшей монтажной отметки.

$h_3$  – величина запаса, пролета конструкции.

$h_k$  – высота последней монтируемой конструкции.

$h_c$  – высота строповки.

Необходимая грузоподъемность крана

$$Q = q_{\max} + 0,25 = 1,5 * 1 = 16,5 \text{ т.}$$

где  $q_{\max}$  – наибольшая масса монтажного элемента (согласно табл. № 4.2)

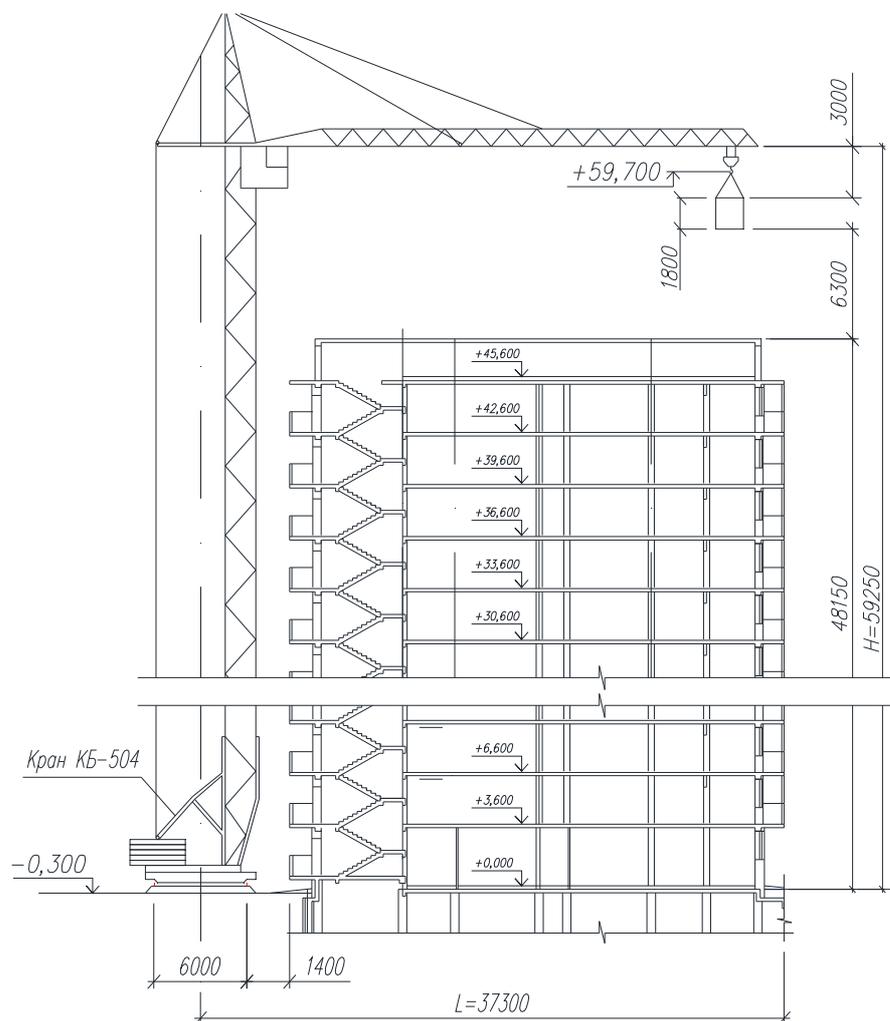


Рис. 4.1. Привязка крана к строящемуся объекту.

Согласно расчетам выбираем башенный кран КБ-504, у которого максимальный вылет крюка 40 м, грузоподъемность до 10 т и высота до оси подвеса стрелы крюка 60,0 м.

Схемы привязки, опасные зоны, строение рельсового пути приведены на листе №11 графической части.

Табл. 4.2. Таблица наибольших грузов, расстояний и высот.

Наименование грузов	Масса Q, т	Вылет крюка L <sub>раб</sub> , м	Подъем крюка H <sub>раб</sub> , м	Грузовой момент QxL <sub>раб</sub> , тм.
1. Опалубочные щиты	0,5	38,8	55	19,4
2. Арматурные пучки	1,0	36,3	55	36,3
3. Перемычки	0,3	36,9	55	11,07
4. Ящик с раствором	1,5	37,0	55	55,5
5. Тара с блоками	1	36,9	55	36,9

### 5.3. Основные принципы проектирования календарного плана.

Календарный план строительства на основе общей организационно-технической схемы устанавливает очередность и сроки строительства основных и вспомогательных зданий и сооружений. Календарный график строительства построен на основе табл. «Ведомость объемов СМР, затрат труда и машинного времени».

По данным календарного плана строительства построены графики потребности в рабочих кадрах и в основных машинах. Объемы СМР и потребность в конструкциях, деталях, полуфабрикатах и основных материалах в данном дипломном проекте определены по ГЭСНам.

Основой построения календарных планов является принцип поточного строительства. Для ускорения производства работ целесообразным является их совмещение. Правильное совмещение работ по времени позволяет добиться условий, при которых снижается не только продолжительность строительства, но и достигается более рациональное использование ресурсов, как материальных, так и трудовых. Организация поточного производства в строительстве предусматривает:

а) расчленение процесса производства на отдельные работы, предпочтительно равные или кратные по трудоемкости;

б) установление целесообразной последовательности выполнения работ и соединение взаимосвязанных работ в общий совокупный процесс, и их синхронизацию, чем достигается непрерывность строительного производства

г) закрепление отдельных видов работ за определенными бригадами рабочих, установление последовательности включения в поток отдельных объектов и движение бригад в процессе выполнения работ.

Здание имеет 14 типовых этажей в которых сохраняется одинаковая последовательность работ и неизменность бригад рабочих. По этой причине на календарном плане показано лишь возведение 1-го и 2-го типовых этажей, остальные этажи возводятся аналогичным образом.

Разборка опалубки после бетонирования конструкций согласно календарному плану выполняется после 7 суток твердения. Этот промежуток времени является технологическим перерывом для возведения монолитных конструкций на данной захватке. В это время целесообразно выполнять работы на соседней захватке с использованием другого комплекта опалубки, что и представлено календарном графике.

Отделочные работы на строительной площадке начинаются параллельно возведению монолитных конструкций под защитой 3 перекрытий.

#### **5.4. Строительный генеральный план**

Стройгенпланом называется генеральный план площадки, на которой показана расстановка основных монтажных и грузоподъемных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

Стройгенплан является частью комплексной документации на строительство и его решения должны быть увязаны с остальными разделами проекта, в том числе с принимаемой технологией работ и сроками

строительства, установленными графиками. Решения стройгенплана должны отвечать требованиям строительных нормативов.

Основные задачи при проектировании стройгенплана - правильное размещение монтажных механизмов, установок для производства бетонов и растворов, складов, площадок укрупнительной сборки. СГП должен обеспечивать наиболее полное удовлетворение бытовых нужд работников строительства, принятые решения должны отвечать требованиям техники безопасности, пожарной безопасности и условиям охраны окружающей среды.

### ***Расчет и проектирование временных инвентарных зданий***

При проектировании необходимо определить:

- численность рабочих
- перечень и количество временных зданий и их размещение
- места и способы подключения к инженерным сетям.

Определим необходимую численность рабочих.

Соотношение категорий работающих:

рабочие 100% от  $N_{\max}$  - 20 чел.

ИТР 12% от  $N_{\max}$  - 2 чел.

МОП 3% от  $N_{\max}$  - 1 чел.

итого  $N_{\text{общ}} = 23$  чел.

Площади административно-бытовых помещений принимаем по рекомендуемым нормативам [18]. Потребность в инвентарных зданиях приведена в табл. 4.4.

Табл. 4.4. Потребность в инвентарных зданиях

Наименование	Норма площади	Площадь м <sup>2</sup>	Размер в плане и кол-во	Примечан.
1. Прорабская	25м <sup>2</sup> на 5 чел.	18	3х6 - 1 шт	
2. Гардеробная	0,9м <sup>2</sup> на 1 чел.	18	3х6 - 1 шт	
3. Умывальная	0,05м <sup>2</sup> на 1 чел	2	2х1 - 1 шт	
5. Сан.узел		6	1,5х1,5 – 2 шт	
6. Душевая	0,43м <sup>2</sup> на 1 чел	9	3х3 - 1 шт	
7. Помещения для приема пищи и обогрева	1м <sup>2</sup> на 1 чел.	36	3х6 - 2 шт	

### **Проектирование электроснабжения.**

Расчет потребного количества электроэнергии производится в следующей последовательности:

- определяются энергией
- выбираются источники снабжения электроэнергией

Определим необходимую мощность трансформатора:

$$P_p = a [\Sigma(k_{c1} * P_c / \cos j) + \Sigma(k_{c2} * P / \cos j) + \Sigma K_{c3} P_{ов} + \Sigma P_{он} ]$$

где  $a = 1,05$  - коэффициент учитывающий потери в сети;

$k_{c1}, k_{c2}, k_{c2}$  - коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей;

$P_c$  – мощность силовых потребителей;

$P_T$  - мощность для технологических нужд;

$P_c$  – мощность силовых потребителей;

$P_{ов}$  – мощность внутреннего освещения;

$P_{он}$  – мощность наружного освещения.

Расчет ведем в табличной форме:

Табл. 4.5. Расход энергии на потребителей

Наименование	Ед. изм.	Кол-во	Уд.мощность на ед. изм, кВт	Коэф. спроса	Коэф. мощности φ	Уст-ая Мощность кВт
<i>Силовая электроэнергия</i>						
1. Кран КБ-504А	шт.	1	50	0,2	0,5	20
2. Бетононасос	шт.	2	20	0,5	0,65	27
<i>Внутреннее освещение</i>						
1. Административные	м <sup>3</sup>	18	0,015	0,8	1	0,4
2. Бытовые помещения	м <sup>3</sup>	68	0,003	0,8	1	1,5
<i>Натужнее освещение</i>						
Территория стр-ва	100м <sup>2</sup>	26,11	0,15	1	1	3,92
Открытые склады	100м <sup>2</sup>	2,25	0,05	1	1	0,34
Дороги	1000п. м.	0,184	0,15	1	1	0,03
Итого	кВт					53,2

**Расчет и проектирование освещения строительной площадки**

*Охранное освещение:*

$$n = \frac{PES}{P_{л}} = \frac{0,4 * 2 * 2611}{500} = 5 \text{ ламп по 500 Вт каждая}$$

где P=0,4 Вт/(м<sup>2</sup>лк) – удельная мощность

E=2 лк – освещение в люксах

S=2611 м<sup>2</sup> – площадь подлежащая освещению

*Рабочее освещение:*

$$n_{\text{раб}} = 0,4 * 15 * 736 / 500 = 8 \text{ ламп по 500 Вт каждая}$$

где S=736 м<sup>2</sup> рабочая площадь (площадь здания)

Учитывая потребности в электроэнергии принимаем трансформаторную подстанции СКТП-100 мощностью P=100 кВт

### **Организация приобъектных складов.**

Расчет площадей складов производится в следующей последовательности:

- по календарному плану определяется максимальная суточная потребность с учетом неравномерности поступления и потребления материалов и конструкций

- определяется запас хранимых материалов

- выбирается тип хранения материалов

- рассчитывается потребная площадь (с учетом норм размещения)

- выбирается место для склада на строительной площадке

- производится привязка складов

- осуществляется поэлементное размещение конструкций и изделий на открытых складах

Расчет общей площади склада для каждого отдельного вида конструкций производим по формуле:

$$S_{mp} = \frac{P}{T} nk_1 k_2 q$$

где P - количество потребных материалов и изделий;

T – продолжительность расходования данного материала (в днях);

n=3 дня – норма запаса материала, конструкций или изделий (при перевозке автотранспортом);

k<sub>1</sub>=1.1 – коэф. неравномерности поступления материалов на склад;

k<sub>2</sub>=1.3 – коэф. неравномерности потребления материалов;

q – норма складирования.

*Табл. 4.6. Спецификация зданий*

Наименование	Тип склада	Кол-во потребных мат-ов	Норма складир.	Требуемая площадь склада (м <sup>2</sup> )	Способ хранения
Склад опалубки	открытый	1273 м <sup>2</sup>	0,07 м <sup>2</sup> /м	127	штабели
Склад арматуры	открытый	19,2 т	1,2 м <sup>2</sup> /т	23	штабели
Склад пенобетонных блоков	открытый	5,033 т.шт.	3,5 м <sup>2</sup> /т.шт.	37	В пачках

### **Расчет и проектирование водоснабжения.**

Сеть временного водопровода предназначена для удовлетворения производственных, хозяйственно-бытовых и противопожарных нужд строительства. Водопровод на объекте размещаем по тупиковой схеме.

Общий расход воды определяем по формуле

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{х.б.}} + Q_{\text{пож}}$$

Расход воды на производственные нужды:

$$Q_{\text{пр}} = \frac{1,2 \Sigma (V_{\text{см}} * q_{\text{ср}} * k_1)}{8 * 3600} = 0,5 \text{ л/с}$$

где  $q_{\text{ср}}$  – средний производственный расход воды в смену;

$k_1$  – коэффициент неравномерности потребления воды в смену.

Расчет ведем в табличной форме (табл. 4.7.)

Табл. 4.7. Расход воды на потребителей

Потребители воды	Ед. Изм.	Кол-во в смену	Удельный расход, л.	Коэф. не-равном.	Расход Воды, л/см
1. Штукатурные работы	м <sup>2</sup>	503	5	1,6	4024
2. Уст-во цемент.стяжки	м <sup>3</sup>	170	25	1,6	6800
3. Малярные работы	м <sup>2</sup>	232	1	371	371

Расход на хозяйственно бытовые нужды:

$$Q_{\text{х.б.}} = \left( \frac{N_{\text{max}}}{3600} \right) \left[ \frac{q_1}{k_2} + q_2 * k_3 \right] = \left( \frac{23}{3600} \right) \left[ \frac{15 * 2,7}{8} + 0,3 * 30 \right] = 0,125 \text{ л/с};$$

где  $N_{\text{общ}}=23$  чел. – максимальное кол-во людей на стройплощадке;

$q_1=15$  л – норма потребления воды на одного человека в смену;

$q_2=30$  л – норма потребления воды на прием одного душа;

$k_2=2,7$ ;  $k_3=0,3$ .

Расход воды на противопожарные нужды принимается исходя из трехчасовой продолжительности тушения одного пожара. Минимальный расход воды определяют из расчета одновременного действия двух струй из пожарных гидрантов по 5 л/с на каждую струю.  $Q_{\text{пож}}=10$  л/с.

Т. к. расход воды для хозяйственно-бытовых и производственных нужд мал и с учетом того, что во время пожара производство работ прекращается принимаем:  $Q_{\text{общ}}=Q_{\text{пож}}=10$  л/с

Диаметр временного трубопровода определяем по формуле

$$d = \sqrt{\frac{4 * Q_{\text{общ}} * 1000}{\rho V}} = \sqrt{\frac{4 * 10 * 1000}{3,14 * 1,5}} = 92 \text{ мм}$$

где  $V=1,5$  м/с – скорость движения воды по трубам.

Принимаем временный водопровод из стальных труб диаметром 100 мм.

## **5.5. Основные мероприятия по технике безопасности**

Организация строительной площадки, участков работ и рабочих мест должна обеспечивать безопасность труда работающих на всех этапах выполнения работ. Территория строительной площадки ограждается со всех сторон во избежание доступа посторонних лиц, т.к. она расположена в черте города. Строительная площадка, участки работ, рабочие места, проезды и проходы к ним в темное время суток освещаются прожекторами согласно расчету освещения строительной площадки. У въезда на строительную площадку установить схему движения транспортных средств, а на обочинах дорог и проездов хорошо видимые дорожные знаки. Скорость движения автотранспорта вблизи мест производства работ не должна превышать 5 км/час. Проезды, проходы и рабочие места необходимо регулярно очищать, а расположенные вне зданий посыпать песком или шлаком в зимнее время. Ширина проходов к рабочим местам и на рабочих местах должна быть не менее

0,6 м, а высота проходов в свету – 1,8 м. Входы в строящееся здание должны быть защищены сверху сплошным навесом шириной не менее 2 м от стены здания. Подача материалов, строительных конструкций и узлов оборудования на рабочие места должна осуществляться в технологической последовательности, обеспечивающей безопасность работ.

Складирование материалов, конструкций и оборудования должно осуществляться в соответствии с требованиями стандартов или технических условий. Между штабелями на складах должно быть расстояние для прохода шириной не менее 1 м. и проезды, ширина которых зависит от габаритов транспортных средств и погрузочных механизмов. Прислонять материалы и изделия к заборам, временным и капитальным сооружениям недопускается. До начала работы с применением машин руководитель работ должен определить схему движения и место установки машин, места и способы заземления машин, имеющих электропривод, указать способ взаимодействия и сигнализации машиниста с рабочими – сигнальщиками, обслуживающими машины, определить место расположения сигнальщика, а также обеспечить надлежащее освещение территории. В зоне работы машин должны быть установлены знаки безопасности и предупредительные надписи.

Грузоподъемные машины, грузозахватные устройства и средства контейнеризации и пакетирования, должны удовлетворять требованиям гос. стандартов. Строповку грузов следует производить инвентарными стропами и спец. грузозахватными устройствами, изготовленными по утвержденному проекту согласно схемам строповки. Способы строповку должны исключать возможность падения или скольжения застропованного груза. Перед нагрузкой или разгрузкой элементов их монтажные петли должны быть осмотрены, очищены и при необходимости выправлены, без повреждения конструкции.

На участке где ведутся монтажные работы, не допускается нахождение посторонних лиц выполнение других работ. При возведении зданий и

сооружений запрещается выполнять работы, связанные с нахождением людей в одной секции на этажах, над которыми производится перемещение, установка и временное закрепление элементов сборных конструкций. Элементы монтируемых конструкций должны удерживаться от раскачивания. Для перехода монтажников с одной конструкции на другую следует применять инвентарные лестницы, переходные мостики и трапы имеющие ограждения. Не допускается выполнять монтажные работы на высоте в открытых местах при скорости ветра более 15 м/с и более, а также при гололедице, грозе, тумане. При перемещении конструкции расстояние между ними и выступающими частями, смонтированного оборудования должно быть не менее 1 м по горизонтали и не менее 0,5 м по вертикали.

При работе грузоподъемной машины не допускается:

- вход на грузоподъемную машину во время ее движения
- нахождение возле работающего крана в избежания зажатия
- подъем груза, засыпанного землей или примерзшего к земле
- подтаскивание груза по земле, оттягивание груза при подъеме
- разгрузка автомашин при нахождении людей в их кабинах

## **6. Экономика**

### **6.1. Определение сметной стоимости объекта**

Сметная документация является важным элементом проекта любого сооружения. Показатель сметной стоимости (цены) - один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов (тендеров), переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основой при заключении контракта, финансировании, расчетах и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости приобретает первостепенное значение для всех сторон, участвующих в строительстве.

Для расчета цены строительства объекта в данной работе применяют базисно-индексный метод.

Из состава сметной документации в данном дипломном проекте рассчитываются локальная смета на общестроительные работы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства. Стоимостные показатели даны в базисных ценах на 01.01.2001г. для районов I зоны строительства (г.Пенза), при строительстве в других районах Пензенской области применять поправочные коэффициенты по сборнику ТСЦм-2001.

Определяем стоимость общестроительных работ по укрупненным сметным нормам, то есть мы оцениваем возведение 1 м<sup>2</sup> общей площади в текущих ценах.

## **6.2. Локальная смета**

Локальные сметы- это сметы на отдельные виды работ. Они составляются по ТЕРам-2001 года на основе ведомости подсчета объемов работ по каждому виду СМР и отдельным элементам зданий и сооружений. Из ТЕРов выбираются составляющие прямых затрат и группируются по следующим графам: всего прямые затраты, основная зарплата, эксплуатация машин и механизмов, в том числе зарплата машинистов и трудозатраты на единицу измерения. Умножением соответствующих граф на объем СМР получают соответствующие затраты на весь объем выполняемых работ. Далее осуществляют суммирование всех затрат и определение накладных расходов, сметной прибыли и сметной стоимости в ценах 2001 года. Перевод в текущие цены 2017 года осуществляется путем умножения на коэффициент удорожания  $K=5,33$ .

## **6.3. Объектная смета**

Объектная смета составляется на отдельные объекты по проектным материалам. Ее основой являются локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты. При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости вычисляются 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, отопление, водоснабжение, вентиляция и т. д. по всему комплексу специальных строительных работ (инженерного оборудования объекта). Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР.

Кроме этого, в объектных сметах начисляются: средства на временные здания и сооружения (в % к сметной стоимости СМР); зимнее удорожание (в % к

сметной стоимости СМР); резерв средств на непредвиденные работы и затраты (в % от суммарного итога предыдущих расчетов); показатель единичной стоимости.

#### **5.4. 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.

В этом сметном документе показываются итоги по каждой главе и суммарные по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12

После начисления резерва средств на непредвиденные работы и затраты подсчитывается общий итог в следующей записи: «Всего по сводному сметному расчету». Итоговая сумма по главам сводного сметного расчета определяет величину капитальных вложений на строительство проектируемого объекта.

После итога сводного сметного расчета указываются возвратные суммы, получаемые от разборки временных зданий и сооружений в размере 15 % их сметной стоимости по гл. 8, а также материалов, полученных от разборки сносимых и переносимых зданий и сооружений – в размере, определяемом по расчету. На основе данных сводного сметного расчета определяются показатели сметной стоимости строительства.

Расчет отдельных глав сводного сметного расчета ведется по укрупненным сметным нормативам. Главное внимание необходимо уделить определению затрат по главе 2 «Основные объекты строительства». Для этой цели используются данные титульного списка стройки и укрупненные нормативы сметной стоимости. Затраты по главе 3 «Объекты подсобного и обслуживающего назначения» определяются сметными расчетами в соответствии с проектными данными. Главы 4-6. Определение сметной стоимости здесь требует специального расчета. Определяется количество

инженерных коммуникаций в натуральных показателях, а затем – сметная стоимость. Затраты по главе 7. «Благоустройство и озеленение территорий» рассчитываются аналогично главе 6 по нормативам. Главы 8, 9, 10 принимаются по нормативам. Главы 11 и 12 принимаются по нормативам.

В сводном сметном расчете показываются итоги по каждой главе и суммарно по главам 1-7, 1-8, 1-9, 1-12.

За итогом 12 глав начисляется резерв средств на непредвиденные работы и затраты. Величина резерва для объектов жилищно-гражданского назначения принимается в размере 2 % , производственных зданий – 3 % от итога по 12-м главам. Общая сумма выносится в титул сводного сметного расчета. После итога сметы указываются возвратные суммы от реализации или дальнейшего использования материалов, получаемых при разборке временных зданий и сооружений. Эта величина составляет 15% от суммы главы 8.

## **5.5. Годовые эксплуатационные расходы**

Затраты по эксплуатации объектов представляют собой себестоимость годового объема продукции (работ, услуг), в том числе по содержанию непосредственного объекта [13].

Расчет текущих затрат ведется по номенклатуре статей технологической части проекта производственного объекта или по жилым и общественным зданиям. Однако в курсовом и дипломном проектировании рассчитывается не полная себестоимость продукции (работ, услуг), а только те затраты, которые зависят от объемно-планировочных, конструктивных решений, затрат на содержание необходимого персонала, а также расходов на санитарно-гигиеническое обслуживание объектов. Это достаточный перечень при оценке проектных решений и сравнений вариантов.

- 1) Содержание и ремонт здания:

$12,18 * S_{\text{общ}} * 12 = 12,18 * 7306 * 12 = 1067,84$  т.руб./год

2) Отопление  $0,013 * S_{\text{общ}} * 1274,98 * 6,4 = 0,013 * 7306 * 1274,98 * 6,4 = 775,00$  т.руб./год

3) Холодное водоснабжение:  $17,73 * Q * N * 12 = 17,73 * 2,5 * 365 * 12 = 194,14$  т.руб./год

4) Горячее водоснабжение:  $102,21 * Q * N * 12 = 102,21 * 1,0 * 365 * 12 = 447,68$  т.руб./год

5) Водоотведение:  $11,77 * Q * N * 12 = 11,77 * 3,5 * 365 * 12 = 180,43$  т.руб./год

6) Электроснабжение:  $3,5 * Q * N * 12 = 3,5 * 21900 * 12 = 919,8$  т.руб./год

7) Уборка территории:  $6000 * N_{\text{раб}} * 12 = 6000 * 1 * 12 = 72,00$  т.руб./год

Общая сумма на эксплуатацию равна 3656,89 т.руб./год

## 5.6. Техничко-экономические показатели объекта строительства

№ п/п	Наименования показателей	Ед. измерения	Кол-во	Примечание
----------	--------------------------	------------------	--------	------------

### Г) Показатели сметной стоимости строительства

№ п/п	Наименование показателей	Ед.изм.	Кол-во	Примечание
1	Сметная стоимость, всего	Тыс.руб	220965,965	См ст-ть
2	На 1 м <sup>2</sup> общей площади: 220965,965 / 7306	Тыс.руб	30,244	См ст-ть / S <sub>общ</sub>
3	Затраты на инженерное оборудование и благоустройство территории:	Тыс.руб	16412,84	Гл.6+7 ССР
4	На 1 м <sup>2</sup> общей площади 16412,84 / 7306	Тыс.руб	2,246	Гл.6+7 ССР / S <sub>общ</sub>

## II) Показатели эксплуатационных (текущих) затрат

№ п/п	Наименование показателей	Ед.изм.	Кол-во	Примечание
1	Плата за содержание и ремонт	Тыс.руб/г од	1067,84	
2	Затраты на эксплуатацию систем инженерного оборудования зданий: -отопление -водоснабжение(х/в) -водоснабжение(г/в) -водоотведение -свет (электроснабжение) -уборка территории	Тыс.руб/ год	775,00	
	Всего текущих затрат (п. 1-2)	Тыс.руб/ год	3656,89	

### 6.7 Экономическая оценка проектного решения

#### 6.7.1. Расчет чистого дисконтированного дохода при норме дисконта E=15%

Чистый дисконтированный доход (ЧДД) определяется как сумма текущих эффектов за весь расчетный период, приведенная к начальному шагу, или как превышение интегральных результатов над интегральными затратами. Величина ЧДД для постоянной нормы дисконта E вычисляется по формуле:

$$\Theta = \text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T (R_t - Z_t) \frac{1}{(1 + E)^t},$$

где  $R_t$  - результаты, достигаемые на t-м шаге расчета;  $Z_t$  - затраты, осуществляемые на том же шаге; T – горизонт расчета (продолжительность расчетного периода), равный номеру шага расчета, на котором производится закрытие проекта;  $\Theta = (R_t - Z_t)$  – эффект, достигаемый на t-м шаге; E – постоянная

норма дисконта, равная приемлемой для инвестора норме дохода на капитал.(15%)

Если ЧДД проекта положителен, проект является эффективным (при данной норме дисконта) и может рассматриваться вопрос о его принятии. Чем больше ЧДД, тем эффективнее проект. Если проект будет осуществлен при отрицательном ЧДД, то инвестор понесет убытки, значит проект неэффективен.

$$K_1 = 0,4, *C_{cm} = 88,38 \text{ млн.руб.}$$

$$K_2 = 0,6 * C_{cm} = 132,58 \text{ млн.руб.}$$

$$R_2 = 111,05 \text{ млн.руб.}$$

$$R_3 = 197,26 \text{ млн.руб.}$$

$$R_4 = 4,94 \text{ млн.руб.}$$

$$R_5 = 5,43 \text{ млн.руб.}$$

Расчёт чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта  $E = 15\%$ )

Год существования проекта	Результаты	Затраты $Z_t$ , млн.руб.		Разница между результатам и затратами	Коэф. дисконтирования	Чистый дисконт. доход по годам проекта	Ч Д Д с нарастающим итогом
		Кап.вложения	Экспл. издержки				
t	$R_t$	$K_t$	$Z_t$	$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{R_t - Z_t}{(1+E)^t}$	$\Sigma \text{ЧДД}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	88,38	0	-88,38	0,87	-76,89	-76,89
2	111,05	132,58	0	-21,53	0,756	-14,17	-91,06
3	197,26	0	3,66	193,6	0,658	127,39	36,26
4	4,94	0	3,66	1,28	0,572	0,73	37,06
5	5,43	0	3,66	1,77	0,497	0,88	37,94

Вывод: так как  $\text{ЧДД} = 37,94 \text{ млн. руб./год} > 0$ , проект признается экономически эффективным при заданной норме дисконта  $E = 15\%$ . По результатам расчета ЧДД выполняем построение жизненного цикла объекта.

## 6.7.2. Расчёт внутренней нормы доходности (ВНД)

Внутренняя норма доходности ( $E_p$ ) представляет ту норму дисконта, при которой величина приведенной разности результата и затрат равна приведенным капитальным вложениям. Показатель “внутренняя норма доходности (ВНД)” имеет также другие названия, “внутренняя норма прибыли”, “норма рентабельности инвестиций”, “норма возврата инвестиций”. ВНД при  $R_t = \text{const}$ ,  $Z_t = \text{const}$  и единовременных капитальных вложениях равна:

$$E_{\text{вн}} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1}$$

Найдем ЧДД при  $E=85\%$ :

Расчёт чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта  $E = 85\%$ )

Разница между результатами и затратами	Коэф. дисконтирования	Чистый дисконтированный поток доходов по годам проекта	Ч Д Д с нарастающими итогом
$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1 + E)^t}$	$\frac{R_t - Z_t}{(1 + E)^t}$	$\Sigma \text{ЧДД}$
-88,38	0,541	-48,814	-47,814
-21,53	0,292	-6,287	-54,1
193,6	0,158	30,589	-23,511
1,28	0,081	0,011	-23,41
1,77	0,046	0,08	-23,33

Найдем  $E_{\text{вн}}$ :

$$E_{\text{вн}} = 15 - 37,94 \frac{85 - 15}{-23,33 - 37,94} = 58,35\%$$

Т.к  $E_{\text{вн}}=58,35\% > E=15\%$ , проект признается экономически эффективным.

## 5.7.3. Расчёт индекса рентабельности

Индекс рентабельности инвестиций ( $\mathcal{E}_k$ ) определяется как отношение суммы приведённой разности результата и затрат к величине капитальных вложений.

Если капитальные вложения осуществляются за многолетний период, то они также должны браться в виде приведенной суммы. В общем случае индекс рентабельности инвестиционных вложений определяется зависимостью

$$\mathcal{E}_k = \frac{\sum_{t=0}^{T_p} (R_t - Z_t) h_t}{\sum_{t=0}^{T_p} K_t \cdot h_t} = \frac{111,05 \cdot 0,756 + 193,6 \cdot 0,658 + 1,28 \cdot 0,572 + 1,77 \cdot 0,497}{88,38 \cdot 0,87 + 132,58 \cdot 0,756} = 212,95 / 177,12 = 1,202$$

где  $R_t$  – результат в t-й год;  $Z_t$  – затраты в t-й год;

$K_t$  – инвестиций в t-й год;  $\eta_t$  – коэффициент дисконтирования;

t – год существования проекта;  $T_p$  – расчётный период.

Коэффициент дисконтирования  $\eta_t$  при постоянной норме дисконта E определяется выражением:  $h_t = \frac{1}{(1 + E)^t}$

Индекс рентабельности инвестиций идентичен показателям, имеющим следующие названия: “индекс доходности (ИД)”, “индекс прибыльности”

Индекс рентабельности инвестиционных вложений тесно связан с интегральным эффектом. Если интегральный эффект инвестиций  $\mathcal{E}_{\text{инт}}$  положителен, то индекс рентабельности  $\mathcal{E}_k > 1$ , и наоборот. При  $\mathcal{E}_k > 1$  инвестиционный проект считается экономически эффективным. В противном случае ( $\mathcal{E}_k < 1$ ) проект неэффективен.

Вывод: Так как  $\mathcal{E}_k = 1,202 > 1$ , проект является экономически эффективным.

#### 6.7.4. Построение жизненного цикла объекта

По результатам расчета ЧДД выполняется построение жизненного цикла объекта.

Жизненный цикл объекта – временной период от момента технико-экономического обоснования необходимости его возведения или обновления до

момента физического или морального старения после определенного времени эксплуатации.

## 7. Безопасность жизнедеятельности

### 7.1. Расчет предела огнестойкости колонны под нагрузкой приложенной со случайным эксцентриситетом.

*Исходные данные:* Сечение колонн - 0,4x0,4 м;  $l_0=3$  м;

арматура (4 стержня) диаметром 18 мм класса А-III(  $R_s=R_{sc}=365$  МПа;  $R_{sn}=390$  МПа;  $R_{su}=390/0,9=433$  МПа) площадью сечения  $A_{s,tot}=10,18$  см<sup>2</sup> расположена в углах на расстоянии  $y=4,1$  см от поверхности;

бетон тяжелый на гранитном щебне класса В25 ( $R_b=11,05$  МПа;  $R_{bn}=14,15$  МПа;  $R_{bu}=14,15/0,83=17,05$  МПа, расчетные характеристики бетона принимаем с учетом понижающих коэффициентов  $g_{b2} = 0,9; g_{b3} = 0,85$ )

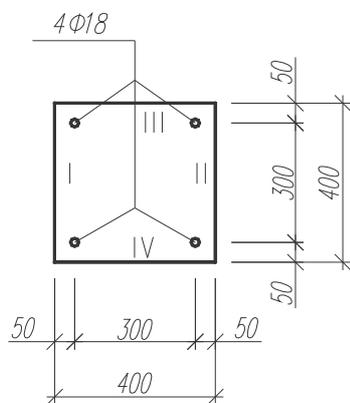


Рис 6.1 .Сечение колонны.

*Расчет:*

Расчет ведем согласно [15]. Определяем используя электронную таблицу расчетное значение нагрузки (при заданных параметрах  $h=b=0,4x0,4$  м,

$R_s=R_{sc}=365$  МПа,  $R_b=11,05$  МПа):  $N_p=1990$  кН

Нормативная нагрузка  $N=1990/1,15=1730$  кН

**Определим несущую способность колонн после 2 часов огневого воздействия.**

Рассчитаем температуру арматуры при четырехстороннем обогреве. Для тяжелого бетона на гранитном щебне по табл. 10 прил. 1 [15] найдем

$$a_{red} = 0,00133 м^2 / ч; \text{ по табл. 11 и 12 прил 1 [] найдем } j_1 = 0,62; j_2 = 0,5;$$

$$l = \sqrt{12 * a_{red} * t} = \sqrt{12 * 0,00133 * 2} = 0,179 м$$

Рассмотрим стержень расположенный в углу между I и III обогреваемыми поверхностями. Для него  $r_1=r_3$  и  $r_2=r_4$ .

$$c'_1 = c'_3 = y + j_2 d_s + j_1 \sqrt{a_{red}} = 0,041 + 0,5 * 0,018 + 0,0226 = 0,0726 м$$

$$r_1 = r_3 = c'_1 / l = 0,0726 / 0,179 = 0,406$$

$$c'_2 = c'_4 = (h - y - d_s) + j_2 d_s + j_1 \sqrt{a_{red}} = (0,4 - 0,041 - 0,018) + 0,5 * 0,018 + 0,0226 = 0,373 м$$

Т. К.  $c'_2 = c'_4 > l$ , то принимаем  $r_2 = r_4 = 1$

$$t = 1220 - 1200 [1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2] * [1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2] = \\ = 1220 - 1200 [1 - (1 - 0,406)^2 - (1 - 1)^2] * [1 - (1 - 0,406)^2 - (1 - 1)^2] = 717^0 C$$

По табл. 3 прил. 1 [15] находим значение коэффициента работы арматуры  $g_{st} = 0,121$ . По табл. 7 прил. 1 [15] находим значение  $t_{cr} = 500^0 C$

Вычислим площадь, ограниченную изотермой  $500^0 C$ , для этого находим

$$r = \frac{b/2 + j_1 * \sqrt{a_{red}}}{l} = \frac{0,4/2 + 0,62 * \sqrt{0,00133}}{0,179} = 1,24 > 1, \text{ значит } r=1$$

$$w = 1 - 2 * (1 - r^2)^2 = 1 - 2 * (1 - 1)^2 = 1$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200 * w - 1220 + t_{cr}}{1200 * w}} = 1 - \sqrt{\frac{1200 * 1 - 1220 + 500}{1200 * 1}} = 0,632$$

$$d_c = r_3 l - j_1 \sqrt{a_{red}} = 0,632 * 0,179 - 0,62 * \sqrt{0,00133} = 0,093 м$$

$$C = h/2 - d_c = 0,2 - 0,093 = 0,107 м$$

Найдем значение b

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - t_{cr}}{1200}}} = 0,525$$

$$d_y = rl - j_1 \sqrt{a_{red}} = 0,525 * 0,179 - 0,0226 = 0,0714 \text{ м}$$

$$b' = h/2 - d_y/2 = 0,2 - 0,0714/2 = 0,164 \text{ м}$$

Найдем площадь, ограниченную изотермой 500<sup>0</sup>С

$$y = b' / C - 0,2 = 0,164/0,107 - 0,2 = 1,33, \text{ т.к. } y > 1, \text{ то принимаем } y = 1$$

$$F = y(2 * C)^2 = 1 * (2 * 0,107)^2 = 0,0458 \text{ м}^2$$

Внутри изотермы 500<sup>0</sup> С нет арматуры, поэтому площадь бетона нагретого до  $t \leq t_{cr}$ , составляет  $A = F = 0,0458 \text{ м}^2$ . Сторона эквивалентного по площади сечения  $h' = 0,214 \text{ м}$ , т. Е. 21,4 см.

Определяем используя электронную таблицу значение нагрузки, воспринимаемой сечением (при заданных параметрах  $h=b=0,214 \times 0,214 \text{ м}$ ,  $R_{su}=390/0,9=433 \text{ МПа}$ ,  $R_{bu}=14,15/0,83=17,05 \text{ МПа}$ ):  $N=1920 \text{ кН}$

**Определим несущую способность колонн после 1,5 часов огневого воздействия.**

Рассчитаем температуру арматуры при четырехстороннем обогреве. Для тяжелого бетона на гранитном щебне по табл. 10 прил. 1 [15] найдем

$$a_{red} = 0,00133 \text{ м}^2 / \text{ч}; \text{ по табл. 11 и 12 прил 1 [] найдем } j_1 = 0,62; j_2 = 0,5;$$

$$l = \sqrt{12 * a_{red} * t} = \sqrt{12 * 0,00133 * 1,5} = 0,155 \text{ м}$$

Рассмотрим стержень расположенный в углу между I и III обогреваемыми поверхностями. Для него  $r_1=r_3$  и  $r_2=r_4$ .

$$c'_1 = c'_3 = y + j_2 d_s + j_1 \sqrt{a_{red}} = 0,041 + 0,5 * 0,018 + 0,0226 = 0,0726 \text{ м}$$

$$r_1 = r_3 = c'_1 / l = 0,0726 / 0,155 = 0,468$$

$$c'_2 = c'_4 = (h - y - d_s) + j_2 d_s + j_1 \sqrt{a_{red}} = (0,4 - 0,041 - 0,018) + 0,5 * 0,018 + 0,0226 = 0,373 \text{ м}$$

Т. К.  $c_2' = c_4' > l$ , то принимаем  $r_2 = r_4 = 1$

$$t = 1220 - 1200 \left[ 1 - (1 - r_1)^2 - (1 - r_2)^2 \right] * \left[ 1 - (1 - r_3)^2 - (1 - r_4)^2 \right] = \\ = 1220 - 1200 \left[ 1 - (1 - 0,468)^2 - (1 - 1)^2 \right] * \left[ 1 - (1 - 0,468)^2 - (1 - 1)^2 \right] = 603^\circ \text{C}$$

По табл. 3 прил. 1 [15] находим значение коэффициента работы арматуры  $g_{st} = 0,45$ . По табл. 7 прил. 1 [15] находим значение  $t_{cr} = 500^\circ \text{C}$

Вычислим площадь, ограниченную изотермой  $500^\circ \text{C}$ , для этого находим

$$r = \frac{b/2 + j_1 * \sqrt{a_{red}}}{l} = \frac{0,4/2 + 0,62 * \sqrt{0,00133}}{0,155} = 1,44 > 1, \text{ значит } r=1$$

$$w = 1 - 2 * (1 - r^2)^2 = 1 - 2 * (1 - 1)^2 = 1$$

$$r_3 = 1 - \sqrt{\frac{1200 * w - 1220 + t_{cr}}{1200 * w}} = 1 - \sqrt{\frac{1200 * 1 - 1220 + 500}{1200 * 1}} = 0,632$$

$$d_c = r_3 l - j_1 \sqrt{a_{red}} = 0,468 * 0,155 - 0,62 * \sqrt{0,00133} = 0,0499 \text{ м}$$

$$C = h/2 - d_c = 0,2 - 0,0499 = 0,150 \text{ м}$$

Найдем значение  $b'$ :

$$r = 1 - \sqrt{1 - \sqrt{\frac{1220 - t_{cr}}{1200}}} = 0,525$$

$$d_y = r l - j_1 \sqrt{a_{red}} = 0,525 * 0,155 - 0,0226 = 0,0588 \text{ м}$$

$$b' = h/2 - d_y / 2 = 0,2 - 0,0588 / 2 = 0,171 \text{ м}$$

Найдем площадь, ограниченную изотермой  $500^\circ \text{C}$

$$y = b' / C - 0,2 = 0,164 / 0,150 - 0,2 = 0,893, \text{ т.к. } y > 1, \text{ то принимаем } y = 1$$

$$F = y(2 * C)^2 = 0,893 * (2 * 0,150)^2 = 0,0804 \text{ м}^2$$

Внутри изотермы  $500^\circ \text{C}$  нет арматуры, поэтому площадь бетона нагретого до  $t \leq t_{cr}$ , составляет  $A = F = 0,0458 \text{ м}^2$ . Сторона эквивалентного по площади сечения  $h' = 0,284 \text{ м}$ , т. Е. 28,4 см.

Определяем используя электронную таблицу значение нагрузки, воспринимаемой сечением (при заданных параметрах  $h=b=0,284 \times 0,284 \text{ м}$ ,  $R_{su}=390/0,9=433 \text{ МПа}$ ,  $R_{bu}=14,15/0,83=17,05 \text{ МПа}$ ):  $N=2160 \text{ кН}$

Определим интерполяцией момент времени, когда фактически несущая способность колонны будет равной 1990 кН:  $t = 1,72ч$

*Вывод:* Принимаем для рассматриваемой колонны предел огнестойкости 1,72 часа. Данный предел огнестойкости больше минимального предела огнестойкости при степени огнестойкости здания 1,5 часа (согласно [7])

## **7.2. Защита здания от воздействия атмосферного электричества.**

Согласно генплану застройки территории данный объект возвышается более чем на 25 м над окружающими его зданиям в радиусе 400 м, следовательно, он относится к III категории молниезащиты. Молниезащиту данного здания будет производиться следующей последовательности.

Условно разобьем покрытие здания на две зоны:

1. Ротонда, возвышающаяся над зданием на 6,23 м. Эта зона покрытия защищается одиночным стержневым молниеотводом. Данный молниеотвод устанавливается непосредственно на покрытие ротонды. Рассчитаем высоту одиночного молниеотвода, исходя из того, что его зона защиты должна иметь габариты обеспечивающие защиту ротонды.

Необходимый радиус зоны защиты не менее  $r_{mp} = 8,1 м$ .

Согласно формуле (4) [17]  $r_{mp} = 1,5(h_1 - h_x / 0,92)$

где  $h_1$  – необходимая высота одиночного молниеотвода от уровня покрытия здания

$h_x$  – высота зоны защиты от уровня покрытия,  $h_x = 4,4 м$

получим необходимую высоту молниеотвода:

$$h_1 = \frac{r_{mp}}{1,5} + \frac{h_x}{0,92} = \frac{8,1}{1,5} + \frac{4,4}{0,92} = 10,23 м \text{ от уровня покрытия здания или}$$

$$h_2 = h_1 - 6,23 = 10,23 - 6,23 = 3,95 м \text{ от уровня покрытия ротонды}$$

Принимаем высоту одиночного молниеотвода равной 4 м от уровня покрытия ротонды. Запроектированный молниеотвод также выполняет

архитектурно-композитную функцию, предавая фасаду здания выразительный вид. Токоотвод выполняется из круглой трубы  $\Phi 20$  мм. Перед установкой токоотвода необходимо выполнить его антикоррозийную защиту, окраской долговечными масляными составами.

2. Остальная часть покрытия здания, выполненная из неметаллических конструкций (ж/б монолитная плита). Защиту данной зоны выполняем из металлических сеток.

Металлическая сетка представляет собой стержни  $\Phi 6$  Вр-Пс шагом бхбм. В качестве заземлителя согласно п 1.8. [16] рекомендуется принимать железобетонный фундамент. Т.к. здание имеет монолитный железобетонный каркас, то обеспечивается условие непрерывности электрической связи по арматуре колонн.

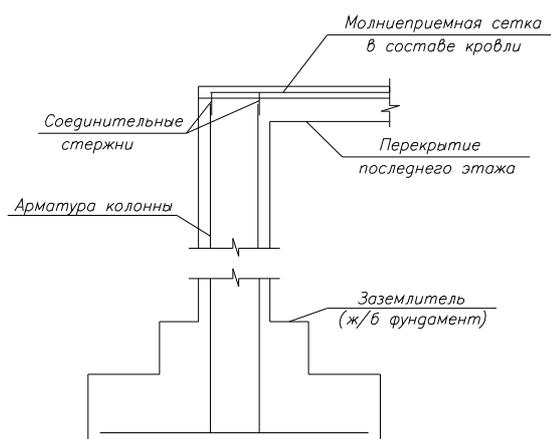


Рис 6.3. Молниезащита здания сеткой уложенной под кровлю здания

## Список используемой литературы

1. СП 131.13330.2012 «Строительная климатология» М.: Минрегион России, 2012.
2. СП 50.13330.2012 «Тепловая защита зданий» М.: Минрегион России, 2012.
1. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры» -Госстрой России, 2003
2. СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» -Госстрой России, 2012
3. СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты» -Госстрой России, 2011
4. СП 22.13330.2011 «Основания зданий и сооружений» -Госстрой России, 2011
5. СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» -Госстрой России, 2011
6. СП 70.13330.2012 «Несущие и ограждающие конструкции» -Госстрой России, 2012
7. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве» -Госстрой России, 2001
8. СП 48.13330.2011 «Организация строительства» -Госстрой России, 2011
9. СНиП 21-01-97\* «Пожарная безопасность зданий и сооружений» -Госстрой России, 1997
- 10.МДС 21-1.98 «Предотвращение распространения пожара» -Госстрой России, 98
- 11.Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс.– М.: Сиройиздат, 1985.
- 12.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01– 84). – М.: ЦИТП,1986.
- 13.СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции.»
- 14.ГЭСН-06-2001 "Бетонные и железобетонные конструкции монолитные"»
- 15.ГЭСН-2001-01 «Земляные работы». - Госстрой России, 2000
- 16.ГЭСН-2001-05 «Свайные работы» . - Госстрой России, 2000
17. ГЭСН-2001-07 "Бетонные и железобетонные конструкции сборные". - Госстрой России, 2000
- 18.ГЭСН-2001-15 "Отделочные работы". - Госстрой России, 2000
19. ГЭСН-2001-12 "Кровли". - Госстрой России, 2000

20. ГЭСН-2001-11 "Полы". - Госстрой России, 2000
21. ТЕР-2001-01 «Земляные работы» - Госстрой России, 2000
22. ТЕР-2001-05 «Свайные работы» - Госстрой России, 2000
23. ТЕР-2001-01 «Земляные работы» - Госстрой России, 2000
24. ТЕР-2001-05 «Свайные работы» - Госстрой России, 2000
25. ТЕР-2001-07 "Бетонные и железобетонные конструкции сборные"-  
Госстрой России, 2000
26. ТЕР-2001-26 "Теплоизоляционные работы"- Госстрой России, 2000
27. ТЕР-2001-15 "Отделочные работы"- Госстрой России, 2000
28. ТЕР-2001-12 "Кровли"- Госстрой России, 2000
29. ТЕР-2001-11 "Полы"- Госстрой России, 2000
30. ЕНиР Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных  
железобетонных конструкций. - М. Стройиздат, 1987
31. ЕНиР Сборник Е2. Земляные работы- М. Стройиздат, 1987
32. ЕНиР Сборник Е11. Изоляционные работы- М. Стройиздат, 1987 ЕНиР  
Сборник Е3. Каменные работы
33. ЕНиР Сборник Е7. Кровельные работы- М. Стройиздат, 1987
34. ЕНиР Сборник Е8. Отделочные работы- М. Стройиздат, 1987
35. ЕНиР Сборник Е19. Устройство полов- М. Стройиздат, 1987
36. ЕНиР Сборник Е12. Свайные работы- М. Стройиздат, 1987
37. Александров В.Т., Касьяненко Т.Г., «Ценообразование в строительстве» -  
СПб: Питер, 2000-255с.
38. Карасев В.И. Учебное пособие. Техничко-экономическая оценка проектных  
решений объектов строительства. – Пенза, ПГАСА, 1998.
39. Пресняков А.В. , Вдовина В.Я. Разработка технологических и  
организационных решений в проектах производства работ. Учебное пособие  
– Пенза: ПГАСА, 2002.
40. Дикман Л.Г. «Организация строительного производства». Учеб. для строит.  
Вузов - М.: Издательство АСВ, 2002.
41. Пресняков А.В. Проект производства работ на возведение надземной части  
здания. - Пенза: ГАСА, 2000;
42. «Архитектура гражданских и промышленных зданий» под редакцией В.М.  
Предтечинского, в пяти томах. - М.: Стройиздат, 1983;

43. Building Design And Construction Handbook (6th Edition)

44. «Reinforced Concrete Designers Handbook 10th» Edition Reynolds Steedman,  
Charles E. Reynolds- published by E&FN Spon, Taylor & Francis group,  
London

## Объектная смета

на строительство 15-этажного монолитного  
жилого дома в г.Пензе

Сметная стоимость 33627,86 тыс.руб.  
Средства на оплату труда 7734,41 тыс.руб  
Расчетный измеритель единичной стоимости 4,04 тыс. руб/м2

Составлена в ценах на 2017 г.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатели единичной стоимости, тыс. руб/м2
			С М Р	оборудования, мебели, инвентаря	прочих затрат	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Локальная смета №1	Общестроительные работы:	20153,69	2418,44	201,54	22773,67	5237,94	3,12
<b>Санитарно – технические работы</b>								
2	Укрупненный показатель	Отопление-6,2%:0,062*22773,67	1411,97	169,44	14,12	1595,52	366,97	0,22
3		Вентиляция-7,1%:0,071*22773,67	1616,93	194,03	16,17	1827,13	420,24	0,25
4		Внутренний водопровод-1,2%:0,012*22773,67	273,28	32,79	2,73	308,81	71,03	0,04
5		Канализация -1,35%: 0,0135*22773,67	307,44	36,89	3,07	347,41	79,90	0,05

6		Итого по сан-тех.работам	3609,63	433,16	36,10	4078,88	938,14	0,56
7		Накладные расходы: 128% от зар.платы: 1,28*938,14	1200,82	-	-	1200,82	-	-
8		Сметная прибыль-83%: 0,83*938,14	778,66	-		778,66	-	-
9		Всего по сан-тех.работам	5589,11	670,69	55,89	6315,69	1452,61	0,86
10	Укрупненный показатель	Электроосвещение здания-1,25 %: 0,0125*22773,67	284,67	34,16	2,85	321,68	73,99	0,04
11		Накладные расходы:105% от зарплат: 1,05*73,99	77,69	-	-	77,69	-	-
12		Сметная прибыль-60%: 0,6*73,99	44,39	-	-	44,39	-	-
13		Всего по электроосвещению	406,75	48,81	4,07	459,62	105,71	0,06
<b>ВСЕГО ПО ОБЪЕКТУ</b>			<b>29759,17</b>	<b>3571,10</b>	<b>297,59</b>	<b>33627,86</b>	<b>7734,41</b>	<b>4,04</b>

Сводный сметный расчет в сумме: 42411,894 тыс.руб

В том числе возвратных сумм : 87,979 тыс. руб

## Сводный сметный расчет стоимости строительства

Составлен в ценах на 2001 г.

№ п/п	Номер смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб.			Общая сметная стоимость, тыс.руб
			СМР	Оборудования и приспособлений	Прочие затраты	
1	2	3	4,000	5,000	6,000	7,000
Глава 1. Подготовка территории строительства						
1	Сметный расчет №1	Отвод территории строительства(0,4%):33627,86*0,004	-	-	134,511	134,511
2	Сметный расчет №2	Подготовка территории строительства (2%):33627,86*0,02	672,557	-	-	672,557
		Итого по главе 1	672,557	-	134,511	807,069
Глава 2.Основные объекты строительства						
	Объектная смета №1	15-эт жилой дом	29759,17	3571,09992	297,59166	33627,8576
Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения						
3	Сметный расчет №3	Объекты подсобного и обслуживающего назначения(4%):0,04*глава 2	1190,367	142,844	11,904	1345,114
		Итого по главам 2-3	30949,533	3713,944	309,495	34972,972
Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения						
4	Сметный расчет №4	Наружные сети и сооружение водоснабжения, канализации и газоснабжения (4,2%):0,042*итого 2-3	1299,880	155,986	12,999	1468,865
Глава 7. Благоустройство и озеленение территории						
5	Сметный расчет №5	Благоустройство территории(5%):0,05*33627,86	1681,393	-	-	1681,393

		Итого по главам 1-7	34603,363	4152,404	346,034	39101,800
Глава 8. Временные здания и сооружения						
6	Сметный расчет №6	Временные здания и сооружения (1,5%):0,015*39101,8	586,527	-	-	586,527
		Итого по главам 1-8	35189,890	4152,404	346,034	39688,327
Глава 9. Прочие работы и затраты						
7	Сметный расчет №7	Дополнительные затраты на производство работ в зимнее время(2,5%):0,025*35189,89	879,747	-	-	879,747
	Итого 1-9	Итого по главам 1-9	36069,637	4152,404	346,034	40568,075
Глава 12. Проектные и изыскательские работы для типовых объектов						
8	Сметный расчет №8	Проектные и изыскательские работы:0,03*40568,075	-	-	1217,042	1217,042
		Итого по главам 1-12	36069,637	4152,404	1563,076	41785,117
		Резерв средств на непредвиденные расходы(1,5%):0,015*итого1-12	541,045	62,286	23,446	626,777
		Итого по главам 1-12+резерв	36610,682	4214,690	1586,522	42411,894
		Возвратные суммы (15% от главы 8):0,15*552,677(временные здания и сооружения)	87,979	-	-	87,979

Расчет договорной цены:

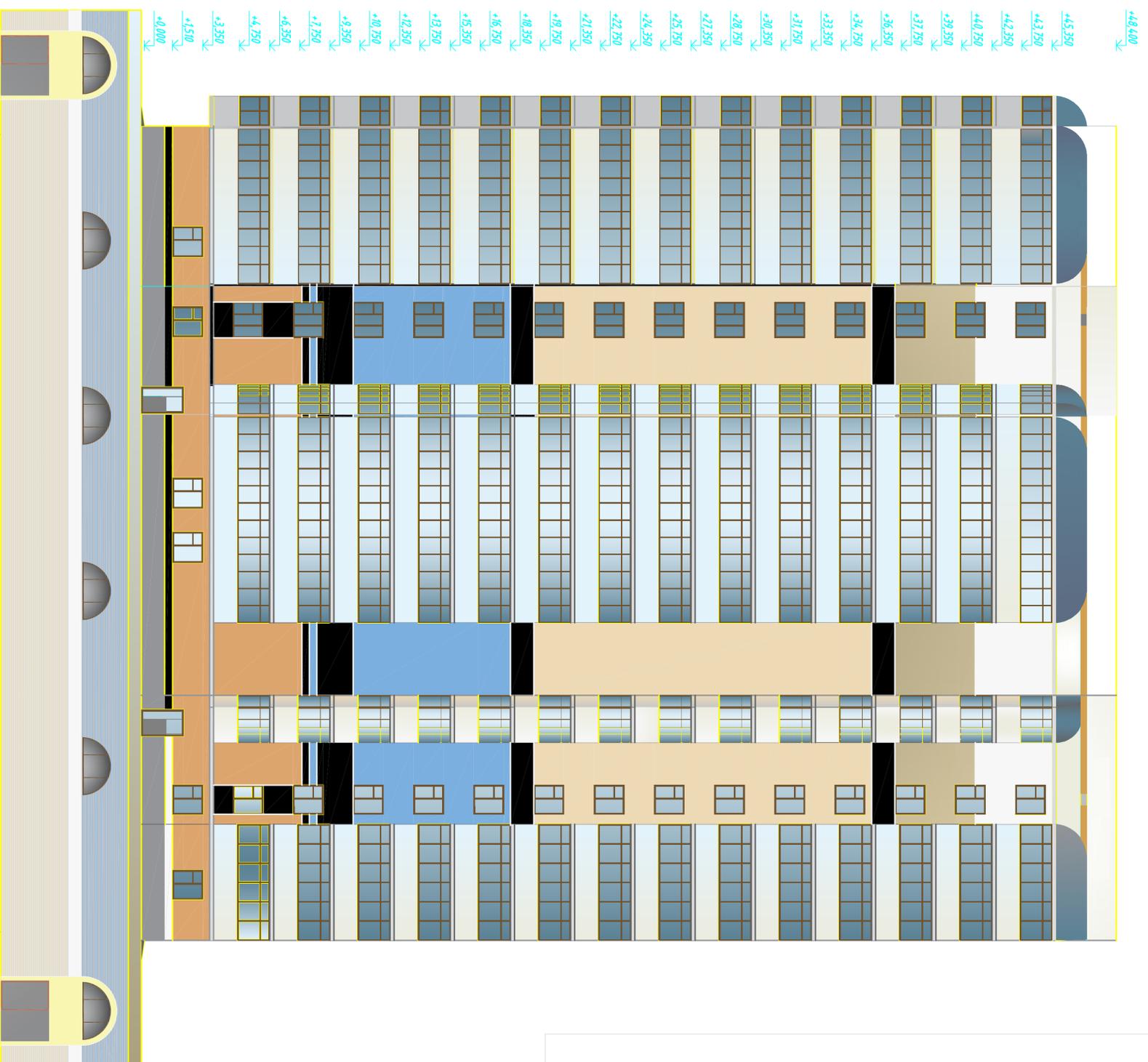
Сметная стоимость в уровне цен 2001г. = 42411,894 тыс.руб

Коэффициент удорожания сметной стоимости на 2017 год равен 5,33

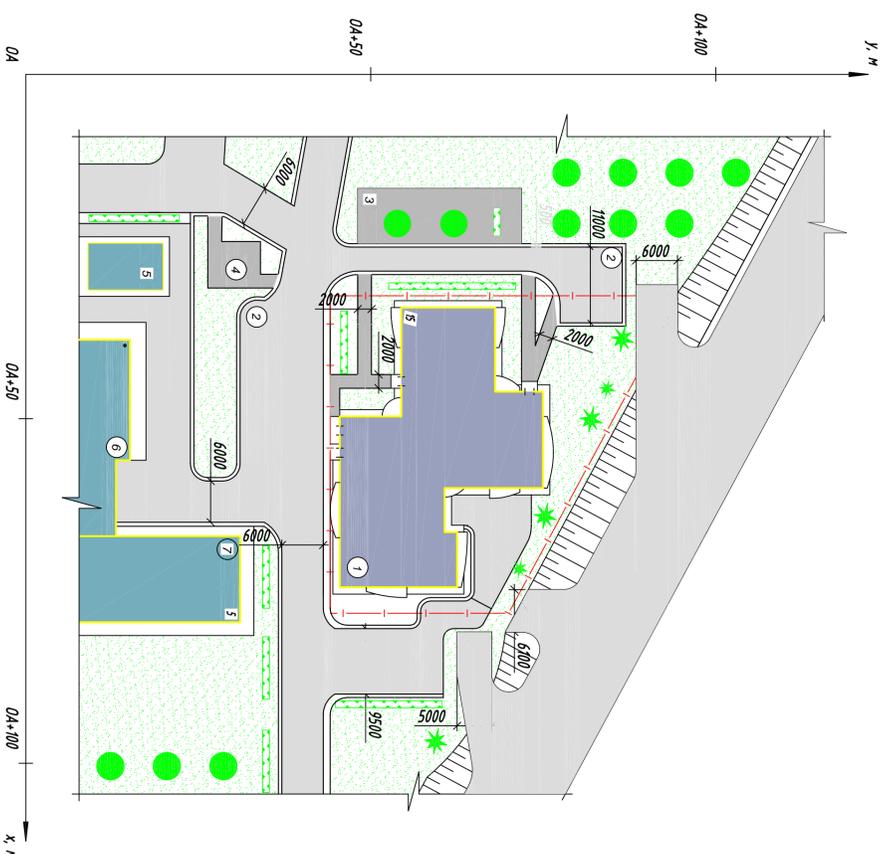
Договорная цена = Сметная ст-ть\*Куд

Договорная цена 2015 г. = 42411,894\*5,33 = 220965,965 тыс.руб

# Фасад в осях 12-1



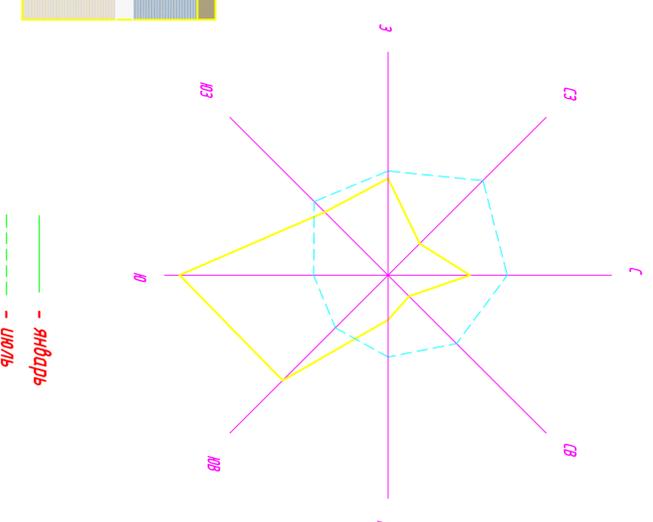
# Схема организации земельного участка (1:500)



## Условные обозначения

- проекционное здание
- лиственные деревья
- хвойные деревья
- кустарники рядовой посадки
- эдакнестль
- красная линия
- пешеходные дорожки
- транспортные коммуникации
- ошос

## Роза ветров



## Экспликация зданий и сооружений

Поз.	Наименование	Координаты
1	Проектное здание	x=04+36 м, y=04+55 м
2	Площадка для автомашин	x=04+25 м, y=04+87 м
3	Площадка для детских игр	x=04+17 м, y=04+48 м
4	Площадка для отдыха взрослых	x=04+17 м, y=04+48 м
5	Существующий ТП	x=04+25 м, y=04+9 м
6	Существующая станция	x=04+39 м, y=04+15 м
7	Существующее общежитие	x=04+67 м, y=04+15 м

## Технико-экономические показатели генплана

Показатель	Значение
Площадь участка	3990 м <sup>2</sup>
Площадь застройки	736 м <sup>2</sup>
Площадь асф. покрытия	1560 м <sup>2</sup>
Площадь озеленения	1430 м <sup>2</sup>
Коэффициент застройки	0,184
Кэф. асф. покрытия	0,391
Коэффициент озеленения	0,358

Этап, код	Листов	Кол-во
Проектный	Архитект.	1
В.К.Д.	Генплан	1
Арх.пр.	Витрина	1
Конструкц.	Архитект.	1
О.Ф.	Ландш.	1
Т.О.Т.	Архитект.	1
Экономич.	Сельхоз.	1
И.Ф.	Архитект.	1
Норм.	Архитект.	1
Копия	Архитект.	1
Сметная	Кад.ж.	1

ВКР-2069059-08.03.01-130964-17

15-этажный монолитный жилой дом в г.Ленне

Архитектура

Фасад в осях 12 - 1

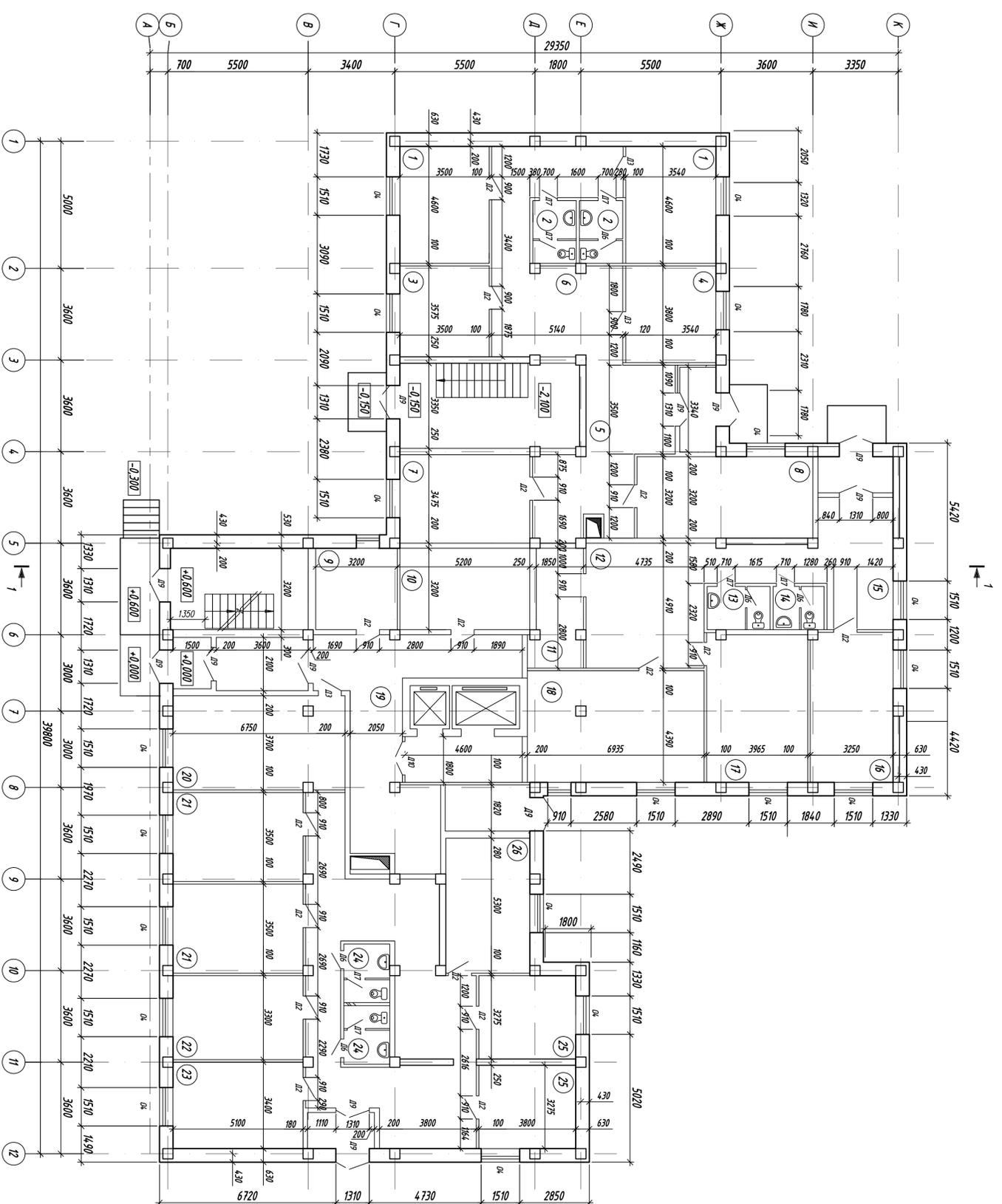
Генплан, Роза ветров

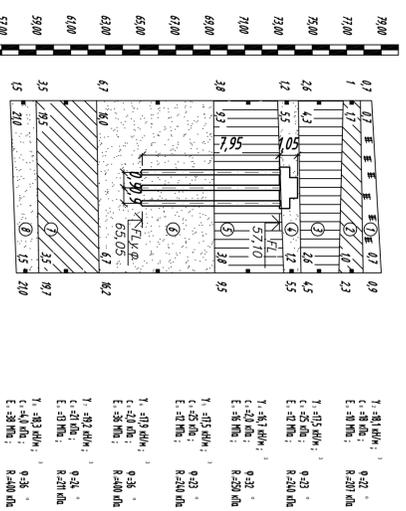
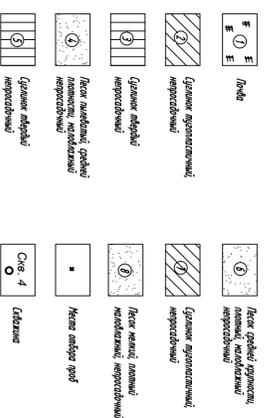
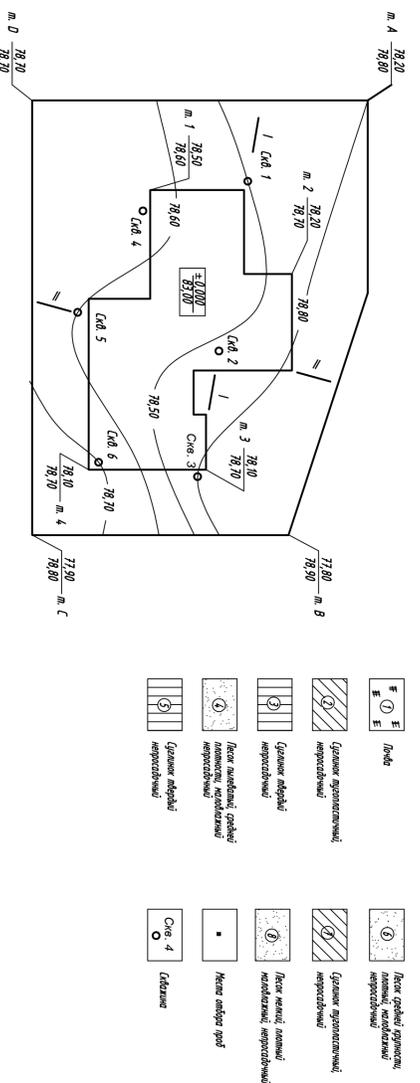
Леннинский ГУАС

кад. СК ар. СТ-41

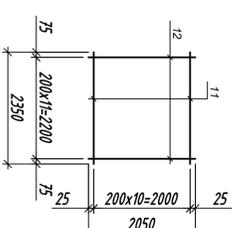
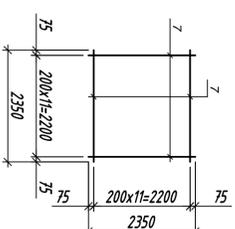
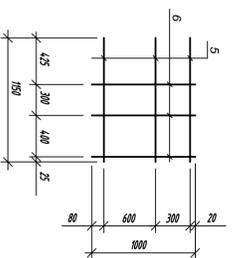
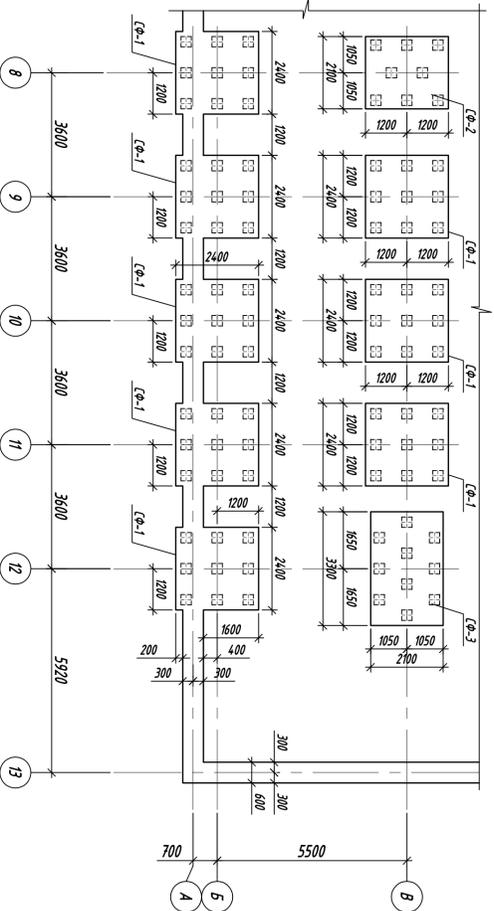








Фрагмент плана свайных фундаментов между осями в - 13 и А - В



Наименование	СФ-1	СФ-2	СФ-5	СФ-2
Размеры по диаметру, м	2500	2805	2800	2805
Аксиметры или углы скл. м				

Свайный фундамент СФ - 1

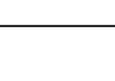
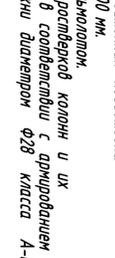
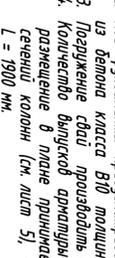
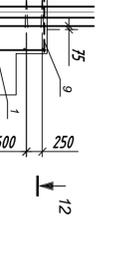
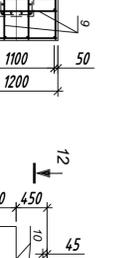
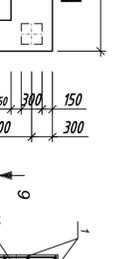
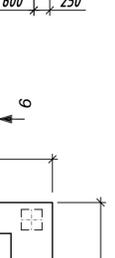
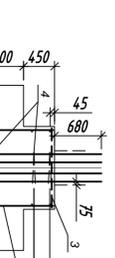
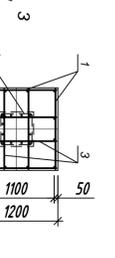
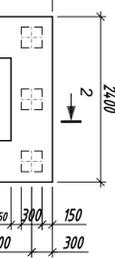
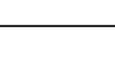
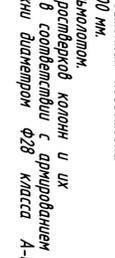
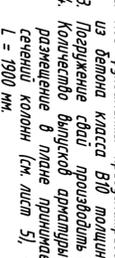
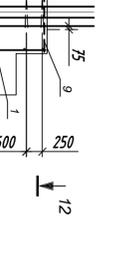
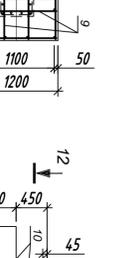
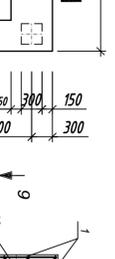
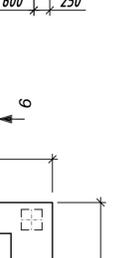
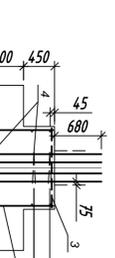
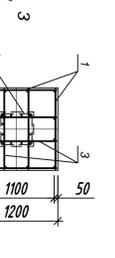
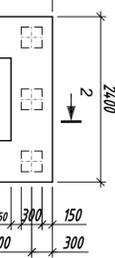
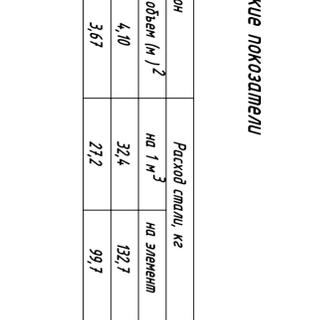
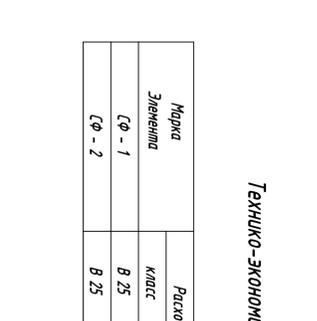
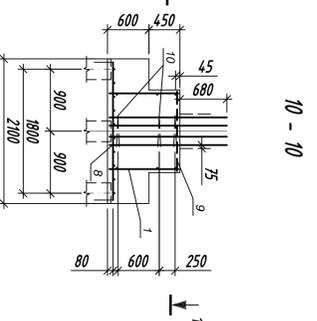
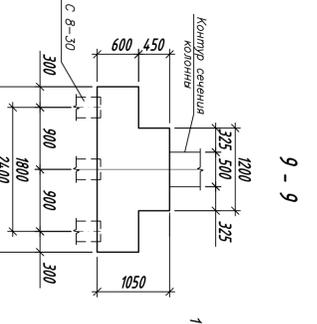
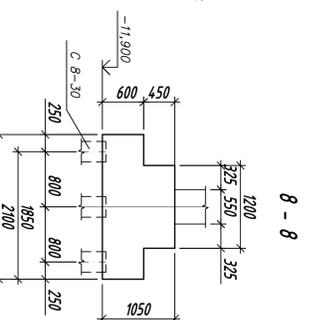
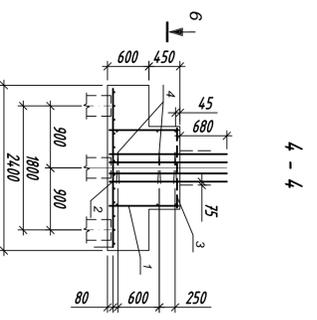
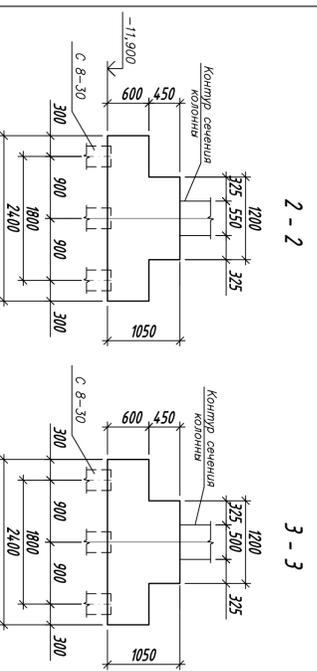
Свайный фундамент СФ - 2

Ориентировочные чертежи

Арматурные чертежи

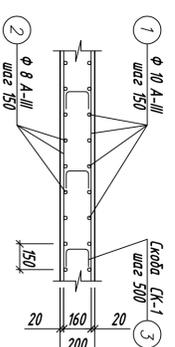
Ориентировочные чертежи

Арматурные чертежи

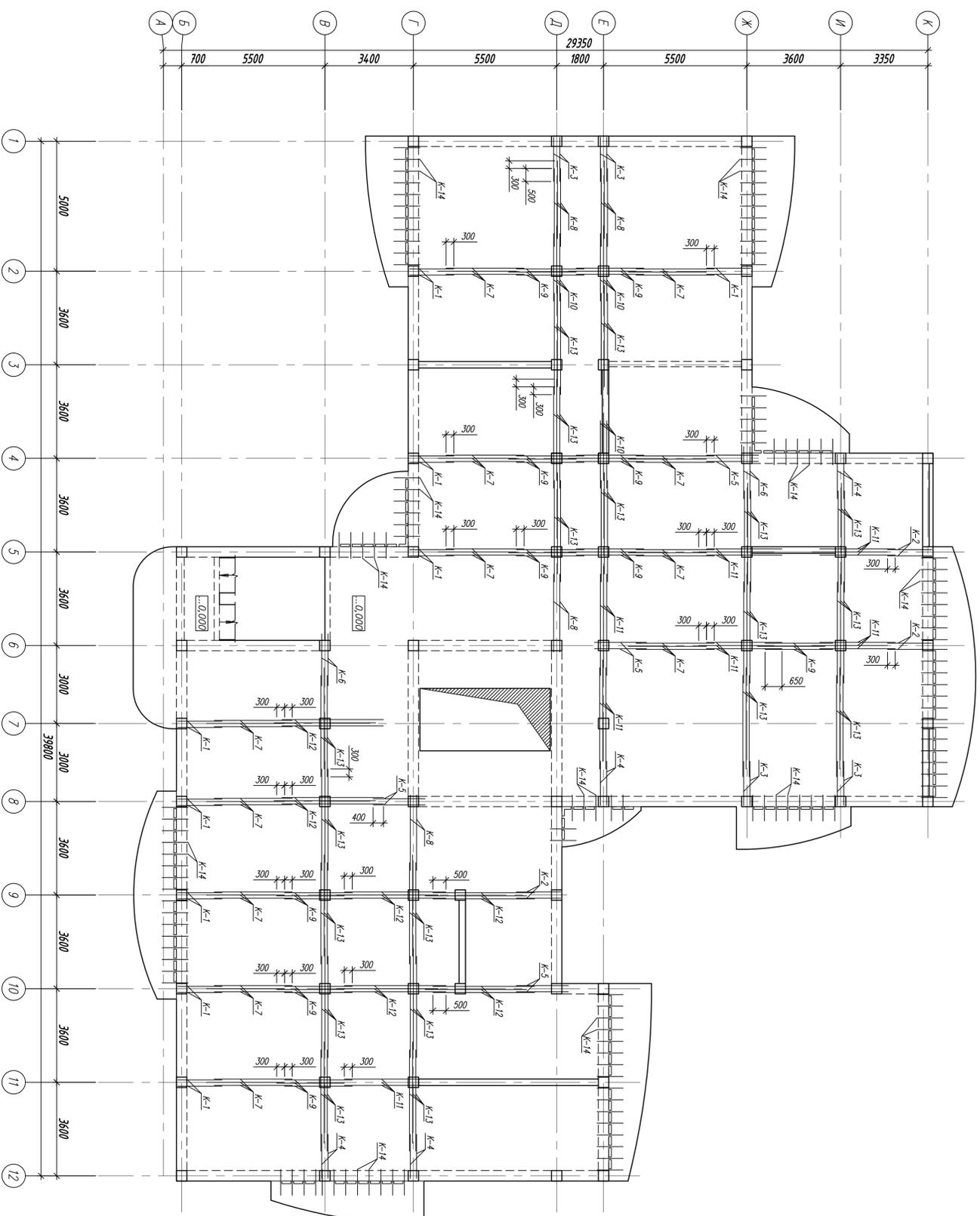




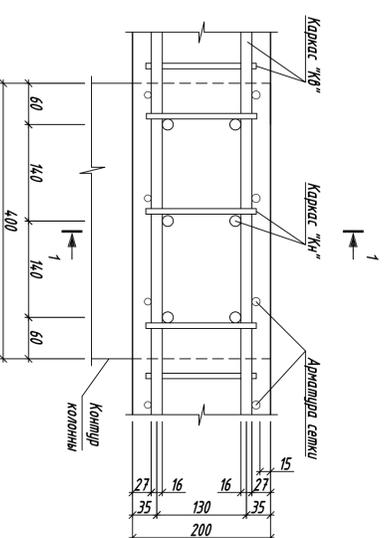
Армированные монолитные плиты



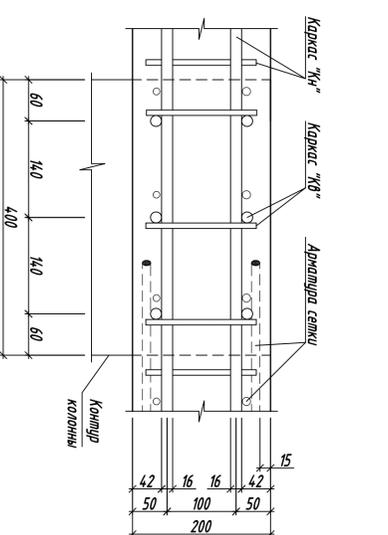
Спецификация монолитного перекрытия  
на отм. от -3,340 до +45,340 м



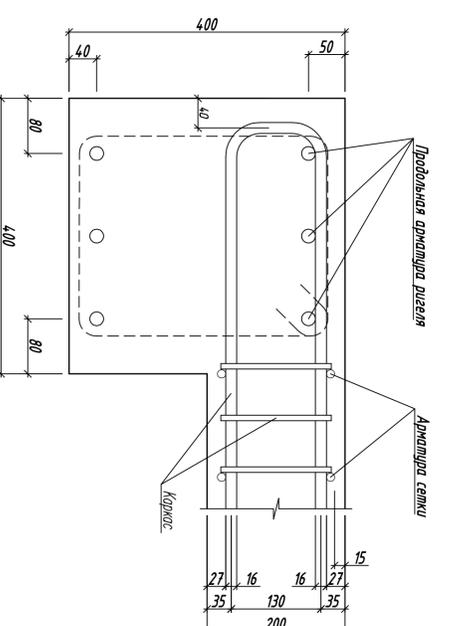
Сопрежение кардасов в монолитной плите



1 - 1



Узел стыковки арматуры ригеля и плиты



Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
		Сборочные единицы		
		Каркас плиты К - 1	18	6,00 кг
		Каркас плиты К - 2	6	4,71 кг
		Каркас плиты К - 3	8	6,00 кг
		Каркас плиты К - 4	8	4,71 кг
		Каркас плиты К - 5	8	7,00 кг
		Каркас плиты К - 6	4	5,52 кг
		Каркас плиты К - 7	36	7,92 кг
		Каркас плиты К - 8	10	7,92 кг
		Каркас плиты К - 9	30	7,06 кг
		Каркас плиты К - 10	9	7,06 кг
		Каркас плиты К - 11	20	1,98 кг
		Каркас плиты К - 12	18	8,20 кг
		Каркас плиты К - 13	57	8,20 кг
		Каркас плиты К - 14	123	2,65 кг
3		Слой СК - 1	3752	0,14 кг
		Эквивалентное изделие ЭИ - 1	68	1,42 кг
		Детали		
1		Ø 10 А-III $\Sigma L = 104,74$ м.м		6463 кг
2		Ø 8 А-III $\Sigma L = 104,74$ м.м		438 кг
		Материалы		
		Бетон м.ж. кл. В 30		163 м <sup>3</sup>

- Указания по армированию монолитной плиты перекрытия
1. Сетки для армирования плиты изготавливать по месту из арматурных стержней Ø10 А-III для верхней сетки и Ø8 А-III для нижней. Арматурные стержни сеток укладывать в нижней и верхней зонах в продольном и поперечном направлении с шагом 150 мм. Расход арматуры на 1квм - 14,2 кг.
  2. В местах пересечения стержней сеток связать вязальной проволокой с ячейкой не менее 300 x 300 мм.
  3. Защитный слой бетона для арматуры сетки не менее 15 мм.
  4. Нижнюю и верхнюю сетки соединить между собой с помощью скобы СК - 1. Расход скобы СК - 1 на 1квм - 4 шт.
  5. Концы верхней арматуры сеток над краевыми ригелями (балками) загнуть вниз (см. армирование стеновых ригелей).
  6. Протяжка перекрытия типового этажа составляет 813 кв.м. Расход бетона на плиту перекрытия - 163 м<sup>3</sup>.
  7. По контуру лоджий установить закладные детали ЭИ - 1 с привязкой 160 мм к краю лоджии и с шагом 1,5 м.

№ п/п	код	наименование	единица измерения	количество	примечание
1	ВКР-2069059-08.03.01-130964-17	15-этажный монолитный жилой дом в г.Леняе			
2	Контрукции	Служба	Лист	7	Листов
3	ВКР	Лист	7	11	
4	Ленянский ЦУАС	Схема расположения кардасов монолитного перекрытия типового перекрытия	код	СК ар СТ-1-1	





Строительный генплан

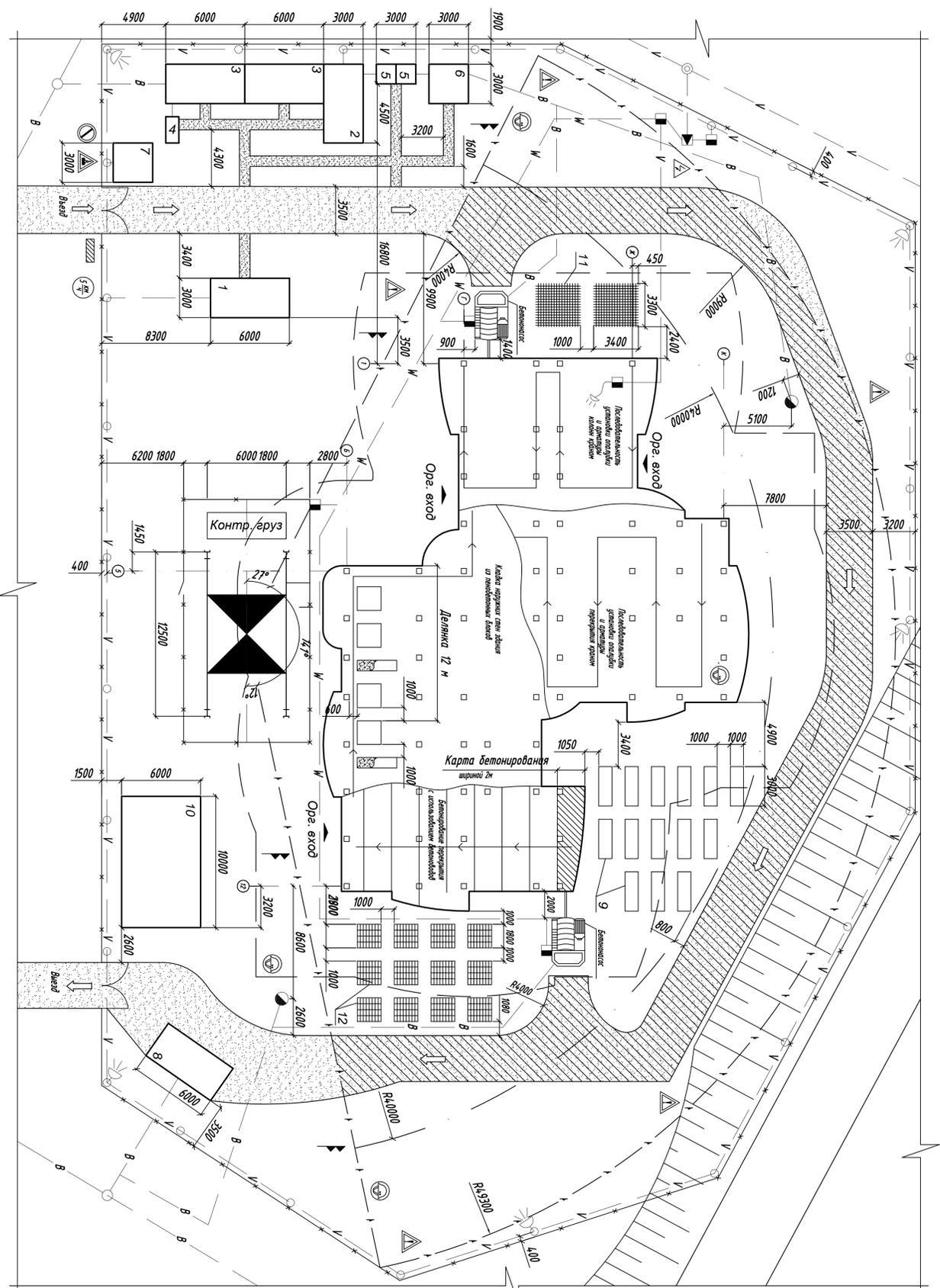


Схема габаритной привязки крана

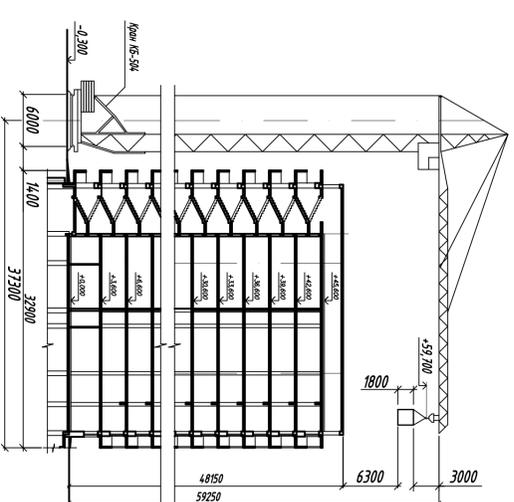


Схема бетонирования перекрытия

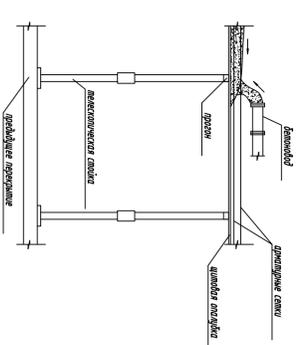


Схема кладка наружных стен из пенобетонных блоков

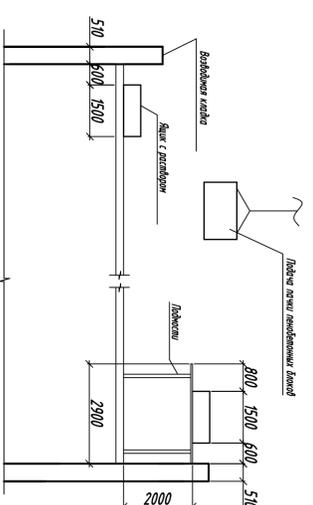


Схема бетонирования колонн

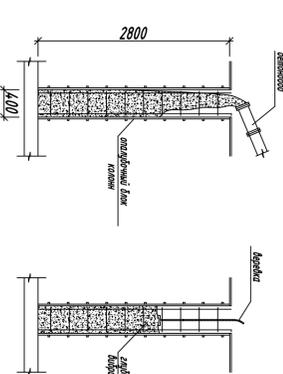
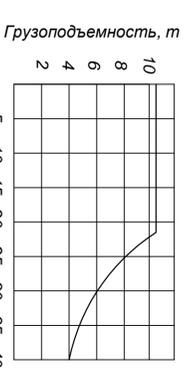
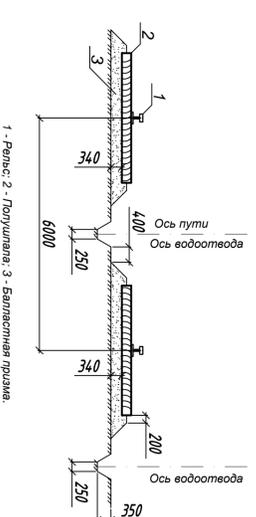


Диаграмма грузоподъемность - вылет для вагонного крана КБ-504



Поперечный профиль рельсового пути



Экспликация временных сооружений мест складирования изделий и материалов

Поз.	Наименование	Площ. м <sup>2</sup>
1	Прорабская	18
2	Гаражная	18
3	Компакт. грелка пилы и обреза	36
4	Учтывальня	2
5	Сен. узел	6
6	Душевая	9
7	Контроль-раздаточный пункт	9
8	Мойка колес автоагрегата	18
9	Шлябный лагулак	180
10	Закрытый склад неогорожденных плит	60
11	Шлябный сект	25
12	Пакеты пенобетонных блоков	70

Условные обозначения

Изображение	Смысловое значение
[Symbol]	Компир строящегося здания
[Symbol]	Временные ограждения
[Symbol]	Временные дорожки
[Symbol]	Крановые пути
[Symbol]	Зона действия крана
[Symbol]	Опасная зона работы крана
[Symbol]	Опасная зона работы кранов со здан.
[Symbol]	Направление движения автоагрегата
[Symbol]	Положение вылета
[Symbol]	Временная габаритная сеть
[Symbol]	Временная габаритная сеть
[Symbol]	Трансформаторная подстанция
[Symbol]	Электроустановки, распредел. щит
[Symbol]	Проектор

Технико-экономические показатели

Поз.	Наименование	Ед. изм.	Значение
1	Площадь строительной площадки	м <sup>2</sup>	2611
2	Площадь постоянных сооружений	м <sup>2</sup>	736
3	Площадь временных сооружений	м <sup>2</sup>	116
4	Протяженность автодорог	п.м.	184
5	Протяженность электролинии	п.м.	376
6	Протяженность ограждения	п.м.	431
8	Протяженность автоагрегата	п.м.	83
9	Протяженность электролинии	п.м.	376
10	Протяженность ограждения	п.м.	431
11	Площадь складов	м <sup>2</sup>	285
12	Коэффициент застройки	—	0,282

Вид, код	Поставщик	Сроки поставки	Сроки монтажа	Сроки демонтажа
ВКР	Ленэнерго	10	10	11
ТДСП	Ленэнерго	10	10	11
ВКР	Ленэнерго	10	10	11

ВКР-2069059-08.03.01-130964-17

15-этажный монолитный жилой дом в г. Ленинград

ТДСП

Ленэнерго

Ленэнерго

