

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*

*Ласьков Н.Н*

*подпись, инициалы, фамилия*

“.....” .....20 г.

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

Тема ВКР «Жилой дом переменной этажности (10-12 эт)  
на 66 квартир в г. Пензе»

Автор ВКР Белоусова Е.Д

Обозначение ВКР 2069059-08.03.01-130903-2017 Группа Стр1-43

Руководитель ВКР Артюшин Д.В

**Консультанты по разделам:**

архитектурно-строительный Гречишкин А.В

расчетно-конструктивный Артюшин Д.В

основания и фундаменты Чичкин А.Ф

технологии и организации строительства Карпова О.В

экономики строительства Сафьянов А.Н

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Разживина Г.П

НИР Артюшин Д.В

Нормоконтроль Артюшин Д.В

**ПЕНЗА 2017 г.**

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

«УТВЕРЖДАЮ»  
Зав. кафедрой Ласьков Н.Н  
24. 06. 2017 г.

**З А Д А Н И Е**  
**на выполнение выпускной квалификационной работы бакалавра по**  
**направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» направленность**  
**«Промышленное и гражданское строительство»**

Автор ВКР Белоусова Е.Д

Группа Стр1-43

Тема ВКР «Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) на 66 квартир в г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Гречишкин А.В

расчетно-конструктивный раздел Артюшин Д.В

основания и фундаменты Чичкин А.Ф

технология и организация строительства Карпова О.В

экономика строительства Сафьянов А. Н

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Разживина Г.П

НИР Артюшин Д.В

**I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР**

1. Место строительства Пенза

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

Жилой дом.

## II. СОСТАВ ВКР

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

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

### 2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

### 3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

### 4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

### 5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

## III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24 мая по 20 июня 2017 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 «24» мая 2017 года.

Руководитель ВКР Артюшин Д.В

## Содержание

Введение.....	3
1. Исходные данные.....	4
2. Архитектурно-конструктивное решение.....	5
2.1 Генеральный план.....	5
2.2 Объемно – планировочное решение .....	5
2.3 Конструктивное решение.....	7
2.4 Теплотехнический расчёт ограждающей конструкции.....	10
3. Конструктивная часть.....	13
3.1 Проектирование многопустотной плиты ПК63-15-8.....	13
3.2 Проектирование многопустотной плиты ПК36-15-8.....	30
3.3 Проектирование лестничного марша.....	45
3.4 Расчёт железобетонной площадочной плиты .....	56
4. Научно-исследовательская работа.....	64
5. Основания и фундаменты.....	75
5.1 Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты .....	75
5.2 Сбор нагрузок на фундаменты под стены.....	76
5.3 Расчет и проектирование забивных свай.....	81
5.4 Расчёт и проектирование буровых свай.....	84
6. Технология, организация строительного процесса.....	90
6.1 Методы и последовательность возведения работ.....	90
6.2 Календарное планирование.....	92
6.3 Стройген план на возведение надземной части здания.....	115
7. Экономический раздел.....	126
8. Экология и безопасность жизненной деятельности.....	141
Список литературы.....	150

## **Введение**

Разработка архитектурно-конструктивного решения жилого здания путем совмещения функционального процесса, протекающего внутри здания, и исходных данных по составу квартир и климатическому районированию строительства является главной задачей проектирования.

Технические решения, принимаемые в проекте, должны отвечать требованиям СНиПов, ГОСТов, положений модульной координации размеров объемно-планировочных и конструктивных решений в строительстве, действующих каталогов типовых конструкций и изделий.

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

Исходя из этих требований, в курсовой работе приведена наиболее оптимальная схема объемно-планировочного решения жилого дома переменной этажности (10-12 этажей) на 66 квартир. Среди всех вариантов конструктивных элементов, отдано предпочтение высоконадежным, экономичным, индустриальным, характерным для данного района строительства конструкциям и типовым изделиям.

## 1. Исходные данные

Проектируемое здание – жилой дом переменной этажности (10-12 этажей) на 66 квартир

Район строительства – город Пенза

Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства: рельеф площадки спокойный. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов (сверху вниз):

- Почвенно-растительный слой мощностью 0,8м
- Суглинок 3,3 м
- Супеси 4,9 м
- Песок мелкий 10 м

Температура наиболее холодных суток обеспеченностью 0,92 – -33°C

Температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 - -27°C

Нормативная глубина промерзания грунта – 1,5 м

Материал стен – кирпич

Плотность материала стен –  $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$

Толщина наружных стен - 510 мм

Толщина внутренних стен – 380 мм

Снеговой район – II

Ветровой район – II

Уровень ответственности здания – нормальный

Степень огнестойкости здания – II

## **2.Архитектурно-конструктивная часть**

### **2.1 Генеральный план**

Проект жилого дома переменной этажности (10-12 этажей) предназначен для строительства в городе Пензе на участке, где кроме строящегося здания, располагаются жилые дома.

В непосредственной близости от здания находится минимаркет (магазин продовольственных товаров и бытовой химии). Расстояния между зданиями соответствует градостроительным и противопожарным требованиям.

Для подъезда легковых автомобилей и специального транспорта устраивается подъездная дорога шириной 6,0 м, а также предусмотрен остановочный карман.

Для движения людей предусмотрены пешеходные зоны шириной 1,0 м. В целях безопасности, пешеходные дорожки отделены от проезжей частью с помощью бордюров и полосой зелёных насаждений. Все проезды, пути и пешеходные зоны покрыты асфальтом.

Благоустройство участка включает в себя:

- устройство спортивной площадки, которая в зимнее время может быть использована в виде хоккейной коробки.
- устройство пешеходной зоны с насаждением кустарников и деревьев вдоль дорожки.
- организация площадки для временной автомобильной парковки.
- озеленение всего участка при помощи рядовой посадки и кустарников
- устройство клумб.

### **2.2 Объемно-планировочное решение**

Проектируемое здание в плане имеет сложную геометрическую форму. Габаритные размеры по осям «А-3» – 17,2 м по осям «1-9» - 32,4 м. Здание запроектировано одноподъездным. Схема здания бескаркасная с поперечными несущими стенами.

Подъём на лестничную площадку первого этажа осуществляется по цокольному маршу, набранному из 6 ступеней и имеющему 6 подъёмов. Подъём на лестничную площадку 2-го этажа осуществляется по двум маршам, имеющим 10 ступеней и 10 подъёмов. Высота этажа – 3,0 м; высота помещений – 2,8 м; отметка промежуточной лестничной площадки + 1,500.

Для защиты верхнего этажа от перегрева в летнее время и переохлаждения в холодный период, предусмотрен вентилируемый чердак высотой 2,5 м. В нём также располагается лифтовое оборудование, насосы для инженерных коммуникаций.

Состав секции:

1-комнатная квартира:

- Общая площадь квартиры – 32,21 м<sup>2</sup>;
- Жилая площадь квартиры – 16,94 м<sup>2</sup>;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 53 %.

2-комнатная квартира:

- Общая площадь квартиры – 61,64 м<sup>2</sup>
- Жилая площадь квартиры – 31,71 м<sup>2</sup>;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 51 %

2-комнатная квартира:

- Общая площадь квартиры – 141,93 м<sup>2</sup>;
- Жилая площадь квартиры – 99,66 м<sup>2</sup> ;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 70 %

3-х-комнатная квартира:

- Общая площадь квартиры – 64,82 м<sup>2</sup>;
- Жилая площадь квартиры – 40,92 м<sup>2</sup>;
- Отношение жилой площади к общей площади квартиры – 63 %.

Площадь застройки  $P_3 = 512,86 \text{ м}^2$  определена как площадь горизонтального сечения по внешнему ободу здания на уровне цоколя по правилам, приведённым в СНиПе «Жилые здания».

Строительный объём здания  $O_c = 18256 \text{ м}^3$  определён перемножением площади горизонтального сечения здания на уровне окон первого этажа на высоту от уровня пола первого этажа до средней отметки чердачного покрытия.

Жилая площадь дома  $P_{ж} = 2058,48 \text{ м}^2$  определена как сумма жилых площадей всех квартир дома.

Общая площадь дома  $P_o = 3586,1 \text{ м}^2$  определена как сумма общих площадей всех квартир дома.

Площадь поверхности наружных стен здания  $C = 3883,1 \text{ м}^2$ .

#### **Технико-экономические показатели:**

1.  $K_1$  - показывает целесообразность соотношения жилой и общей площади дома. Коэффициент плоскостной планировки  $K_1$  зависит от количества

комнат в квартире.  $K_1 = (П_ж/П_о) = 2058,48/3586,1 = 0,57$  (0,50 ... 0,70 — для жилых зданий)

2.  $K_2$  показывает экономичность использования строительного объема здания. Коэффициент объемности здания  $K_2$  зависит от высоты этажа, размеров вне квартирных площадей (лестнично-лифтовые узлы, коридоры), материала стен и перегородок.

$$K_2 = V_{зд} / S_{общ} = 18256 / 3586,1 = 5 \text{ (3.5 ... 5.0 — для жилых зданий)}$$

3.  $K_3$  - показывает компактность здания. Коэффициент компактности здания  $K_3$  зависит от конфигурации здания и отражается как на сметной стоимости здания, так и на размерах эксплуатационных затрат (отопление, ремонт фасадов и кровли); чем меньше коэффициент, тем меньше стоимость здания.

$$K_3 = S_{огр} / S_{общ} = 3883,1 / 3586,1 = 1,09 \text{ (0.80 ... 1.30 — для жилых зданий)}$$

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

## 2.3 Конструктивное решение

### Фундаменты

Фундаменты запроектированы свайными. Сваи приняты забивные по ГОСТ 19804-2012, марки СВ - 30 сечением 30 на 30 см и длиной 10 м (рис.1) Поверх сваи устраивается монолитный ростверк, для наружных стен (оси 1,9, А, Б, В, Д, Е, З) ширина ростверка 600 мм, для внутренних стен (оси 2-8 и Г) ширина ростверка 500 мм.

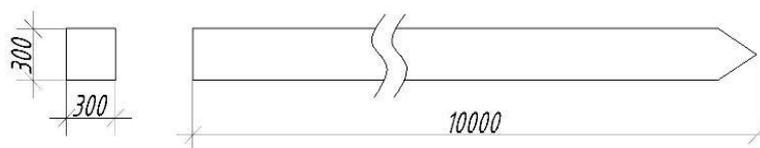


Рисунок 1. СВ – 30 сечением 30×30 см

### Стены и перегородки

Наружные стены здания выполнены в виде кирпичной кладки с горизонтальными диафрагмами через каждые 5 рядов, оштукатуренными с внутренней и наружной стороны.

Толщина наружных стен принята равной 510 мм; толщина слоя утеплителя определена теплотехническим расчетом для климатического района г. Пензы

Внутренние несущие стены выполнены в виде сплошной кирпичной кладки толщиной 380 мм. Перегородки выполнены из кирпича толщиной 120 мм и 80 мм.

В капитальных стенах, смежных с кухнями и с уборными устроены вентиляционные каналы сечением 140 мм \* 140мм, отдельные для каждой квартиры.

### Плиты перекрытия

Сборные железобетонные с круглыми пустотами диаметром 159 мм, плиты серии 1.141-1 марки : ПК33-15-8, ПК33-12-8, ПК33-10-8 ; ПК27-15-8, ПК27-12-8; ПК27-10-8; ПК63-15-8, ПК63-10-8; ПК36-15-8; ПК36-12-8; ПК36-10-8 (см. рис. 2)

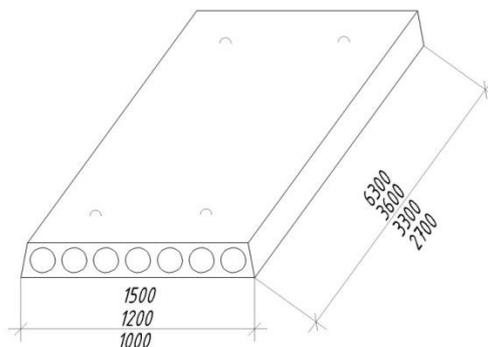


Рисунок 2. Многопустотные плиты перекрытия

### Окна и двери

Для естественного освещения и вентиляции в проекте предусмотрены окна блоки: ОР15-15, ОР 15-18.(рис. 3)

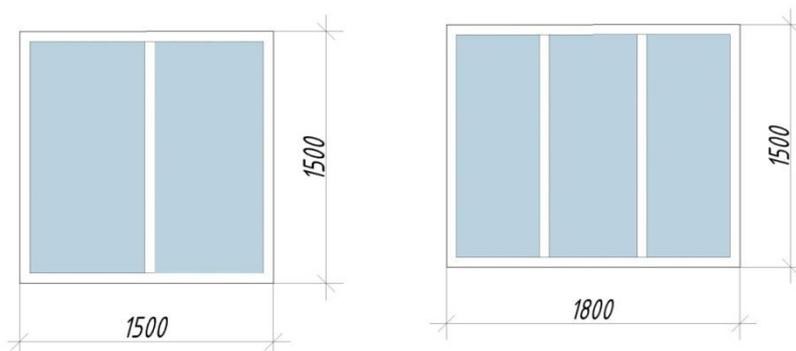


Рисунок 3. Окна ОР15-15, ОР15-18

Марки окон подбираются для каждой жилой комнаты, кухонь, исходя из соотношения площади проема к площади пола и комнаты в пределах от 1/5,5 до 1/8

Маркировка дверей:

Межкомнатные двери Д-21-7.

Наружные входные двери в квартиры ДГ 21-9.

Двери стандартные, деревянные.

### Конструктивное решение покрытия

Крыша плоская рулонная с холодным чердаком высота которого 2,5 м. Состав крыши (сверху вниз):

Унифлекс ЭКП - 1 слой

Унифлекс ЭПП – 1 слой

Цементно-песчаная стяжка М100 – 40 мм

Гравий керамзитовый по уклону  $\gamma = 400$  кг/м – 20-130 мм

Пароизоляция « Унифлекс» - 1 слой

Сборная железобетонная плита – 220 мм

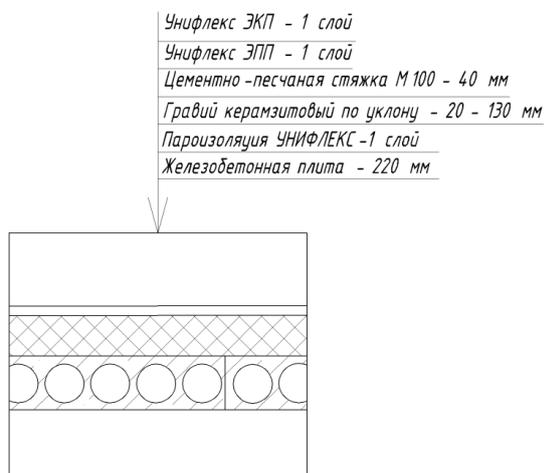


Рисунок 4 . Состав кровли

Для отвода воды предусмотрен внутренний водоотвод. Водоприемные воронки приняты з расчёта 1 на 400 м, при этом путь движения воды не более 20 м,

### Конструктивное решение лестниц

Марши лестничные железобетонные, марка ЛМ 27-15. Лестничные железобетонные площадки 2ЛП 32-12. Лестницы сборные, железобетонные

состоят из лестничных площадок и маршей: ЛП32-12 . Лестничные площадки опираются на стены по осям 5,6

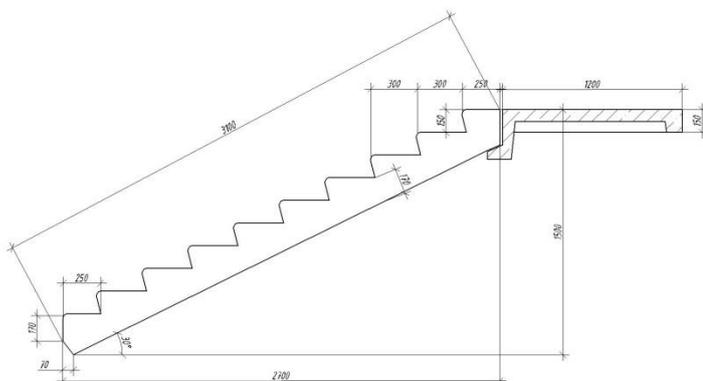


Рисунок 5. Лестничный марш

#### 2.4. Теплотехнический расчет ограждающей конструкции

Расчёт выполняем согласно [1].

Используемая конструкция стен :

Таблица 1.

Состав ограждающей конструкции

Конструктивные слои	Толщина, м	Коэффициент $\lambda$	Сопротивление R	Плотность кг/м <sup>3</sup>
Цементно-песчаный раствор	0,02	0,7	$0,02/0,7=0,0286$	1700
Кладка из обыкновенного кирпича	0,51	0,7	$0,51/0,7=0,7286$	1700
Минвата	$\delta_x$	0,06	$R_x$	80
Цементно-песчаный раствор	0,01	0,7	$0,01/0,7=0,0143$	1700

Климатические данные:

n- коэффициент , принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающей конструкции (для стены n-1)

$t_{int}=t_b=21$  °С (температура внутреннего воздуха)

$t_{\text{ext}}=t_{\text{н}}= - 27 \text{ }^\circ\text{C}$  (температура наружного воздуха из расчета 5 холодных суток)

$\Delta t_{\text{н}}$  – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего и наружного воздуха ,  $\Delta t_{\text{н}}=4 \text{ }^\circ\text{C}$

$\alpha_{\text{в}} = 8,7$  – коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающей поверхности .

$\alpha_{\text{н}}=23$  – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности ограждающей поверхности .

$t_{\text{н}}= - 4,1 \text{ }^\circ\text{C}$ ,  $Z_{\text{нт}}=Z_{\text{оп}}=200$  суток - продолжительность отопительного периода

### Найдем $\delta_x$ из санитарно-гигиенических условий.

Данная часть расчета гарантирует отсутствие конденсата, увлажнения, промерзания.

Найдем  $R^{\text{тп}}$  по формуле:

$$R^{\text{тп}} = \frac{(t_{\text{в}} - t_{\text{н}}) \cdot n}{\Delta t \cdot \alpha_{\text{в}}} = \frac{(21 - (-27)) \cdot 1}{4 \cdot 8,7} = 1,37$$

Найдем общее значение сопротивления теплопередачи  $R^{\text{расч}}$ :

$$R^{\text{расч}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}$$

Где  $R_1, R_2, R_3, R_4$ -термические сопротивления отдельных слоев ограждающие конструкции,

$$R = \frac{\delta}{\lambda}$$

Где  $\delta$  – толщина слоя ( $\delta_1 = 0,01, \delta_2 = x, \delta_3 = 0,51, \delta_4 = 0,02$ )

$\lambda$  - расчётный коэффициент теплопроводности ( $\lambda_1 = 0,7, \lambda_2 = 0,06, \lambda_3 = 0,7, \lambda_4 = 0,7$ )

$$R^{\text{расч}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,7} + \frac{x}{0,06} + \frac{0,51}{0,7} + \frac{0,02}{0,7} + \frac{1}{23} = 0,926 + \frac{x}{0,06}$$

Из условия правильности расчета:  $R^{расч} \geq R^{тр}$

$$\text{Пусть } R^{расч} = R^{тр} = 0,926 + \frac{x}{0,06} = 1,37$$

$$\text{Тогда } \delta_x = (1,37 - 0,926) \cdot 0,06 = 0,026 \text{ м}$$

**Найдем  $\delta_x$  из условий энергосбережения.**

Подсчитаем градусо-сутки отопительного периода (ГСОП) по формуле:

$$\text{ГСОП} = D_d = (t_{int} - t_n)z_{nt} = (21 - (-4,1)) \cdot 200 = 5020$$

Определим нормируемое значение сопротивления теплопередаче  $R_{red}$  по [1] (см. значения в табл. 4 для жилых зданий)

$D_d = 5020$ . В таблице это значение находится в пределах от 4000 до 6000. Таким образом, нормируемое значение сопротивления теплопередаче стен будет в пределах 2,8 – 3,5. Найдем более точное значение методом интерполяции:

$$6000 - 4000 = 2000; 3,5 - 2,8 = 0,7$$

$$4000 - 0,7$$

$$5020 - x$$

$$x = (5020 \cdot 0,7) / 2000 = 1,757 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

$$R^{тр} = 3,5 - 1,757 = 1,743 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Мы получили нормируемое значение сопротивления теплопередаче стен. Значения, которые мы получим для конкретной стены, должны быть больше или равны этому значению  $R^{расч} > R^{тр}$

Найдем фактическое значение  $R^{расч}$ :

$$R^{расч} = \frac{\delta_x}{0,06} + 0,926$$

Из условия правильности расчета:  $R^{расч} \geq R^{тр}$

$$\text{Пусть } R^{расч} = R^{тр} = \frac{\delta_x}{0,06} + 0,9299 = 2,92$$

$$\delta_x = (2,92 - 0,926) \cdot 0,06 = 0,12 \text{ м}$$

Если делаем расчет по двум условиям, то  $\delta_x$  принимаем по второй части, т.е.

$$\delta_x = 0,12 \text{ м}$$

### 3. Конструктивная часть

#### 3.1 Проектирование многопустотной плиты перекрытия ПК63-15-8

Плиты перекрытия из тяжелого бетона класса В30, с термовлажностной обработки (ТВО). Распалубочная прочность бетона принимается равной передаточной прочности. Отпускная прочность бетона в изделии принимается не менее передаточной прочности и не менее 80% от проектной прочности. Арматурные сетки и каркасы сварные. Закладные детали фиксируются монтажной сваркой к каркасам или сеткам.

Продольная рабочая арматура – преднапряженная класса А800, с электротермическим натяжением на упоры форм. Арматура каркасов - классов А240 или В500, закладные детали их стали СтЗпс, монтажные петли из стали класса А240, марки СтЗпс или класса А300, марки 10ГТ

Нормативное сопротивление арматуры А800,  $R_{sn}=800$  МПа; расчётное сопротивление  $R_{sn} = 695$  МПа; модуль упругости  $E_s=2,0 \cdot 10^5$  МПа

Бетон тяжёлый класса В30;  $R_b=17$  МПа;  $E_b=32,5 \cdot 10^3$  МПа;  $R_{bt,n}=1,75$  МПа;  $R_{bt}=1,15$  МПа

Плита рассчитывается для двух предельных состояний.

Плита относится к третьей категории трещиностойкости, предельно допустимая ширина раскрытия трещин  $a_{cr,ult}$  не должна превышать 0,2 мм при продолжительном раскрытии и 0,3 мм при непродолжительном раскрытии.

#### Расчёт многопустотной плиты в стадии эксплуатации

Установим размеры плиты:

Расчётная длина плиты при ее опирании на кирпичную кладку в соответствии с рисунком 6.

$$l_0 = L_{\Pi} - 2 \cdot c = 6300 - 2 \cdot 180 = 5940 \text{ мм}$$

Где

$L_{\Pi}$  – длина плиты,  $c$  – длина площадки опирания плиты, равная 180 мм

Плита имеет 7 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок  $(22-15,9)/2=3,05$  см. Ширина средних рёбер - 2,6 см, крайних - 1,05 см.

Высота сечения многопустотной плиты:  $h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{594}{30} = 19,8 \text{ см}$

Из этого принимаем плиту 22 см

Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$

Толщина сжатой полки таврового сечения  $h'_f = 3,05 \text{ см}$ ; отношение  $\frac{h'_f}{h} = \frac{3,05}{22} = 0,14 > 0,1$ , при этих условиях вся ширина полки  $b'_f = 145 \text{ см}$ ; расчётная ширина ребра  $b = b'_f - n_{\text{пуст}} \cdot d = 145 - 7 \cdot 15,9 = 33,7 \text{ см}$ .

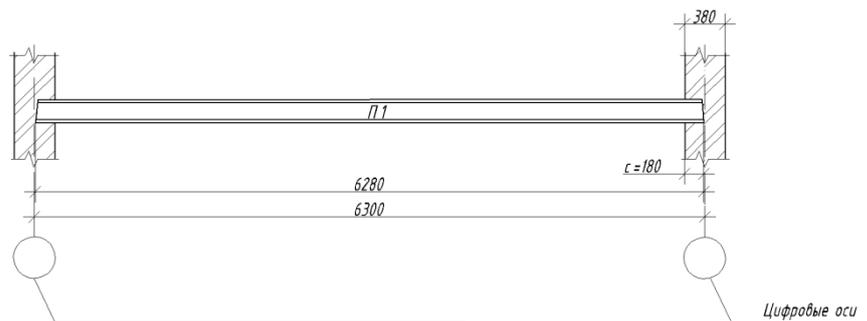


Рисунок 6. К определению расчетной длины плиты

### Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Расчётная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания  $\gamma_n = 1,0$  при ширине плиты 1,5 м.

Сбор нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия представлен в таблице 2

Таблица 2

Сбор вертикальных нагрузок на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
Постоянная:	3000	1,1	3300
1. Железобетонная пустотная плита			
2. Цементно-песчаная стяжка $\rho=18,0 \text{ кН/м}^3$ ; $t=40 \text{ мм}$	720	1,3	936
3. Линолеум $\rho=18,0 \text{ кН/м}^3$ ; $t=20 \text{ мм}$	360	1,3	468
Итого:	4080	-	4704
Временная $v$	1500	1,2	1800
В том числе:			
Длительная	525	1,2	630
Кратковременная	975	1,2	1170
Полная $q=g+v$	5580	-	6504
В том числе			

Постоянная и длительная	4605	-	5334
кратковременная	975	-	1170

Постоянная нагрузка  $g = 4704 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 7056 \text{ Н/м} = 7,056 \text{ кН/м}$

Временная  $v = 1,8 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 2,7 \text{ кН/м}$

Полная  $q = 6,504 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 9,756 \text{ кН/м}$

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

Постоянная  $g^n = 4,08 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,12 \text{ кН/м}$

Постоянная и длительная  $4,605 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,9 \text{ кН/м}$

Полная  $g^n + v^n = 5,58 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 8,37 \text{ кН/м}$

Усилия для расчётов по предельным состояниям первой группы:

от расчётных нагрузок:

$$M = \frac{ql_o^2}{8} = \frac{9,756 \cdot 5,94^2}{8} = 43,03 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{ql_2}{2} = \frac{9,756 \cdot 5,94}{2} = 28,98 \text{ кНм}$$

Усилия для расчётов по предельным состояниям второй группы:

от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n l_o^2}{8} = \frac{8,37 \cdot 5,94^2}{8} = 36,91 \text{ кНм}$$

от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,дл} = \frac{6,91 \cdot 5,94^2}{8} = 30,47 \text{ кНм}$$

### **Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы**

Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы состоит из расчёта прочности продольных рёбер и полки плиты для различных стадий работы конструкции и, определяется необходимое количество арматуры и её расположении в сечениях и по длине элемента.

### **Расчёт прочности нормальных сечений плиты**

Расчётной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Расчётное сечение двутаврового профиля с

полкой в сжатой зоне см. Рис . Изгибающий момент от полных нагрузок  $M=43,03$  кНм. Размеры сечения  $h=22$  см,  $b'_f=145$  см,  $h'_f = 3,05$  см,  $b=33,7$  см

Минимальный защитный слой не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани  $a \geq 20 + \emptyset/2$ . Предполагаемый диаметр арматуры  $\emptyset=20$  мм, тогда  $a=3$  см, рабочая высота сечения  $h_0=19$  см.

Расчёт прочности выполняется в предположении, что расчётной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется; уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sc}=0,9$  и с учётом всех потерь равен  $\sigma_{sp}/R_s = 0,755$

$$\text{Величина напряжений обжатия } \sigma_{sp} = 0,755R_s = 0,755 \cdot 695 = 525 \text{ МПа}$$

Расчётной схемой для расчёта нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне  $M=43,03$  кНм.

Проверяем положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,0305 \cdot \left( 0,19 - \frac{0,0305}{2} \right) = 131,38 \text{ кНм} \\ > 43,03 \text{ кНм}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольной с размерами  $b'_f=145$  см,  $h'_f = 3,05$  см,  $h_0=19$  см.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 43,03 / (17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,19^2) = 0,05$$

Граница сжатой зоны бетона при  $\sigma_{sp}/R_s = 0,755$  и арматуре А800

$$\varepsilon_R = 0,44$$

$$\alpha_R = \varepsilon_R \left( 1 - \frac{\varepsilon_R}{2} \right) = 0,44 \left( 1 - \frac{0,44}{2} \right) = 0,343$$

Проверяем выполнения условия  $\alpha_m = 0,05 \leq \alpha_R = 0,343$  – условие выполняется, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляем относительную высоту сжатой зоны

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} = 0,051$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = \frac{0,051}{0,44} = 0,115$$

Условие  $\varepsilon \leq \varepsilon_R$  соблюдается, расчётное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  можно увеличить путём умножения на коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$ ,

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,115 = 1,22 > 1,1$$

Принимаем  $\gamma_{s3} = 1,1$

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b_f' h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,051 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 695 \cdot 10^3} = 0,000312 \text{ м}^3 = 3,12 \text{ см}^2$$

По сортаменту выпускаемой стали определяем диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 8Ø8 А800,  $A_{sp}=4,02 \text{ см}^2$

В многопустотных плитах шаг поперечной арматуры должно быть не более  $2h(2 \cdot 220) = 440 \text{ мм}$  и не более 400 мм. Это расстояние равно  $(1490 - 2 \cdot 40)/4 = 352,5 < 400 \text{ мм}$ .

### Расчёт прочности наклонных сечений плиты

В многопустотных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполним проверочный расчет.

Расчётная сила на опоре  $Q=28,98 \text{ кН}$ , полная расчётная нагрузка  $q=9,756 \text{ кН/м}$ , временная часть нагрузки  $q_v=2,7 \text{ кН/м}$

Прочностные характеристики бетона были представлены ранее. Поперечная и продольная арматура каркасов – проволока класса В500 диаметром 4 мм,  $R_{sw}=300 \text{ МПа}$ , площадь одного поперечного стержня  $0,126 \text{ см}^2$

Расчёт производим из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Где  $Q$  – поперечная расчётная сила в рассматриваемом сечении

$Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$Q_{sw}$  – поперечная сила, воспринимаемая хомутами

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,24 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19^2 = 26,02 \text{ кНм}$$

Предварительно назначаем усилие преднапряжения с учётом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 525 \cdot 10^3 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4} = 211 \text{ кН}$$

Вычисляем коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \left( \frac{P}{R_b A_1} \right) - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,167 - 1,16 \cdot 0,167^2 = 1,24$$

Где  $A_1$  - площадь бетонного сечения без учёта свесов сжатой полки

$$A_1 = bh = 0,337 \cdot 0,22 = 0,074 \text{ м}^2$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{211}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,074} = 0,167$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{26,02}{8,406}} = 1,76 \text{ м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 9,756 - 0,5 \cdot 2,7 = 8,406 \text{ кН/м}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ . При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 176 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем  $c=0,57$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{26,02}{0,57} = 45,65 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_b = 46,65 \geq Q_{b,min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 36,82 \text{ кН}$$

$$Q_b = 46,65 \leq Q_{b,max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 184,08 \text{ кН}$$

Условия выполняется, для следующих расчётов принимаем  $Q_b = 46,65$  кН

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

Усилия  $Q_{sw}$  определяются по формуле  $Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0$  в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{26,02 \cdot 8,406} = 29,58 \text{ кН}$$

Проверяем условие :

$$Q_{b1} = 29,58 < \varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,24 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 91,30 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw}$  определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{sw} - Q_{b,min} - 3h_0q_1)/1,5h_0 = (28,98 - 36,82 - 3 \cdot 0,19 \cdot 8,406)/1,5 \cdot 0,19 = -44,32 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчёте, если соблюдается условие:

$$q_{sw} = -44,32 \text{ кН/м} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,24 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 = 120,57 \text{ кН/м}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной 1/4 пролета плиты из проволоки  $\varnothing 4$  В500 с шагом  $s=150$  мм.

### Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы

Для расчётов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислить геометрические характеристики сечения.

Площадь поперечного сечения бетона:

$$A = b'_f \cdot h - \frac{n\pi d^2}{4} = 145 \cdot 22 - \frac{7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 1800 \text{ см}^2 = 0,18 \text{ м}^2$$

$n$  - число пустот в сечении плиты

Коэффициент приведения:

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,32 \cdot 10^4 = 6,2$$

Сторона квадрата  $a \approx 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31$  см

Толщина полок эквивалентного сечения:

$$h'_f = f_f = \frac{22-14,31}{2} = 3,85 \text{ см}$$

Ширина рёбер:  $b = 145 - 7 \cdot 14,31 = 44,83$  см

Ширина пустот:  $145-44,83=100,17$  см

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = 145 \cdot 22 - 100,17 \cdot 14,31 = 1756,6 \text{ см}^2 = 0,1756 \text{ м}^2$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{145 \cdot 22^3}{12} - \frac{100,17 \cdot 14,31^3}{12} = 104202,27 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны:

$$W_{red} = W'_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{104202,27}{11} = 9472,93 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчётов в стадии эксплуатации  $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 9472,93 = 12314,81 \text{ см}^3$

Коэффициент  $\gamma$  определяется для двутаврового симметричного сечения при  $2 < \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = 3,23 < 6$

Принимаем  $\gamma=1,25$  по таблице 11 приложения 2

Для расчётов в стадии изготовления:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 9472,93 = 11841,16 \text{ см}^3$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения назначается так, чтобы соблюдались условия:

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

Коэффициент точности натяжения арматуры при определении потерь предварительного натяжения и расчётах по второй группе предельных состояний принимается равным  $\gamma_{sp} = 1,0$

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80 % арматуры А800.

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

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчёт потерь ведется при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_p=1$

**Первые потери**

$\Delta\sigma_1$  – потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения равны:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 640 = 19,2 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_2$  – потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами равны нулю  $\Delta\sigma_2 = 0$

$\Delta\sigma_3$  – потери от деформации формы в расчётах не учитывается, так как учтены в расчёте удлинений арматуры,  $\Delta\sigma_3 = 0$

$\Delta\sigma_4$  – потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и поэтому равны нулю,  $\Delta\sigma_4 = 0$

Суммарные первые потери преднапряжения :

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4 = 19,2 + 0 + 0 + 0 = 19,2 \text{ МПа}$$

Начальные усилия обжатия с учётом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 4,02 \cdot 10^{-4}(640 - 19,2) \cdot 10^3 = 249,56 \text{ кН}$$

### Вторые потери

$\Delta\sigma_5$  – потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО. Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона  $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$

$$\Delta\sigma_5 = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа}$$

Для определение потерь от ползучести бетона необходимо предварительно вычислить напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры

Максимальное сжимающее напряжение бетоне при обжатии силой  $P_1$  на уровне крайнего нижнего волокна,  $y=0,11$  м

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{249,56 \cdot 10^3}{1756 \cdot 10^{-4}} + \frac{249,56 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{104202,27 \cdot 10^{-8}} = 3,53 \text{ МПа}$$

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

$$\sigma_{bp} = 3,53 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учётом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при  $y_0 = e_{op} = 0,08$  м. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчётном пролете  $l_0=5,94$  м

$$M_{CB} = \frac{3 \cdot 1,49 \cdot 5,94^2}{8} = 19,71 \text{ кНм}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{CB})e_{op}}{J_{red}} = \\ &= \frac{249,56 \cdot 10^3}{1756 \cdot 10^{-4}} + \frac{(249,56 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 19,71 \cdot 10^3) \cdot 0,08}{104202,27 \cdot 10^{-8}} = 1,44 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$\Delta\sigma_5$  – потери от ползучести арматуры

$$\begin{aligned} \sigma_{sp6} &= \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{J_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,44 \cdot 10^3}{1 + 6,2 \cdot 0,0023 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1756 \cdot 10^{-4}}{104202,27 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 14,63 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Где коэффициент приведения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 20 \cdot 10^4 / 3,32 \cdot 10^4 = 6,2$$

Эксцентриситет силы обжатия  $P_1$  относительно центра тяжести приведенного сечения  $e_{sp} = y_o - a = 11 - 3 = 8 \text{ см} = 0,08 \text{ м}$

$$\text{Коэффициент армирования сечения } \mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = 4,02 / 1756 = 0,0023$$

$$\text{Коэффициент ползучести бетона } \varphi_{b,cr} = 2,3$$

Суммарные вторые потери :

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_5 + \Delta\sigma_6 = 40 + 14,63 = 54,83 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 19,2 + 54,83 = 73,83 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери :  $\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 640 - 100 = 540 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учётом полных потерь:

$$P_2 = 4,02 \cdot 10^{-4} \cdot 540 \cdot 10^3 = 217,08 \text{ кН}$$

## Расчёт трещиностойкости плиты

Расчёт по образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Расчётный момент равен нормативному  $M_n=36,91\text{кН}$ , момент сопротивления по растянутой зоне  $W_{red} = 0,009472\text{м}^3$ ,  $W_{pl} = 0,012314,81\text{ м}^3$ , эксцентриситет силы обжатия  $e_{op} = 0,08\text{ м}$ , расстояние до ядровой точки

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,054\text{ м} = 5,4\text{ см}$$

Условие не образования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{crc}$$

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{crc}$  определяется по приближенному способу ядровых моментов

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

Где  $M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 217,08(0,08 + 0,054) = 29,08\text{ кНм}$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,012314 = 21,55\text{ кНм}$$

$M_{crc} = 21,55 + 29,08 = 50,63 < 36,91\text{ кНм}$  - условие не выполняется, трещины в растянутой зоне образуются.

Проверяем образования начальных трещин в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp}=1,1$ .

Расчётное условие:

$$\gamma_{sp}P_1(e_{op} - r) \leq R_{btp}W'_{pl}$$

$1,1 \cdot 249,56 \cdot (0,08 - 0,054) = 7,14\text{кНм} \leq 1,1 \cdot 10^3 \cdot 12314 \cdot 10^{-6} = 13,54\text{ кНм}$  – условие выполняется, начальные трещины не образуются

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

### Ширина раскрытия нормальных трещин продольных рёбер.

Предельная ширина раскрытия трещин  $a_{crc,ult}$  при арматуре А800 не должна превышать 0,2 мм при продолжительном раскрытии и 0,3 мм – при непродолжительном раскрытии. Так как конструктивна ненапрягаемая арматура в определение геометрических характеристик не учитывалась, то усилие  $P_2$  приложено в центре тяжести нижней арматуры,  $e_{sp} = 0,0$ , изгибающий моменты от

полной нормативной нагрузки  $M_n=36,91$  кНм, от постоянной и длительной  $M_{дл}=30,47$  кНм

Расчёт по раскрытию трещин производим из условия :

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

Где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки,  $a_{crc,ult}$  – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Ширина раскрытия от внешней нагрузке вычисляется по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \Psi_s \sigma_s l_s / E_s$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений разрешается принимать при  $z=0,7h_0$ , если выполняется условие  $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$  или определять по формуле:  $z = \xi h_0$ , где коэффициент  $\xi$  принимается по таблице 20 приложение []

### **Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки $M_n=36,91$**

Определим плечо внутренней пары в сечении с трещиной по формуле :  $z = \xi h_0$

Найдем необходимые параметры:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b_f)h'_f}{bh_0} = \frac{(145 - 44,83) \cdot 3,85}{44,83 \cdot 19} = 0,453$$

$$e_s = \frac{M_n}{P_2} = \frac{36,91}{217,08} = 0,17$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{0,17}{0,19} = 0,89$$

Коэффициент  $\alpha_{s1}$  для всех видов арматуры, кроме канатной  $\alpha_{s1}=300/R_{b,ser}$

$$\mu\alpha_{s1} = \frac{(A_{sp} + A_s)}{bh_0} \cdot \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{4,02 \cdot 300}{44,83 \cdot 19 \cdot 22} = 0,064$$

Находим по таблице коэффициент  $\xi=0,83$  и вычисляем  $z = \xi h_0 = 0,83 \cdot 0,19 = 0,157$  м

Вычисляем эквивалентный момент от внешней нагрузки усилия преднапряжения, в нашем случае  $e_{op} = 0$

$$M_s = M \pm P_2 e_{op} = 36,91 + 217,08 \cdot 0 = 36,91 \text{ кНм}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=36,91$

$$\sigma_s = \frac{M_s - p}{z A_{sp}} = \frac{36,91 - 217,08}{0,157 \cdot 4,02} = 44,81 \text{ МПа}$$

Проверяем условие перенапряжения арматуры:

$$\Delta\sigma_{sp2} + \sigma_s = 540 + 44,81 = 584,81 < R_{b,ser} = 800 \text{ МПа} - \text{условие выполняется.}$$

Раскрытие трещин от нагрузок определяются по формуле:

$$a_{crc2} = \varphi_1 \varphi_2 \Psi_s \sigma_s l_s / E_s$$

Где  $\varphi_1$  - коэффициент, учитывающий продолжительность действий нагрузки:

$$\varphi_1 = 1,0 - \text{при непродолжительном действии нагрузки}$$

$$\varphi_1 = 1,4 - \text{при продолжительном действии нагрузки}$$

$\varphi_2$  - коэффициент, учитывающий профиль арматуры, для стержневой равен 0,5

$\Psi_s$  - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры между трещинами, допускается принимать равным 1, если выполняется условие :

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

$l_s$  - базовое расстояние между трещинами,  $l_s = 0,5 A_{bt} d_s / (A_{sp} + A_s)$  при этом должны выполняться условия  $10d_s \leq l_s \leq 40d_s$  и  $100 \leq l_s \leq 400 \text{ мм}$

$$A_{bt} = k y_t b = 0,95 \cdot 0,0507 \cdot 0,4483 = 0,0216 \text{ м}^3$$

Где  $k$  - поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, для прямоугольного и таврового с полкой в сжатой зоне  $k=0,9$

$$S_{red} = 145 \cdot 3,05 \cdot 20,475 + 33,7 \cdot 18,95 \cdot \frac{18,95}{2} + 6,2 \cdot 4,023 = 0,01518$$

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red} + \frac{P}{R_{bt,ser}}} = \frac{0,01518}{0,1756 + \frac{217,08}{1,75} \cdot 10^3} = 0,0507 \text{ м}$$

$$d_s = \emptyset = 8,0 \text{ мм}$$

$$l_s = 0,5 \cdot 0,0216 \cdot \frac{0,08}{4,02} \cdot 10^{-4} = 0,215 \text{ м} = 215 \text{ мм}$$

Базовая ширина раскрытия трещин должна удовлетворять условиям:

$$10d_s = 10 \cdot 8 = 80 \text{ мм} \leq l_s = 215 \text{ мм} \leq 40d_s = 40 \cdot 8 = 320 \text{ мм}$$

Условие выполняется, принимаем  $l_s = 215 \text{ мм}$

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc2} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 44,81 \cdot 10^3 \cdot 0,215 / 20 \cdot 10^7 = 0,02 \text{ мм}$$

**Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия длительной нагрузки  $M_n=30,47$  кНм**

Определим плечо внутренней пары в сечении с трещиной по формуле :

$$z = \xi h_0 = 0,83 \cdot 0,19 = 0,157 \text{ м}$$

Вычисляем эквивалентный момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки усилия преднапряжения, в нашем случае  $e_{op} = 0$

$$M_s = M \pm P e_{op} = 30,47 + 0 \cdot 0 = 30,47 \text{ кНм}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=30,47$

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s}{z} - p}{A_{sp}} = \frac{\frac{30,47}{0,157} - 217,08}{4,02} = 57,22 \text{ МПа}$$

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc3} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 57,22 \cdot 10^3 \cdot 0,215 / 20 \cdot 10^7 = 0,03 \text{ мм}$$

**Ширина раскрытия трещин при продолжительном действии длительной нагрузки  $M_n=30,47$  кНм**

$$\varphi_f = 0,453 \quad \varphi_1 = 1,4 \quad \varphi_2 = 0,5 \quad \Psi_s = 1$$

Вычисляем эквивалентный момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки усилия преднапряжения, в нашем случае  $e_{op} = 0$

$$M_s = M \pm P e_{op} = 30,47 + 0 \cdot 0 = 30,47 \text{ кНм}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=30,47$

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s}{z} - p}{A_{sp}} = \frac{\frac{30,47}{0,157} - 217,08}{4,02} = 57,22 \text{ МПа}$$

Ширина раскрытия трещин равна:

$$a_{crc1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 57,22 \cdot 10^3 \cdot 0,215 / 20 \cdot 10^7 = 0,04 \text{ мм}$$

Итоговая ширина раскрытия трещин при непродолжительном действии нагрузок равна:

$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,04 + 0,02 - 0,03 = 0,03 < 0,3$  м – условие выполняется

При продолжительном действии нагрузки:

$a_{crc} = a_{crc1} = 0,04$  мм  $\leq a_{crc,ult} = 0,2$  мм – условие выполняется

### Расчёт прогибов плиты

Расчёт по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult}$$

Где  $f$  – прогиб от внешней нагрузки,  $f_{ult}$  - предельно допустимый прогиб

Для элементов постоянно сечения, работающих как свободно опёртые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле:

$$f = Sl_0^2 \left( \frac{1}{\rho} \right)$$

Где  $\left( \frac{1}{\rho} \right)$  – полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков с трещинами в растянутой зоне полная кривизна определяется :

$$\left( \frac{1}{\rho} \right) = \left( \frac{1}{\rho} \right)_1 + \left( \frac{1}{\rho} \right)_2 + \left( \frac{1}{\rho} \right)_3$$

Где  $\left( \frac{1}{\rho} \right)_1$  - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки

$\left( \frac{1}{\rho} \right)_2$  - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$\left( \frac{1}{\rho} \right)_3$  - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$S$  – табличный коэффициент, принимаемый по таб. 12 приложения 5.

### Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки

$M_n = 36,91$  кНм – действующий момент от полной нормативной нагрузки

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

$h'_f = 3,85$  см  $\leq 0,3h_0 = 5,7$  см – условие выполняется

$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 3,8$  см - условие выполняется

Кривизну вычисляем по упрощённой формуле в предположении, что  $f \leq f_{ult}$ , принимаем  $\Psi_s = 1$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{36,91}{0,47 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,00177 \text{ м}^{-1}$$

Где  $\varphi_c$  – определяется по таб. 21 приложения

$$\varphi_f = 0,453; e_s = 0,17; \frac{e_s}{h_0} = 0,89$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = 1,47 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 13,6$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = 0,0047$$

По таб. 21 приложение находим  $\varphi_c = 0,46$

#### **Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок**

$M_{n,дл} = 30,47$  кНм – действующий момент от постоянных и длительных нормативной нагрузки.

Прочностные и геометрические характеристики представлены ранее,

$$\varphi_f = 0,453; e_s = \frac{30,47}{217,08} = 0,14; \frac{e_s}{h_0} = 0,738; \mu \alpha_{s2} = 0,064$$

По таб. 21 приложение находим  $\varphi_c = 0,47$

Кривизну вычисляем по упрощённой формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{30,47}{0,47 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,00143 \text{ м}^{-1}$$

#### **Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок**

$M_{n,дл} = 30,47$  кНм – действующий момент от постоянных и длительных нормативной нагрузки,

$$\varphi_f = 0,453; \varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}; e_s = 0,14; \frac{e_s}{h_0} = 0,736, \mu = 0,0047; E_{b,red} = 0,79 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2, \alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 25,3 \mu \alpha_{s2} = 0,12$$

По таб. 21 приложение находим  $\varphi_c = 0,31$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{30,47}{0,31 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 0,79 \cdot 10^7} = 0,00404 \text{ м}^{-1}$$

#### Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = 0,00177 - 0,00143 + 0,00404 = 0,00438 \text{ м}^{-1}$$

#### Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{48} 0,00438 \cdot 5,94^2 = 0,016 \text{ м} = 1,6 \text{ см}$$

Предельный нормативный прогиб

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{5,94}{200} = 0,03 = 3 \text{ см}$$

$$f = 1,6 \text{ см} \leq f_{ult} = 3 \text{ см}$$

Условие выполняется

#### Расчёт монтажной плиты

Вес плиты при её подъеме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учётом максимально допустимого по нормам угла развода строп  $90^\circ$ .

$$N = G \cdot \frac{1,4}{3} = 3 \cdot 1,45 \cdot 6,28 \cdot \frac{1,4}{3} = 12,75 \text{ кН}$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъёме 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим сечение:

$$A_s = 1,4 \cdot \frac{12,75}{215} \cdot 10^3 = 0,83 \text{ см}^3$$

Принимаем монтажные петли  $\text{Ø}12 \text{ A}240 \text{ с } A_s^\phi = 1,13 \text{ см}^3$

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкирования при прочности бетона в момент первого подъема ( $R_b=8,5 \text{ МПа}$ )

$$l_{an} = R_s \cdot A_s / R_{bond} \cdot u_s = 215 \cdot 10^3 \cdot 1,13 \cdot 10^{-4} / 1875 \cdot 3,14 \cdot 0,012 = 0,344 \text{ м}$$

$$R_{bound} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2$$

Фактическая длина заделки:

$$\frac{l_{an,\phi} A_s}{A_\phi} = 0,344 \cdot \frac{0,85}{1,13} = 0,259 \text{ м}$$

Фактическую длину принимают не менее  $15d=15 \cdot 1,2=180$  мм и не менее 200 мм.

Принимаем длину анкеровки 260 мм с глубиной заделки  $h_b=190$  мм

### 3.2 Проектирование многопустотной плиты ПК36-15-8

«Продольная рабочая арматура – преднапряженная класса А800 (марка стали 23Х2ГТ), с электротермическим натяжением на упоры форм. Нормативное сопротивление арматуры А800, согласно таб.15 приложение,  $R_{sn}=800$  МПа; расчётное сопротивление  $R_{sn} = 695$  МПа; модуль упругости  $E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа

Бетон тяжёлый класса В30;  $R_b = 17$  МПа;  $E_b = 32,5 \cdot 10^3$  МПа;  $R_{bt,n} = 1,75$  МПа;  $R_{bt} = 1,15$  МПа

Проектируемая плита рассчитывается по предельным состояниям первой и второй групп. Плита относится к третьей категории трещиностойкости. Поскольку к плите не предъявляются требования непроницаемости, то при арматуре А800 предельно допустимая ширина раскрытия трещин  $a_{cr,ult}$  не должна превышать 0,2 мм при продолжительном раскрытии и 0,3 мм при непродолжительном раскрытии.

#### Расчёт пустотной плиты в стадии эксплуатации

При расчёте плиты в стадии эксплуатации необходимо выполнить:

1. Расчёт прочности продольных рёбер по нормальным и наклонным сечениям, проверку трещиностойкости продольных рёбер, расчёт прогибов;
2. При необходимости рассчитать ширину раскрытия трещин и влияние появления начальных трещин (от усилия предварительного натяжения арматуры) на величины прогибов и ширины раскрытия трещин в стадии эксплуатации.

#### Установление размеров и расчётного пролёта плиты

Расчётный пролёт плиты при ее опирании на кирпичную кладку в

$$l_0 = L_{\pi} - 2 \cdot c = 3600 - 2 \cdot 180 = 3240 \text{ мм}$$

Где

$L_{\pi}$  – длина плиты,  $c$  – длина площадки опирания плиты, равная 180 мм

Высота сечения многопустотной плиты

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{3240}{30} = 108 \text{ см}$$

Принимаем высоту сечения плиты 22 см

Рабочая высота сечения  $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$  см

Плита имеет 7 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок  $(22-15,9)/2=3,05$  см. Ширина средних рёбер - 2,6 см, крайних -11,05 см.

Толщина сжатой полки таврового сечения  $h'_f = 3,05$  см; отношение  $\frac{h'_f}{h} = \frac{3,05}{22} = 0,14 > 0,1$ , при этих условиях в расчёт вводится вся ширина полки  $b'_f=145$  см; расчётная ширина ребра  $b = b'_f - n_{\text{пуст}} \cdot d = 145 - 7 \cdot 15,9 = 33,7$  см.

### Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Расчётная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учётом коэффициента надёжности по назначению здания  $\gamma_n = 1,0$  при номинальной ширине плиты 1,5 м.

Сбор нагрузок на с 1 м<sup>2</sup> перекрытия представлен в таблице 3

Таблица 3.

Сбор вертикальных нагрузок на с 1 м<sup>2</sup> перекрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
Постоянная:	3000	1,1	3300
1. Железобетонная пустотная плита			
2. Цементно-песчаная стяжка $\rho=18,0$ кН/м <sup>3</sup> ; $t=40$ мм	720	1,3	936
3. Линолеум $\rho=18,0$ кН/м <sup>3</sup> ; $t=20$ мм	360	1,3	468
Итого:	4080	-	4704
Временная $v$	1500	1,2	1800
В том числе:			
Длительная	525	1,2	630
Кратковременная	975	1,2	1170
Полная $q=g+v$	5580	-	6504
В том числе			
Постоянная и длительная	4605	-	5334
кратковременная	975	-	1170

Постоянная нагрузка  $g = 4704 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 7056$  Н/м = 7,056 кН/м

Временная  $v = 1,8 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 2,7$  кН/м

Полная  $q = 6,504 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 9,756$  кН/м

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

Постоянная  $g^n = 4,08 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,12$  кН/м

Постоянная и длительная  $4,605 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,9$  кН/м

Полная  $g^n + v^n = 5,58 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 8,37$  кН/м

Усилия для расчётов по предельным состояниям первой группы:  
от расчётных нагрузок:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{9,756 \cdot 3,24^2}{8} = 12,8 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{ql_2}{2} = \frac{9,756 \cdot 3,24}{2} = 15,8 \text{ кНм}$$

Усилия для расчётов по предельным состояниям второй группы:  
от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{8,37 \cdot 3,24^2}{8} = 10,98 \text{ кНм}$$

от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,дл} = \frac{6,91 \cdot 3,24^2}{8} = 9,06 \text{ кНм}$$

### **Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы**

Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы включает расчёты прочности продольных рёбер и полки плиты

#### **Расчёт прочности нормальных сечений плиты**

Расчётной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Расчётное сечение двутаврового профиля с полкой в сжатой зоне см. Рис . Изгибающий момент от полных нагрузок  $M=12,8$  кНм. Размеры сечения  $h=22$  см,  $b'_f=145$  см,  $h'_f = 3,05$  см,  $b=33,7$  см

Расчёт прочности выполняется в предположении, что расчётной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется; уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sc}=0,9$  и с учётом всех потерь равен  $\sigma_{sp}/R_s = 0,755$

Величина напряжений обжатия  $\sigma_{sp} = 0,755R_s = 0,755 \cdot 695 = 525$  МПа

Расчётной схемой для расчёта нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне  $M=12,08$  кНм.

Проверяем положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,0305 \cdot \left( 0,19 - \frac{0,0305}{2} \right) = 131,38 \text{ кНм} \\ > 12,08 \text{ кНм}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольной с размерами  $b'_f=145$  см,  $h'_f = 3,05$  см,  $h_0=19$  см.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M/(R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 12,08/(17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,19^2) = 0,014$$

Граница сжатой зоны бетона при  $\sigma_{sp}/R_s = 0,755$  и арматуре А800

$$\varepsilon_R = 0,44$$

$$\alpha_R = \varepsilon_R \left(1 - \frac{\varepsilon_R}{2}\right) = 0,44 \left(1 - \frac{0,44}{2}\right) = 0,343$$

Проверяем выполнения условия  $\alpha_m = 0,05 \leq \alpha_R = 0,343$  – условие выполняется, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляем относительная высота сжатой зоны

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,014} = 0,014$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = \frac{0,014}{0,44} = 0,032$$

Условие  $\varepsilon \leq \varepsilon_R$  соблюдается, расчётное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  можно увеличить путём умножения на коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$ , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,032 = 1,24 > 1,1$$

Принимаем  $\gamma_{s3} = 1,1$

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b'_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,032 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 695 \cdot 10^3} = 0,000196 \text{ м}^3 = 1,96 \text{ см}^2$$

По сортаменту Принимаем 4Ø8 А800,  $A_{sp}=2,01$  см<sup>2</sup>

В многоярусных плитах наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более  $2h(2 \cdot 220) = 440$  мм и не более 400 мм. Это расстояние равно  $(1490 - 2 \cdot 40)/4 = 352,5 < 400$  мм. Условие выполняется, здесь 40 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

### Расчёт прочности наклонных сечений плиты

В многослойных плитах высотой менее 300 мм, на участках, где поперечная сила воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать. Выполним проверочный расчет.

Расчётная сила на опоре  $Q=15,8$  кН, полная расчётная нагрузка  $q=9,756$  кН/м, временная часть нагрузки  $q_v=2,7$  кН/м

Прочностные характеристики бетона были представлены ранее. Поперечная и продольная арматура каркасов – проволока класса В500 диаметром 4 мм,  $R_{sw}=300$  МПа, площадь одного поперечного стержня  $0,126$  см<sup>2</sup>

Расчёт производится по уз условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,11 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19^2 = 23,29 \text{ кНм}$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учётом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 525 \cdot 10^3 \cdot 2,01 \cdot 10^{-4} = 105,5 \text{ кН}$$

Вычисляем коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \left( \frac{P}{R_b A_1} \right) - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,084 - 1,16 \cdot 0,084^2 = 1,11$$

Где  $A_1$ - площадь бетонного сечения без учёта свесов сжатой полки

$$A_1 = b h = 0,337 \cdot 0,22 = 0,074 \text{ м}^2$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{105,5}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,074} = 0,084$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{23,29}{8,406}} = 1,66 \text{ м}$$

Нагрузка приводим к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5 q_v = 9,756 - 0,5 \cdot 2,7 = 8,406 \text{ кН/м}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ . При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 166 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем  $c=0,57$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{23,29}{0,57} = 40,86 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_b = 40,86 \geq Q_{b,min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 36,82 \text{ кН}$$

$$Q_b = 40,86 \leq Q_{b,max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 184,08 \text{ кН}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчётов принимаем  $Q_b = 40,86$  кН

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

Усилия  $Q_{sw}$  определяются по формуле  $Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0$  в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{23,29 \cdot 8,406} = 27,98 \text{ кН}$$

Проверяем условие :

$$Q_{b1} = 27,98 < \varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,11 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 81,73 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw}$  определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0q_1)/1,5h_0 = (15,8 - 36,82 - 3 \cdot 0,19 \cdot 8,406)/1,5 \cdot 0,19 = -90,56 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчёте, если соблюдается условие:

$$q_{sw} = -\frac{90,56 \text{ кН}}{\text{м}} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,11 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 = 107,54 \text{ кН/м}$$

Условие не выполняется, принимаем арматуру по конструктивным требованиям.

В местах плиты между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной 1/4 пролёта плиты из проволоки  $\varnothing 4$  В500 с шагом 150 мм.

### Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы

Вычислим геометрические характеристики, для того чтобы пресчитать плиту по второй предельной группе.

Круглое сечение пустот заменяем квадратными с одинаковым моментом инерции моментом инерции. Сторона квадрата  $a \approx 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,31$  см

Площадь поперечного сечения бетона:

$$A = b'_f \cdot h - \frac{n\pi d^2}{4} = 145 \cdot 22 - \frac{7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2}{4} = 1800 \text{ см}^2 = 0,18 \text{ м}^2$$

$n$  - число пустот в сечении плиты

Коэффициент приведения:

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4 / 3,32 \cdot 10^4 = 6,2$$

Толщина полок эквивалентного сечения:

$$h'_f = f_f = \frac{22 - 14,31}{2} = 3,85 \text{ см}$$

Ширина рёбер:  $b = 145 - 7 \cdot 14,31 = 44,83$  см

Ширина пустот:  $145 - 44,83 = 100,17$  см

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = 145 \cdot 22 - 100,17 \cdot 14,31 = 1756,6 \text{ см}^2 = 0,1756 \text{ м}^2$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{145 \cdot 22^3}{12} - \frac{100,17 \cdot 14,31^3}{12} = 104202,27 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны:

$$W_{red} = W'_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{104202,27}{11} = 9472,93 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчётов в стадии эксплуатации  $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 9472,93 = 12314,81 \text{ см}^3$

Коэффициент  $\gamma$  определяется для двутаврового симметричного сечения при

$$2 < \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = 3,23 < 6$$

Для расчётов в стадии изготовления:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 9472,93 = 11841,16 \text{ см}^3$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного назначается так, чтобы соблюдались условия:

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

Коэффициент точности натяжения арматуры (с учётом взмржных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения и расчётах по второй группе предельных состояний принимается равным  $\gamma_{sp} = 1,0$

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80 % арматуры А800.

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

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчёт потерь ведется при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_p=1$

### Первые потери

$\Delta\sigma_1$  – потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения равны:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 640 = 19,2 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_2$  – потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами равны нулю, так как формы пропаривается в пропарочной камере с изделием,  $\Delta\sigma_2 = 0$

$\Delta\sigma_3$  – потери от деформации формы в расчётах не учитывается, так как учтены в расчёте удлинений арматуры,  $\Delta\sigma_3 = 0$

$\Delta\sigma_4$  – потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры учтены в расчете полных удлинений стержней и поэтому равны лю,  $\Delta\sigma_4 = 0$

Суммарные первые потери преднапряжения :

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4 = 19,2 + 0 + 0 + 0 = 19,2 \text{ МПа}$$

Начальные усилия обжатия с учётом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 2,01 \cdot 10^{-4}(640 - 19,2) \cdot 10^3 = 124,78 \text{ кН}$$

### Вторые потери

$\Delta\sigma_5$  – потери от усадки бетона , подвергнутого ТВО. для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона  $\varepsilon_{b,sh} = 0,0002$

$$\Delta\sigma_5 = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа}$$

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

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{124,78 \cdot 10^3}{1756 \cdot 10^{-4}} + \frac{124,78 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{104202,27 \cdot 10^{-8}} = 1,76 \text{ МПа}$$

Принимаем  $R_{bp}=15$  МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы  $P_1$  в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90 % предаточной прочности  $R_{bp}$

$$\sigma_{bp} = 1,76 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

При  $y_0 = e_{op} = 0,08$  м. Из таблицы нагрузка от веса  $1 \text{ м}^2$  плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчётном пролете  $l_0=5,94$  м

$$M_{cb} = \frac{3 \cdot 1,49 \cdot 3,24^2}{8} = 5,86 \text{ кНм}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cb})e_{op}}{J_{red}} = \\ &= \frac{124,78 \cdot 10^3}{1756 \cdot 10^{-4}} + \frac{(124,78 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 5,86 \cdot 10^3) \cdot 0,08}{104202,27 \cdot 10^{-8}} = 1,03 \text{ МПа} \end{aligned}$$

$\Delta\sigma_5$  – потери от ползучести арматуры

$$\begin{aligned} \sigma_{sp6} &= \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{J_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,03 \cdot 10^3}{1 + 6,2 \cdot 0,0011 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1756 \cdot 10^{-4}}{104202,27 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 11,08 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Где коэффициент приведения:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 20 \cdot 10^4 / 3,32 \cdot 10^4 = 6,2$$

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

$$\text{Коэффициент армирования сечения } \mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = 2,01 / 1756 = 0,0011$$

Коэффициент ползучести бетона  $\varphi_{b,cr} = 2,3$

Суммарные вторые потери :

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_5 + \Delta\sigma_6 = 40 + 11,08 = 51,08 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 19,2 + 51,08 = 70,28 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери :  $\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 640 - 100 = 540 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учётом полных потерь:

$$P_2 = 2,01 \cdot 10^{-4} \cdot 540 \cdot 10^3 = 108,54 \text{ кН}$$

### Расчёт трещиностойкости плиты

Для проверки плиты при раскрытии трещин выполним расчет на образование трещин. К плите предъявляются требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1$  и прётрму расчётный момент равен нормативному  $M_n=10,98\text{кН}$  , момент сопротивления по растянутой зоне  $W_{red} = 0,009472\text{м}^3$  ,  $W_{pl} = 0,012314,81 \text{ м}^3$  , эксцентриситет силы обжатия  $e_{op} = 0,08 \text{ м}$  , расстояние до ядровой точки

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,054 \text{ м} = 5,4 \text{ см}$$

Условие не образования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{crc}$$

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{crc}$  определяется по приближенному способу ядровых моментов

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

$$\text{Где } M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 108,54(0,08 + 0,054) = 14,54 \text{ кНм}$$

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,012314 = 21,55 \text{ кНм}$$

$M_{crc} = 21,55 + 14,54 = 36,09 < 10,98 \text{ кНм}$  - условие не выполняется, трещины в растянутой зоне образуются.

Проверяем образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp}=1,1$ .

Расчётное условие:

$$\gamma_{sp} P_1 (e_{op} - r) \leq R_{btp} W'_{pl}$$

$1,1 \cdot 124,78 \cdot (0,08 - 0,054) = 3,56 \text{ кНм} \leq 1,1 \cdot 10^3 \cdot 12314 \cdot 10^{-6} = 13,54 \text{ кНм}$  – условие выполняется, начальные трещины не образуются

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

### Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки $M_n=10,98$

Определим плечо внутренней пары в сечении с трещиной по формуле :  $z = \xi h_0$

Найдем необходимые параметры:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b_f) h'_f}{b h_0} = \frac{(145 - 44,83) \cdot 3,85}{44,83 \cdot 19} = 0,453$$

$$e_s = \frac{M_n}{P_2} = \frac{10,98}{108,54} = 0,101$$

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{0,101}{0,19} = 0,53$$

Коэффициент  $\alpha_{s1}$  для всех видов арматуры, кроме канатной  $\alpha_{s1}=300/R_{b,ser}$

$$\mu \alpha_{s1} = \frac{(A_{sp} + A_s)}{b h_0} \cdot \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{2,01 \cdot 300}{44,83 \cdot 19 \cdot 22} = 0,032$$

Находим по таблице 20 приложения [1] коэффициент  $\xi=0,683$  и вычисляем  $z = \xi h_0 = 0,68 \cdot 0,19 = 0,129 \text{ м}$

Вычисляем эквивалентный момент от внешней нагрузки усилия преднапряжения, в нашем случае  $e_{op} = 0$

$$M_s = M \pm P_2 e_{op} = 10,98 + 108,54 \cdot 0 = 10,98 \text{ кНм}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=10,98$

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s}{z} - p}{A_{sp}} = \frac{\frac{10,98}{0,129} - 108,54}{2,01} = 11,65 \text{ МПа}$$

Проверяется условие перенапряжения арматуры:

$\Delta\sigma_{sp2} + \sigma_s = 540 + 11,65 = 551,65 < R_{b,ser} = 800$  МПа - условие выполняется.

Раскрытие трещин от нагрузок определяются по формуле:

$$a_{crc2} = \varphi_1 \varphi_2 \Psi_s \sigma_s l_s / E_s$$

Где  $\varphi_1$  - коэффициент, учитывающий продолжительность действий нагрузки:

$\varphi_1 = 1,0$  – при непродолжительном действии нагрузки

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

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль арматуры, для стержневой равен 0,5

$\Psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры между трещинами, допускается принимать равным 1, если выполняется условие :

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

$l_s$  – базовое расстояние между трещинами,  $l_s = 0,5 A_{bt} d_s / (A_{sp} + A_s)$  при этом должны выполняться условия  $10d_s \leq l_s \leq 40d_s$  и  $100 \leq l_s \leq 400$  мм

$$A_{bt} = k y_t b = 0,95 \cdot 0,064 \cdot 0,4483 = 0,027 \text{ м}^3$$

Где  $k$  - поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, для прямоугольного и таврового с полкой в сжатой зоне  $k=0,9$

$$S_{red} = 145 \cdot 3,05 \cdot 20,475 + 33,7 \cdot 18,95 \cdot \frac{18,95}{2} + 6,2 \cdot 4,023 = 0,01518$$

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red} + \frac{P}{R_{bt,ser}}} = \frac{0,01518}{0,1756 + \frac{108,54}{1,75} \cdot 10^3} = 0,064 \text{ м}$$

$$d_s = \varnothing = 8,0 \text{ мм}$$

$$l_s = 0,5 \cdot 0,027 \cdot \frac{0,08}{2,01} \cdot 10^{-4} = 0,537 \text{ м} = 537 \text{ мм}$$

Базовая ширина раскрытия трещин должна удовлетворять условиям:

$$10d_s = 10 \cdot 8 = 80 \text{ мм} \leq l_s = 537 \text{ мм} \leq 40d_s = 40 \cdot 8 = 320 \text{ мм}$$

Условие не выполняется, принимаем  $l_s = 320$  мм

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc2} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 11,65 \cdot 10^3 \cdot 0,32 / 20 \cdot 10^7 = 0,093 \text{ мм}$$

### Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия длительной нагрузки $M_n=9,06$ кНм

Плечо внутренней пары в сечении с трещиной:

$$z = \xi h_0 = 0,68 \cdot 0,19 = 0,129 \text{ м}$$

Вычисляем эквивалентный момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки усилия преднапряжения, в нашем случае  $e_{op} = 0$

$$M_s = M \pm P e_{op} = 9,06 + 0 \cdot 0 = 9,06 \text{ кНм}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=30,47$

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s}{z} - p}{A_{sp}} = \frac{\frac{9,06}{0,129} - 108,54}{2,01} = 19,05 \text{ МПа}$$

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc3} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 19,05 \cdot 10^3 \cdot 0,32 / 20 \cdot 10^7 = 0,15 \text{ мм}$$

### Ширина раскрытия трещин при продолжительном действии длительной нагрузки $M_n=9,06$ кНм

$$\varphi_f = 0,453 \quad \varphi_1 = 1,4 \quad \varphi_2 = 0,5 \quad \Psi_s = 1$$

Вычисляем эквивалентный момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки усилия преднапряжения, в нашем случае  $e_{op} = 0$

$$M_s = M \pm P e_{op} = 9,06 + 0 \cdot 0 = 9,06 \text{ кНм}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=30,47$

$$\sigma_s = \frac{\frac{M_s}{z} - p}{A_{sp}} = \frac{\frac{9,06}{0,129} - 108,5}{2,01} = 19,05 \text{ МПа}$$

Ширина раскрытия трещин равна:

$$a_{crc1} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 19,05 \cdot 10^3 \cdot 0,32 / 20 \cdot 10^7 = 0,2 \text{ мм}$$

Итоговая ширина раскрытия трещин при непродолжительном действии нагрузок равна:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,2 + 0,092 - 0,15 = 0,142 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм} - \text{условие выполняется}$$

При продолжительном действии нагрузки:

$a_{crc} = a_{crc1} = 0,2 \text{ мм} \leq a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм}$  – условие выполняется

### Расчёт прогибов плиты

Расчёт по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult}$$

Для участков с трещинами в растянутой зоне полная кривизна определяется :

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3$$

### Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки

$M_n = 36,91 \text{ кНм}$  – действующий момент от полной нормативной нагрузки

Для элементов прямоугольного и таврового сечения мржнр вычислять кривизну по упрощенной формуле при выполнении условий:

$$h'_f = 3,85 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 5,7 \text{ см} \text{ – условие выполняется}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 3,8 \text{ см} \text{ - условие выполняется}$$

Кривизну вычисляем по упрощённой формуле в предположении, что  $f \leq f_{ult}$ , принимаем  $\Psi_s = 1$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{10,98}{0,14 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,00173 \text{ м}^{-1}$$

Где  $\varphi_c$  – определяется по таб. 21 приложения

$$\varphi_f = 0,453; e_s = 0,101; \frac{e_s}{h_0} = 0,53$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = 1,47 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 13,6$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = 0,0023$$

По таб. 21 приложения [] находим  $\varphi_c = 0,14$

### Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$M_{n,дл} = 9,06$  кНм – действующий момент от постоянных и длительный нормативной нагрузки.

Прочностные и геометрические характеристики представлены ранее,

$$\varphi_f = 0,453; e_s = \frac{9,06}{108,54} = 0,084; \frac{e_s}{h_0} = 0,44; \mu\alpha_{s2} = 0,0023$$

По таб. 21 приложение находим  $\varphi_c = 0,46$

Кривизну вычисляем по упрощённой формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{9,06}{0,46 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,00043 \text{ м}^{-1}$$

### Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$M_{n,дл} = 9,06$  кНм – действующий момент от постоянных и длительный нормативной нагрузки,

$$\varphi_f = 0,453; \varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}; e_s = 0,084; \frac{e_s}{h_0} = 0,44, \mu = 0,0023; E_{b,red} = 0,79 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2, \alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 25,3 \quad \mu\alpha_{s2} = 0,12$$

По таб. 21 приложение находим  $\varphi_c = 0,52$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{9,06}{0,52 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 0,79 \cdot 10^7} = 0,00071 \text{ м}^{-1}$$

### Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = 0,00173 - 0,00043 + 0,00071 = 0,00201 \text{ м}^{-1}$$

### Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{48} 0,0021 \cdot 3,28^2 = 0,0023 \text{ м} = 0,23 \text{ см}$$

Предельный нормативный прогиб

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{3,28}{200} = 0,016 \text{ м} = 1,6 \text{ см}$$

$$f = 0,23 \text{ см} \leq f_{ult} = 1,6 \text{ см}$$

Условие выполняется

## Расчёт монтажной петли

Вес плиты при её подъеме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учётом максимально допустимого по нормам угла развода строп  $90^\circ$ .

$$N = G \cdot \frac{1,4}{3} = 3 \cdot 1,45 \cdot 3,28 \cdot \frac{1,4}{3} = 6,65 \text{ кН}$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъёме 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим сечение:

$$A_s = 1,4 \cdot \frac{6,65}{215} \cdot 10^3 = 0,43 \text{ см}^3$$

Принимаем монтажные петли  $\text{Ø}8 \text{ A}240 \text{ с } A_s^\phi = 0,503 \text{ см}^3$

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкирования при прочности бетона в момент первого подъема ( $R_b=8,5 \text{ МПа}$ )

$$l_{an} = R_s \cdot A_s / R_{bond} \cdot u_s = 215 \cdot 10^3 \cdot 0,503 \cdot 10^{-4} / 1875 \cdot 3,14 \cdot 0,012 = 0,153 \text{ м}$$

$$R_{bound} = \eta_1 \eta_2 R_{bt} = 2,5 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2$$

Фактическая длина заделки:

$$\frac{l_{an,\phi} A_s}{A_\phi} = 0,153 \cdot \frac{0,43}{0,503} = 0,13 \text{ м}$$

Фактическую длину принимают не менее  $15d=15 \cdot 1,2=180 \text{ мм}$  и не менее  $200 \text{ мм}$ .

Принимаем длину анкеровки  $200 \text{ мм}$  с глубиной заделки  $h_b=190 \text{ мм}$

### 3.3 Расчёт сборного железобетонного марша

В данном проекте для жилого дома принят железобетонный марш шириной  $1,5 \text{ м}$ , высота этажа  $3,0 \text{ м}$ . Угол наклона марша равен  $30^\circ$ , ступени размером  $15 \times 30 \text{ см}$ . Бетон класса  $\text{B}25$ , арматура каркасов  $\text{A}300$ , арматура сеток  $\text{B}500$ .

Собственный вес типовых маршей для жилищного и гражданского строительства составляет  $3,6 \text{ кН/м}^2$

Временная нормативная нагрузка для лестниц жилого дома  $p^n=3 \text{ кН/м}^2$ , коэффициент надёжности по нагрузке  $\gamma_f=1,2$

## Сбор нагрузок и определение усилий

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
Постоянная: Собственный вес	3600	1,1	3960
Временная <i>v</i>	3000	1,2	3600
В том числе:			
Длительная	1000	1,2	1200
Кратковременная	2000	1,2	2400
Полная $q=g+v$	6600	-	7560
В том числе			
Постоянная и длительная	4600	-	5160
кратковременная	2000	-	2400

Полная расчётная нагрузка на 1 м длины марша:

$$q = (g + v) \cdot a = 7,56 \cdot 1,5 = 11,34 \text{ кН/м}$$

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр марша:

$$\text{Постоянная } g^n = 3,6 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 5,4 \text{ кН/м}$$

$$\text{Постоянная и длительная } 4,6 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,9 \text{ кН/м}$$

$$\text{Полная } g^n + v^n = 6,6 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 9,9 \text{ кН/м}$$

$$\text{Кратковременная } 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ кН/м}$$

$$M = \frac{ql_o^2}{8\cos\alpha} = \frac{11,34 \cdot 2,7^2}{8 \cdot 0,867} = 11,92 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{ql_2}{2\cos\alpha} = \frac{11,34 \cdot 2,7}{2 \cdot 0,867} = 17,66 \text{ кНм}$$

Усилия для расчётов по предельным состояниям второй группы:

от кратковременной нормативной нагрузки

$$M_{кр} = \frac{q^n l_o^2}{8} = \frac{3 \cdot 2,7^2}{8} = 2,73 \text{ кНм}$$

от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,дл} = \frac{6,9 \cdot 2,7^2}{8 \cdot 0,867} = 7,25 \text{ кНм}$$

От полной нормативной

$$M_n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{9,9 \cdot 2,7^2}{8} = 9,02 \text{ кНм}$$

### Предварительное назначение размеров сечения марша.

Применительно к заводским формам назначаем толщину плиты ( по сечению между ступенями)  $h'_f = 30$  мм, высоту рёбер  $h = 170$  мм, толщину рёбер  $b_r = 80$  мм . Фактическое сечение марша заменяем на расчётное тавровое с полкой в сжатой зоне:

$b = 2b_r = 2 \cdot 80 = 160$  мм, ширину полки  $b'_f$  при отсутствии поперечных рёбер принимаем не более  $b'_f = 2 \left( \frac{l}{6} \right) + b = 2 \left( \frac{270}{6} \right) + 16 = 106$  см или  $b'_f = 12h'_f + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52$  см

Принимаем за расчётное меньшее значение:  $b'_f = 52$  см

### Подбор площади сечения продольной арматуры

Выпишем прочностные характеристики арматуры и бетона.

Расчётное сопротивление растяжению  $R_s = 270$  МПа для арматуры А300, Бетон тяжёлый класса В25;  $R_b = 14,5$  МПа

Устанавливаем расчётный случай для таврового сечения:

Максимальный момент для марша  $M = 11,92$  кНм.

Проверяем положение нейтральной оси :

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,52 \cdot 0,03 \cdot \left( 0,14 - \frac{0,03}{2} \right) = 28,27 \text{ кНм} \\ > 11,92 \text{ кНм}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольной с размерами  $b'_f = 52$  см,  $h'_f = 3$  см,  $h_0 = 14$  см.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 11,92 / (14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,52 \cdot 0,14^2) = 0,081$$

Граница сжатой зоны бетона при арматуре А300 определяем по таб. 3 приложения []  $\varepsilon_R = 0,531$

$$\alpha_R = \varepsilon_R \left( 1 - \frac{\varepsilon_R}{2} \right) = 0,531 \left( 1 - \frac{0,531}{2} \right) = 0,41$$

Проверяем выполнения условия  $\alpha_m = 0,081 \leq \alpha_R = 0,41$  – условие выполняется, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляем относительная высота сжатой зоны

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,081} = 0,084$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = \frac{0,084}{0,531} = 0,145$$

Условие  $\varepsilon \leq \varepsilon_R$  соблюдается

Требуемая площадь растянутой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b_f' h_0}{R_s} = \frac{0,084 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,52 \cdot 0,14}{270 \cdot 10^3} = 0,000298 \text{ м}^3 = 3,28 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем 2Ø16 А300,  $A_{sp}=4,02 \text{ см}^2$

### Расчёт прочности наклонных сечений на поперечную силу

Расчётная сила на опоре  $Q=17,68 \text{ кН}$ ,  $R_b= 14,5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt}= 1,05 \text{ МПа}$   
Поперечная и продольная арматура каркасов – проволока класса В500 диаметром 4 мм,  $R_{sw}=300 \text{ МПа}$ , площадь одного поперечного стержня  $0,126 \text{ см}^2$

Расчёт производится из условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 0,14^2 = 4,94 \text{ кНм}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4,94}{9,54}} = 0,756 \text{ м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 11,34 - 0,5 \cdot 5,4 = 8,64 \text{ кН/м}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ . При этом должны выполняться условия:

$$h_0 \leq c \leq 2h_0$$

$$h_0 = 14 \text{ см} \leq c = 75,6 \text{ см} < 2h_0 = 42 \text{ см}$$

Условие выполняется.

Принимаем  $c=0,42$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4,94}{0,42} = 11,76 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_b = 11,76 \geq Q_{b,min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 0,14 = 11,76 \text{ кН}$$

$$Q_b = 11,76 \leq Q_{b,max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 0,14 = 58,8 \text{ кН}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчётов принимаем  $Q_b = 11,76$  кН

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

Усилия  $Q_{sw}$  определяются по формуле  $Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0$  в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{4,94 \cdot 8,406} = 12,88 \text{ кН}$$

Хомуты учитываются в расчёте если выполняется условие :

$$Q_{b1} = 12,88 \leq \left(\frac{2M_b}{h_0}\right) - Q_{max} = 2 \cdot 4,94 / 0,14 - 17,68 = 52,89 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw}$  определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b1}) / 1,5h_0 = (17,68 - 12,88) / 1,5 \cdot 0,14 = 22,85 \text{ кН/м}$$

Значение  $c_0$  должно быть равно  $c$ , но не более  $2h_0=2 \cdot 14=28$  мм

Принимаем  $c_0=28$  мм

Расстояние между хомутами  $q_w$  не должно превышать  $s_{max}$ :

$$s_{max} = \frac{R_{bt}bh_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 0,14^2}{17,68} = 0,18 \text{ м}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw}c_0 = 0,75 \cdot 22,85 \cdot 0,28 = 4,8 \text{ кН}$$

$$Q = Q_{max} - q_1c = 17,68 - 8,64 \cdot 0,42 = 14,05 \text{ кН}$$

$$Q = 14,05 < Q_b + Q_{sw} = 11,76 + 4,8 = 16,56 \text{ кН}$$

Условие выполняется, прочность наклонного сечения ребра обеспечена

В каждом продольном ребре устанавливается по одному каркасу, вертикальные стержни из арматуры класса  $\text{Ø}5 \text{ B}500$ ,  $\text{Ø}8 \text{ B}500$ . По конструктивным

требованиями шаг стержней на приопорных участках не должен превышать  $0,5h_0=0,5 \cdot 140=70$  мм и не более 300 мм, на остальной части пролёта не более  $0,75h_0=0,75 \cdot 140=105$  мм, и не более 500 мм. Окончательно принимаем на приопорных участках длиной  $1/4$  шаг поперечных стержней 70 мм, на остальной части пролёта 100 мм.

### Расчёт полки плиты на местный изгиб

При расчёте на местный изгиб полки поперек плиты вырезается условная расчётная полоса шириной 1 м, которая рассматривается как балка, частично защемленная в продольных рёбрах. Ширина расчётного сечения такой балки равна 1 м, высота равна толщине полки  $h'_f = 30$  мм, с учётом защиты плиты сверху цементно-песчаной стяжкой, принимаем защитный слой 7,5 мм, можно принять  $a=7,5+5/2=10$  мм, 1 см, рабочая высота сечения  $h_0=2$  см,  $R_s=415$  МПа.

Изгибающий момент вычисляется с учётом пластических деформаций, частичного защемления полки в ребрах и коэффициента по назначению зданий  $\gamma_f=1,0$

$$M = \frac{ql_0^2}{11} = \frac{7,56 \cdot 1,2^2}{11} = 0,98 \text{ кНм}$$

Определяется расчётный коэффициент

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 0,98 / (14,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,02^2) = 0,168$$

По таблице для арматуры В500 определяем  $\alpha_R=0,376$ ,  $\xi_R=0,502$

$\alpha_m = 0,168 < \alpha_R = 0,376$  – сжатая арматура по расчёту не требуется. Вычисляем необходимое количество растянутой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b'_f h_0}{R_s} = \frac{0,185 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,02}{415 \cdot 10^3} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2$$

Где  $\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,168} = 0,185$

Принимаем арматурную сетку с поперечной рабочей арматурой и конструктивной продольной диаметром 5 мм. Шаг стержней в поперечном направлении 10 см,  $A_s=1,96 \text{ см}^2$ , в продольном направлении принимаем шаг 20 см.

### Расчёт лестничного марша по предельным состояниям второй группы

Для расчётов плиты по предельным состояниям второй группы необходимо вычислить геометрические характеристики сечения.

Площадь поперечного сечения бетона:

$$A = b'_f \cdot h'_f + (h - h'_f) \cdot b = 52 \cdot 3 + (170 - 3) \cdot 16 = 380 \text{ см}^2 = 0,038 \text{ м}^2$$

Коэффициент приведения:

$$\alpha = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4 / 30,0 \cdot 10^4 = 6,6$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = 52 \cdot 3 + 16 \cdot 14 + 6,6 \cdot 5,09 = 413 \text{ см}^2 = 0,04136 \text{ м}^2$$

Статический момент инерции:

$$S_{red} = 52 \cdot 3 \left(14 + \frac{3}{2}\right) + 14 \cdot 16 \cdot \frac{14}{2} + 6,6 \cdot 5,09 \cdot 3 = 4086,78 \text{ см}^3$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = \frac{4086,78}{413,6} = 9,88 \text{ см}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{52 \cdot 3^3}{12} + 52 \cdot 3^3 + \frac{16 \cdot 14^3}{12} + 14 \cdot 16(9,88 - 2,06)^2 + 6,6 \cdot 5,09(9,88 - 3)^2$$

$$= 20494,28 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны:

$$W_{red} = W'_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{20494,28}{9,88} = 2074,32 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчётов в стадии эксплуатации  $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 2074,32 = 2696,62 \text{ см}^3$

Коэффициент  $\gamma$  определяется для двутаврового симметричного сечения при  $2 < \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = 3,25 < 6$

Принимаем  $\gamma=1,25$  по таблице 11 приложения 2

Для расчётов в стадии изготовления:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 2074,32 = 2592,9 \text{ см}^3$$

### Расчёт трещиностойкости плиты

Расчётный момент равен нормативному  $M = \frac{(q^n + v^n) \cdot l_0^2}{8 \cos \alpha} = 10,47 \text{ кНм}$ , момент сопротивления по растянутой зоне  $W_{red} = 0,002074 \text{ м}^3$ ,  $W_{pl} = 0,002696 \text{ м}^3$ ,

Условие не образования трещин в стадии эксплуатации:

$$M_n \leq M_{crc}$$

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{crc}$  :

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

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,55 \cdot 10^3 \cdot 0,002696 = 4,18 \text{ кНм}$$

$M_n = 4,18 < 10,47$  кНм - условие не выполняется, трещины в растянутой зоне образуются.

### Ширина раскрытия нормальных трещин продольных рёбер.

Предельная ширина раскрытия трещин  $a_{crc,ult}$  при арматуре А300 не должна превышать 0,2 мм при продолжительном раскрытии и 0,3 мм – при непродолжительном раскрытии. Иза-за тргр, чтр конструктивна ненапрягаемая арматура в определение геометрических характеристик не учитывалась, то усилие  $P_2$  приложено в центре тяжести нижней арматуры,  $e_{sp} = 0,0$ , изгибающий моменты от полной нормативной нагрузки  $M_n=9,02$  кНм, от постоянной и длительной  $M_{дл}=7,25$  кНм

Расчёт по раскрытию трещин производят из условия :

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

Где  $a_{crc}$  – ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки,  $a_{crc,ult}$  - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Ширина раскрытия от внешней нагрузке вычисляется по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \Psi_s \sigma_s l_s / E_s$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре для прямоугольных , тавровых и двутавровых сечений разрешается принимать при  $z=0,7h_0$ , если выполняется условие :  $a_{crc} \leq a_{crc,ult}$

### Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки $M_n=9,02$

Определим плечо внутренней пары в сечении с трещиной по формуле :  $z = \xi h_0$

Найдем необходимы параметры:

Найдем необходимые параметры:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b_f) h'_f}{b h_0} = \frac{(52 - 16) \cdot 3}{16 \cdot 14} = 0,482$$

Коэффициент  $\alpha_{s1}$  для всех видов арматуры, кроме канатной  $\alpha_{s1}=300/R_{b,ser}$

$$\mu \alpha_{s1} = \frac{(A_{sp} + A_s)}{b h_0} \cdot \frac{300}{R_{b,ser}} = \frac{4,02 \cdot 300}{16 \cdot 14 \cdot 18,5} = 0,291$$

Находим по таблице коэффициент  $\xi=0,84$  и вычисляем  $z = \xi h_0 = 0,84 \cdot 0,14 = 0,117$  м

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=9,02$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} = \frac{9,02}{4,02 \cdot 0,117} = 19,17 \text{ МПа}$$

Раскрытие трещин от нагрузок определяются по формуле:

$$a_{crc2} = \varphi_1 \varphi_2 \Psi_s \sigma_s l_s / E_s$$

Где  $\varphi_1$ - коэффициент, учитывающий продолжительность действий нагрузки:

$\varphi_1 = 1,0$  – при непродолжительном действии нагрузки

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

$\varphi_2$  – коэффициент, учитывающий профиль арматуры, для стержневой равен 0,5

$\Psi_s$  – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры между трещинами, допускается принимать равным 1, если выполняется условие :

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}$$

$l_s$  – базовое расстояние между трещинами,  $l_s = 0,5 A_{bt} d_s / (A_{sp} + A_s)$  при этом должны выполняться условия  $10d_s \leq l_s \leq 40d_s$  и  $100 \leq l_s \leq 400$  мм

$$A_{bt} = k y_t b = 0,95 \cdot 0,098 \cdot 0,16 = 0,015 \text{ м}^3$$

Где  $k$ - поправочный коэффициент, учитывающий неупругие деформации растянутого бетона, для прямоугольного и таврового с полкой в сжатой зоне  $k=0,9$

$$y_t = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0,004086}{0,04136} = 0,098 \text{ м}$$

$$d_s = \varnothing = 16 \text{ мм}$$

$$l_s = 0,5 \cdot 0,015 \cdot \frac{0,016}{4,02} \cdot 10^{-4} = 0,296 \text{ м} = 296 \text{ мм}$$

Базовая ширина раскрытия трещин должна удовлетворять условиям:

$$10d_s = 10 \cdot 16 = 160 \text{ мм} \leq l_s = 296 \text{ мм} \leq 40d_s = 40 \cdot 16 = 640 \text{ мм}$$

Условие выполняется, принимаем  $l_s = 296$  мм

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc2} = \frac{1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 19,17 \cdot 10^3 \cdot 0,296}{20 \cdot 10^7} = 0,014 \text{ мм}$$

### Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия длительной нагрузки $M_n=7,25$ кНм

Плечо внутренней пары в сечении с трещиной :  $z = 0,117$  м

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=7,25$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} = \frac{7,25}{4,02 \cdot 0,117} = 15,14 \text{ МПа}$$

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc3} = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 15,14 \cdot 10^3 \cdot 0,296 / 20 \cdot 10^7 = 0,011 \text{ мм}$$

### Ширина раскрытия трещин при продолжительном действии длительной нагрузки $M_n=7,25$ кНм

$$\varphi_f = 0,482 \quad \varphi_1 = 1,4 \quad \varphi_2 = 0,5 \quad \Psi_s = 1, \quad z = 0,117 \text{ м}$$

Приращение напряжений от полной нормативной нагрузки  $M_n=7,25$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z} = \frac{7,25}{4,02 \cdot 0,117} = 15,14 \text{ МПа}$$

Раскрытие трещин от кратковременного действия полной нагрузки:

$$a_{crc3} = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 15,14 \cdot 10^3 \cdot 0,296 / 20 \cdot 10^7 = 0,053 \text{ мм}$$

Итоговая ширина раскрытия трещин при непродолжительном действии нагрузок равна:

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3} = 0,053 + 0,014 - 0,011 = 0,056 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм} - \text{условие выполняется}$$

При продолжительном действии нагрузки:

$$a_{crc} = a_{crc1} = 0,053 \text{ мм} \leq a_{crc,ult} = 0,2 \text{ мм} - \text{условие выполняется}$$

### Расчёт прогибов плиты

Расчёт по прогибам производят из условия:

$$f \leq f_{ult}$$

Где  $f$  – прогиб от внешней нагрузки,  $f_{ult}$  - предельно допустимый прогиб

Для элементов постоянно сечения, работающих как свободно опёртые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле:

$$f = Sl_0^2 \left(\frac{1}{\rho}\right)$$

Где  $\left(\frac{1}{\rho}\right)$  – полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков с трещинами в растянутой зоне полная кривизна определяется :

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = \left(\frac{1}{\rho}\right)_1 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_2 + \left(\frac{1}{\rho}\right)_3$$

Где  $\left(\frac{1}{\rho}\right)_1$  - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2$  - кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3$  - кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

S – табличный коэффициент, принимаемый по таб. 12 приложения 5.

#### Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки

$$M_n = 9,02 \text{ кНм}$$

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

$$h'_f = 3 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 4,2 \text{ см} - \text{условие выполняется}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 2,8 \text{ см} - \text{условие выполняется}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что  $f \leq f_{ult}$ , принимаем  $\Psi_s = 1$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{E_{b1} I_{red}} = \frac{9,02 \cdot 10^3}{25,5 \cdot 10^3 \cdot 20494,28} = 0,000017 \text{ м}^{-1}$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,1} = 0,85E_b = 0,85 \cdot 30,0 = 25,5 \text{ МПа} - \text{при непродолжительном действии нагрузки.}$$

$$E_{b,1} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}} = \frac{30}{1+1,8} = 10,74 \text{ МПа} - \text{при длительном действии нагрузок.}$$

$$\varphi_{b,cr} = 1,8$$

### Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$M_{n,дл} = 7,25$  кНм – действующий момент от постоянных и длительных нормативной нагрузки.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_n}{E_{b1}I_{red}} = \frac{7,25 \cdot 10^3}{25,5 \cdot 10^3 \cdot 20494,28} = 0,000018 \text{ м}^{-1}$$

### Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок

$M_{n,дл} = 7,25$  кНм – действующий момент от постоянных и длительных нормативной нагрузки.

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{E_{b1}I_{red}} = \frac{7,25}{10,74 \cdot 10^3 \cdot 20494,28} = 0,0032 \text{ м}^{-1}$$

### Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = 0,000017 - 0,000018 + 0,0032 = 0,003 \text{ м}^{-1}$$

### Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{48} 0,003 \cdot 2,7^2 = 0,002 \text{ м} = 0,2 \text{ см}$$

Предельный нормативный прогиб

$$f_{ult} = \frac{l}{150} = 1,8 \text{ см}$$

$$f = 0,2 \text{ см} \leq f_{ult} = 1,8 \text{ см}$$

Условие выполняется

### 3.4 Расчёт железобетонной площадочной плиты

Проектируем ребристую плиту лестничной площадки двухмаршевой лестницы. Ширина плиты 1200 мм, толщина 60 мм, ширина лестничной клетки в свету 3200 мм. Бетон класса В25, арматура каркасов А300, арматура сеток В500.

Временная нормативная нагрузка  $3 \text{ кН/м}^2$ , коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f=1,2$ .

Расчётная схема приведена на рис.

Сбор нагрузок на площадку приведен в таблицу

Таблица 5.

## Сбор нагрузок и определение усилий

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
Постоянная: Собственный вес плиты ( $h'_f = 6$ см) $q = 0,06 \times 25000$	1500	1,1	1650
Вес лобового ребра (за вычетом веса плиты) $q = (0,29 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 25000$	920	1,1	1012
Вес крайнего пристенного ребра $q = 0,14 \cdot 0,09 \cdot 25000$	315	1,1	346,5
Итого:	2735		3008,5
Временная $v$	3000	1,2	3600
В том числе:			
Длительная	1000	1,2	1200
Кратковременная	2000	1,2	2400
Полная $q=g+v$	5735	-	6608,5
В том числе			
Постоянная и длительная	3735	-	4208,5
кратковременная	2000	-	2400

При расчёте площадочной плиты рассматривают отдельно полку, упруго заделанную в ребрах, лобовое ребро, на которое опираются марши, и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты.

**Расчёт полки плиты**

Полку плиты при отсутствии поперечных рёбер рассчитывают как балочный элемент с частичным защемлением на опорах. Расчётный пролет равен расстоянию между рёбрами 1,28 м.

Ширина расчётного сечения такой балки равна 1 м, высота равна толщине полки  $h'_f = 60$  мм, рабочая высота сечения  $h_0 = 6 - 2 = 4$  см,  $R_s = 415$  МПа.

Изгибающий момент вычисляется с учётом пластических деформаций, частичного защемления полки в ребрах и коэффициента по назначению зданий равным 1:

$$M = \frac{ql_0^2}{11} = \frac{5,25 \cdot 1,28^2}{11} = 0,78 \text{ кНм}$$

Где  $q = (q_{пл}^н + v) \cdot b = (1,65 + 3,6) \cdot 1 = 5,25$  кН/м,  $b = 1$  м

Определяется расчётный коэффициент

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b_f' \cdot h_0) = 0,78 / (14,5 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,04^2) = 0,033$$

По таблице для арматуры В500 определяем  $\alpha_R=0,376$ ,  $\xi_R=0,502$

$\alpha_m = 0,033 < \alpha_R = 0,376$  – сжатая арматура по расчёту не требуется. Вычисляем необходимое количество растянутой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b_f' h_0}{R_s} = \frac{0,034 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,04}{415 \cdot 10^3} = 0,000047 \text{ м}^2 = 0,47 \text{ см}^2$$

Где  $\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,033} = 0,034$

Принимаем арматурную сетку С-1 из арматуры диаметром 8 мм В500 с шагом 200 мм на 1 м длины с отгибом на опорах,  $A_s=0,503 \text{ см}^2$ .

### Расчёт лобового ребра

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

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

$$q = (1,65 + 3,6) \cdot \frac{1,5}{2} + 1,012 = 4,95 \text{ кН/м}$$

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

$$q_1 = \frac{Q}{a} = \frac{17,66}{1,5} = 11,77 \text{ кН/м}$$

Определяем расчётный изгибающий момент в середине пролёта ребра ( считая условно ввиду малых разрывов, что  $q_1$  действует по всему пролёту):

$$M = \frac{(q + q_1) l_0^2}{8} = \frac{(4,95 + 11,77) 3,4^2}{8} = 24,16 \text{ кНм}$$

Расчётное значение поперечной силы:

$$Q = \frac{(q + q_1) l}{2} = \frac{(4,95 + 11,77) 3,4}{2} = 28,42 \text{ кН}$$

Расчётное сечение лобового ребра – тавровое с полкой в сжатой зоне шириной  $b_f' = 6h_f' + b_r = 6 \cdot 6 + 12 = 48 \text{ см}$ . Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента консольного выступа, о расчёт лобового ребра можно выполнять на действие только изгибающего момента  $M=24,16 \text{ кНм}$

Проверяем положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 0,06 \cdot \left( 0,315 - \frac{0,06}{2} \right) = 119,1 \text{ кНм} > 24,16 \text{ кНм}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольной с размерами  $b'_f=48$  см,  $h'_f = 6$  см,  $h_0=31,5$  см.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M / (R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 24,16 / (14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 0,315^2) = 0,039$$

Граница сжатой зоны бетона при арматуре А300 определяем по таб. 3 приложения []  $\varepsilon_R = 0,531$

$$\alpha_R = \varepsilon_R \left( 1 - \frac{\varepsilon_R}{2} \right) = 0,531 \left( 1 - \frac{0,531}{2} \right) = 0,41$$

Проверяем выполнения условия  $\alpha_m = 0,039 \leq \alpha_R = 0,41$  – условие выполняется, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,039} = 0,035$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = \frac{0,035}{0,531} = 0,067$$

Условие  $\varepsilon \leq \varepsilon_R$  соблюдается

Требуемая площадь растянутой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b'_f h_0}{R_s} = \frac{0,035 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,48 \cdot 0,315}{270 \cdot 10^3} = 0,000284 \text{ м}^3 = 2,84 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем 2Ø14 А300,  $A_{sp}=3,08$  см<sup>2</sup>

### Расчёт прочности наклонных сечений плиты

Расчётная сила на опоре  $Q=28,4$  кН. Прочностные характеристики бетона были представлены ранее. Поперечная и продольная арматура каркасов – проволока класса В500 диаметром 4 мм,  $R_{sw}=300$  МПа, площадь одного поперечного стержня  $0,126$  см<sup>2</sup>

Расчёт производится по уз условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot 0,315^2 = 18,75 \text{ кНм}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{18,75}{5,76}} = 1,8 \text{ м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 7,92 - 0,5 \cdot 4,32 = 5,76 \text{ кН/м}$$

$$q = 6,6 \cdot 1,2 = 7,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{полная нагрузка}$$

$$q_v = 3,6 \cdot 1,2 = 4,32 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{временная нагрузка}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$$

При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0$$

$$h_0 = 27 \text{ см} < c = 180 \text{ см} < 3h_0 = 94 \text{ см}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем  $c=0,94$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{18,75}{0,94} = 19,94 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_b = 19,94 \geq Q_{b,min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot 0,315 = 19,84 \text{ кН}$$

$$Q_b = 19,94 < Q_{b,max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,12 \cdot 0,315 = 99,2 \text{ кН}$$

Условия выполняется, для дальнейших расчётов принимаем  $Q_b = 19,94$  кН

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

Усилия  $Q_{sw}$  определяются по формуле  $Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0$  в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{18,75 \cdot 5,76} = 20,78 \text{ кН}$$

Проверяем условие :

$$Q_{b1} = 20,78 < \frac{2M_b}{h_0} - Q_{max} = 2 \cdot \frac{18,75}{0,315} - 28,4 = 90,64 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw}$  определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0q_1)/1,5h_0 \\ = (28,4 - 19,94 - 3 \cdot 0,315 \cdot 5,76)/1,5 \cdot 0,315 = 6,38 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчёте, если соблюдается условие:

$$q_{sw} = 6,38 \geq 0,25 R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,12 = 31,5 \text{ кН/м}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

Устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной 1/4 пролета плиты из проволоки  $\varnothing 4$  В500 мм с шагом  $s=150$  мм.

### Расчёт пристенного ребра

На пристенное ребро действуют следующие нагрузки:

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

$$q = (1,65 + 3,6) \cdot \frac{1,5}{2} + 3,465 = 7,4 \text{ кН/м}$$

Определяем расчётный изгибающий момент в середине пролёта ребра ( считая условно ввиду малых разрывов, что  $q_1$  действует по всему пролёту):

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{7,4 \cdot 3,4^2}{8} = 10,7 \text{ кНм}$$

Расчётное значение поперечной силы:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{7,4 \cdot 3,4}{2} = 12,58 \text{ кН}$$

Расчётное сечение лобового ребра – тавровое с полкой в сжатой зоне шириной  $b'_f = 6h'_f + b_r = 6 \cdot 6 + 10 = 46$  см. Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента консольного выступа, о расчёт лобового ребра можно выполнять на действие только изгибающего момента  $M=10,7$  кНм

Проверяем положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,46 \cdot 0,06 \cdot \left( 0,165 - \frac{0,06}{2} \right) = 54,03 \text{ кНм} \\ > 10,7 \text{ кНм}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольной с размерами  $b'_f=46$  см,  $h'_f = 6$  см,  $h_0=16,5$  см.

Вычисляем табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M/(R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 10,7/(14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,46 \cdot 0,165^2) = 0,059$$

Граница сжатой зоны бетона при арматуре А300 определяем по таб. 3 приложения []  $\varepsilon_R = 0,531$

$$\alpha_R = \varepsilon_R \left(1 - \frac{\varepsilon_R}{2}\right) = 0,531 \left(1 - \frac{0,531}{2}\right) = 0,41$$

Проверяем выполнения условия  $\alpha_m = 0,059 \leq \alpha_R = 0,41$ — условие выполняется, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляем относительная высота сжатой зоны

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,059} = 0,06$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = \frac{0,06}{0,531} = 0,112$$

Условие  $\varepsilon \leq \varepsilon_R$  соблюдается

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b'_f h_0}{R_s} = \frac{0,06 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,46 \cdot 0,165}{270 \cdot 10^3} = 0,000244 \text{ м}^3 = 2,24 \text{ см}^2$$

По сортаменту выпускаемой принимаем 2Ø12 А300,  $A_{sp}=2,26 \text{ см}^2$

### Расчёт прочности наклонных сечений плиты

Расчётная сила на опоре  $Q=12,58$  кН. Прочностные характеристики бетона были представлены ранее. Поперечная и продольная арматура каркасов – проволока класса В500 диаметром 4 мм,  $R_{sw}=300$  МПа, площадь одного поперечного стержня  $0,126 \text{ см}^2$

Расчёт производится по уз условия прочности наклонного сечения

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$

$$Q_b = M_b/c$$

$$M_b = 1,5R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,10 \cdot 0,165^2 = 4,29 \text{ кНм}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{4,2}{5,76}} = 0,86 \text{ м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 7,92 - 0,5 \cdot 4,32 = 5,76 \text{ кН/м}$$

$$q = 6,6 \cdot 1,2 = 7,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{полная нагрузка}$$

$$q_v = 3,6 \cdot 1,2 = 4,32 \frac{\text{кН}}{\text{м}} - \text{временная нагрузка}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$$

При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0$$

$$h_0 = 16,5 \text{ см} < c = 86 \text{ см} < 3h_0 = 49,5 \text{ см}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем  $c=0,495$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{4,29}{0,495} = 8,66 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_b = 8,66 \geq Q_{b,min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,165 = 8,66 \text{ кН}$$

$$Q_b = 8,66 < Q_{b,max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,1 \cdot 0,165 = 43,31 \text{ кН}$$

Условия выполняется, для дальнейших расчётов принимаем  $Q_b = 8,66$  кН

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

Усилия  $Q_{sw}$  определяются по формуле  $Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0$  в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{4,29 \cdot 5,76} = 9,94 \text{ кН}$$

Проверяем условие :

$$Q_{b1} = 9,94 < \frac{2M_b}{h_0} - Q_{max} = 2 \cdot \frac{4,29}{0,165} - 12,58 = 39,42 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw}$  определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0q_1)/1,5h_0 \\ = (12,58 - 8,66 - 3 \cdot 0,165 \cdot 5,76)/1,5 \cdot 0,165 = 4,39 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчёте, если соблюдается условие:

$$q_{sw} = 4,39 \geq 0,25 R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,05 \cdot 10^3 \cdot 0,1 = 26,25 \text{ кН/м}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

Устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной 1/4 пролета плиты из проволоки В500 4 мм с шагом 150 мм.

#### 4. Научно-исследовательская работа

##### 4.1 Проектирование предварительно напряжённой многопустотной плиты перекрытия с использованием канатной арматуры

Продольная рабочая арматура – преднапряженная класса К1500 с Арматура каркасов - классов А240. Нормативное сопротивление арматуры А1500 расчётное сопротивление  $R_s = 1250$  МПа,  $R_{sn}=1500$  МПа; модуль упругости  $E_s= 1,8 \cdot 10^5$  МПа. Бетон тяжёлый класса В30;  $R_b= 17$  МПа;  $E_b=32,5 \cdot 10^3$  МПа;  $R_{bt,n}=1,75$  МПа;  $R_{bt}=1,15$  МПа

##### Расчёт пустотной плиты в стадии эксплуатации

Исследуемая плита имеет такие же размеры, как и в предыдущем расчёте, при этом меняется лишь класс арматуры. Расчёты по установлению размеров и сбор нагрузок оставим прежним:

$$\text{Расчётный пролёт плиты } l_0 = L_{\text{п}} - 2 \cdot c = 6300 - 2 \cdot 180 = 5940 \text{ мм}$$

Высота сечения

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{594}{30} = 19,8 \text{ см}$$

Принимаем высоту сечения плиты 22 см

$$\text{Рабочая высота } h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$$

Плита имеет 7 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок  $(22-15,9)/2=3,05$  см. Ширина средних рёбер - 2,6 см, крайних -11,05 см.

В расчётах по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать расчётную ширину сжатой полки. Толщина сжатой полки таврового сечения

$h'_f = 3,05$  см; отношение  $\frac{h'_f}{h} = \frac{3,05}{22} = 0,14 > 0,1$ , при этих условиях в расчёт вводится вся ширина полки  $b'_f = 145$  см; расчётная ширина ребра  $b = b'_f - n_{пуст}$  ·  $d = 145 - 7 \cdot 15,9 = 33,7$  см.

### Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Таблица 6 .

Сбор вертикальных нагрузок на с 1 м<sup>2</sup> перекрытия.

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчётная нагрузка, Н/м <sup>2</sup>
Постоянная:	3000	1,1	3300
1. Железобетонная пустотная плита	720	1,3	936
2. Цементно-песчаная стяжка $\rho = 18,0$ кН/м <sup>3</sup> ; $t = 40$ мм	360	1,3	468
3. Линолеум $\rho = 18,0$ кН/м <sup>3</sup> ; $t = 20$ мм			
Итого:	4080	-	4704
Временная $v$	1500	1,2	1800
В том числе:			
Длительная	525	1,2	630
Кратковременная	975	1,2	1170
Полная $q = g + v$	5580	-	6504
В том числе			
Постоянная и длительная	4605	-	5334
кратковременная	975	-	1170

Постоянная нагрузка  $g = 4704 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 7056$  Н/м = 7,056 кН/м

Временная  $v = 1,8 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 2,7$  кН/м

Полная  $q = 6,504 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 9,756$  кН/м

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

Постоянная  $g^n = 4,08 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,12$  кН/м

Постоянная и длительная  $4,605 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 6,9$  кН/м

Полная  $g^n + v^n = 5,58 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 8,37 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$

Усилия для расчётов по предельным состояниям первой группы: от расчётных нагрузок:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{9,756 \cdot 5,94^2}{8} = 43,03 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{ql_2}{2} = \frac{9,756 \cdot 5,94}{2} = 28,98 \text{ кНм}$$

Усилия для расчётов по предельным состояниям второй группы:

от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{q^n l_0^2}{8} = \frac{8,37 \cdot 5,94^2}{8} = 36,91 \text{ кНм}$$

от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,дл} = \frac{6,91 \cdot 5,94^2}{8} = 30,47 \text{ кНм}$$

## 4.2 Расчёт плиты по предельным состояниям первой группы

### Расчёт прочности нормальных сечений плиты

Изгибающий момент от полных нагрузок  $M=43,03$  кНм. Размеры сечения  $h=22$  см,  $b'_f=145$  см,  $h'_f = 3,05$  см,  $b=33,7$  см

Уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_{sc}=0,9$  и с учётом всех потерь равен  $\sigma_{sp}/R_s = 0,755$

Величина напряжений обжатия  $\sigma_{sp} = 0,755R_s = 0,755 \cdot 1250 = 943,75$  МПа

Расчётной схемой для расчёта нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне  $M=43,03$  кНм.

Проверяем положение нейтральной оси

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \left( h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,0305 \cdot \left( 0,19 - \frac{0,0305}{2} \right) = 131,38 \text{ кНм} \\ > 43,03 \text{ кНм}$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольной с размерами  $b'_f=145$  см,  $h'_f = 3,05$  см,  $h_0=19$  см.

Вычисляется табличный коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M/(R_b \cdot b'_f \cdot h_0) = 43,03/(17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,19^2) = 0,05$$

Граница сжатой зоны бетона при  $\sigma_{sp}/R_s = 0,755$  и арматуре А800

$$\varepsilon_R = 0,35$$

$$\alpha_R = \varepsilon_R \left(1 - \frac{\varepsilon_R}{2}\right) = 0,35 \left(1 - \frac{0,35}{2}\right) = 0,289$$

Проверяем выполнения условия  $\alpha_m = 0,05 \leq \alpha_R = 0,289$  – условие выполняется, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$\varepsilon = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} = 0,051$$

$$\frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = \frac{0,051}{0,35} = 0,146$$

Условие  $\varepsilon \leq \varepsilon_R$  соблюдается, расчётное сопротивление напрягаемой арматуры  $R_s$  можно увеличить путём умножения на коэффициент условий работы  $\gamma_{s3}$ , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} = 1,25 - 0,25 \cdot 0,146 = 1,21 > 1,1$$

Принимаем  $\gamma_{s3} = 1,1$

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{\varepsilon R_b b'_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,051 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,45 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 1250 \cdot 10^3} = 0,000173 \text{ м}^3 = 1,73 \text{ см}^2 = 173 \text{ мм}^2$$

По сортаменту определяем диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 8Ø6 К1500,  $A_{sp}=1,816 \text{ см}^2$

В многопустотных плитах наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более  $2h(2 \cdot 220) = 440$  мм и не более 400 мм. Это расстояние равно  $(1490 - 2 \cdot 40) / 4 = 352,5 < 400$  мм. Условие выполняется, здесь 40 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

### Расчёт прочности наклонных сечений плиты

Расчётная сила на опоре  $Q=28,98$  кН, полная расчётная нагрузка  $q=9,756$  кН/м, временная часть нагрузки  $q_v=2,7$  кН/м. Прочностные характеристики бетона были представлены ранее. Поперечная и продольная арматура каркасов – проволока класса В500 диаметром 4 мм,  $R_{sw}=300$  МПа, площадь одного поперечного стержня  $0,126 \text{ см}^2$

При расчете должно соблюдаться условие:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}$$

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном  $Q_b$

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,24 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19^2 = 26,02 \text{ кНм}$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учётом всех потерь

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 943,75 \cdot 10^3 \cdot 1,816 \cdot 10^{-4} = 171,4 \text{ кН}$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \cdot \left( \frac{P}{R_b A_1} \right) - 1,16 \left( \frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,136 - 1,16 \cdot 0,136^2 = 1,19$$

Где  $A_1$  - площадь бетонного сечения без учёта свесов сжатой полки

$$A_1 = b h = 0,337 \cdot 0,22 = 0,074 \text{ м}^2$$

$$\frac{P}{R_b A_1} = \frac{171,4}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,074} = 0,136$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{26,02}{8,406}} = 1,76 \text{ м}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5 q_v = 9,756 - 0,5 \cdot 2,7 = 8,406 \text{ кН/м}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения с при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле

$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}$ . При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 176 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем  $c=0,57$  м и вычисляем  $Q_b$

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{26,02}{0,57} = 45,65 \text{ кН}$$

При вычислении  $Q_b$  должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min}$$

$$Q_b = 46,65 \geq Q_{b,min} = 0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 36,82 \text{ кН}$$

$$Q_b = 46,65 \leq Q_{b,max} = 2,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 184,08 \text{ кН}$$

Условия выполняется, для дальнейших расчётов принимаем  $Q_b = 46,65 \text{ кН}$

Вычислим поперечную силу, воспринимаемую хомутами  $Q_{sw}$

Усилия  $Q_{sw}$  определяются по формуле  $Q_{sw}=0,75q_{sw}c_0$  в зависимости от величины

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{26,02 \cdot 8,406} = 29,58 \text{ кН}$$

Проверяем условие :

$$Q_{b1} = 29,58 < \varphi_n R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,19 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 \cdot 0,19 = 87,62 \text{ кН}$$

Требуемая интенсивность хомутов  $q_{sw}$  определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{sw} - Q_{b,min} - 3h_0q_1)/1,5h_0 = (28,98 - 36,82 - 3 \cdot 0,19 \cdot 8,406)/1,5 \cdot 0,19 = -44,32 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчёте, если соблюдается условие:

$$q_{sw} = -44,32 \text{ кН/м} \geq 0,25 \varphi_n R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 1,19 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,337 = 115,3 \text{ кН/м}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной 1/4 пролета плиты из проволоки В500 4 мм с шагом 150 мм.

### 4.3 Расчёт плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики сечения подсчитаны ранее и равны:

Площадь поперечного сечения бетона:

$$A = b'_f \cdot h - \frac{n\pi d^2}{4} = 145 \cdot 22 - \frac{7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^4}{4} = 1800 \text{ см}^2 = 0,18 \text{ м}^2$$

Коэффициент приведения:

$$\alpha = E_s/E_b = 18 \cdot 10^4 / 3,32 \cdot 10^4 = 5,4$$

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

Толщина полок эквивалентного сечения:

$$h'_f = f_f = \frac{22-14,31}{2} = 3,85 \text{ см}$$

Ширина рёбер:  $b = 145 - 7 \cdot 14,31 = 44,83 \text{ см}$

Ширина пустот:  $145-44,83=100,17 \text{ см}$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = 145 \cdot 22 - 100,17 \cdot 14,31 = 1756,6 \text{ см}^2 = 0,1756 \text{ м}^2$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h/2 = 22/2 = 11 \text{ см}$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$J_{red} = \frac{145 \cdot 22^3}{12} - \frac{100,17 \cdot 14,31^3}{12} = 104202,27 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Момент сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны:

$$W_{red} = W'_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{104202,27}{11} = 9472,93 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчётов в стадии эксплуатации  $W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,3 \cdot 9472,93 = 12314,81 \text{ см}^3$

Коэффициент  $\gamma$  определяется для двутаврового симметричного сечения при  $2 < \frac{b'_f}{b} = \frac{b_f}{b} = 3,23 < 6$

Принимаем  $\gamma=1,25$

Для расчётов в стадии изготовления:

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,25 \cdot 9472,93 = 11841,16 \text{ см}^3$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия:

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

Предварительно назначим уровень преднапряжения 80 % арматуры К1500.

$$\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 1500 = 1200 \text{ МПа}$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчёт потерь ведется при коэффициенте точности натяжения  $\gamma_p=1$

### Первые потери

$\Delta\sigma_1$  – потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения равны:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 1200 = 36 \text{ МПа}$$

$$\Delta\sigma_2 = 0$$

$$\Delta\sigma_3 = 0$$

$$\Delta\sigma_4 = 0$$

Суммарные первые потери преднапряжения :

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4 = 36 + 0 + 0 + 0 = 36 \text{ МПа}$$

Начальные усилия обжатия с учётом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 1,1816 \cdot 10^{-4}(1200 - 36) \cdot 10^3 = 137,54 \text{ кН}$$

### Вторые потери

$\Delta\sigma_5$  – потери от усадки бетона, подвергнутого ТВО.

$$\Delta\sigma_5 = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s = 0,0002 \cdot 18 \cdot 10^4 = 36 \text{ МПа}$$

Максимальное сжимающее напряжение бетоне при обжатии силой  $P_1$  на уровне крайнего нижнего волокна,  $y=0,11$  м, без учёта влияния собственного веса плиты:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{137,54 \cdot 10^3}{1756 \cdot 10^{-4}} + \frac{137,54 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{104202,27 \cdot 10^{-8}} = 1,94 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bp} = 1,94 \text{ МПа} < 0,9R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа}$$

Условие выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учётом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при  $y_0 = e_{op} = 0,08$  м. Из таблицы нагрузка от веса  $1 \text{ м}^2$  плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчётном пролете  $l_0=5,94$  м

$$M_{cb} = \frac{3 \cdot 1,49 \cdot 5,94^2}{8} = 19,71 \text{ кНм}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_{cb})e_{op}}{J_{red}} =$$

$$= \frac{137,54 \cdot 10^3}{1756 \cdot 10^{-4}} + \frac{(137,54 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 19,71 \cdot 10^3) \cdot 0,08}{104202,27 \cdot 10^{-8}} = 0,18 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_5$  – потери от ползучести арматуры

$$\sigma_{sp6} = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{J_{red}}\right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$
$$= \frac{0,8 \cdot 5,4 \cdot 2,3 \cdot 0,18 \cdot 10^3}{1 + 5,4 \cdot 0,00067 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1756 \cdot 10^{-4}}{104202,27 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 1,07 \text{ МПа}$$

Эксцентриситет силы обжатия  $P_1$  относительно центра тяжести приведенного сечения  $e_{sp} = y_o - a = 11 - 3 = 8 \text{ см} = 0,08 \text{ м}$

Коэффициент армирования сечения  $\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = 1,1816 / 1756 = 0,00067$

Коэффициент ползучести бетона  $\varphi_{b,cr} = 2,3$

Суммарные вторые потери :

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_5 + \Delta\sigma_6 = 36 + 1,07 = 37,07 \text{ МПа}$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 36 + 37,07 = 73,07 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$$

Принимаем полные потери :  $\Delta\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1200 - 100 = 1100 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учётом полных потерь:

$$P_2 = 1,1816 \cdot 10^{-4} \cdot 1100 \cdot 10^3 = 129,97 \text{ кН}$$

### Расчёт трещиностойкости плиты

Расчётный момент равен нормативному  $M_n = 36,91 \text{ кН}$ , момент сопротивления по растянутой зоне  $W_{red} = 0,009472 \text{ м}^3$ ,  $W_{pl} = 0,012314,81 \text{ м}^3$ , эксцентриситет силы обжатия  $e_{op} = 0,08 \text{ м}$ , расстояние до ядровой точки

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,054 \text{ м} = 5,4 \text{ см}$$

При расчете должно выполняться условие :

$$M_n \leq M_{crc}$$

Момент, соответствующий образованию трещин  $M_{crc}$  определяется по приближенному способу ядерных моментов

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

Где  $M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 129,97(0,08 + 0,054) = 15,01$  кНм

$$R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,012314 = 21,55 \text{ кНм}$$

$M_{crc} = 21,55 + 15,01 = 36,56 < 36,91$  кНм - условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения  $\gamma_{sp}=1,1$ .

Расчётное условие:  $\gamma_{sp}P_1(e_{op} - r) \leq R_{btp}W'_{pl}$

$$1,1 \cdot 137,54 \cdot (0,08 - 0,054) = 3,93 \text{ кНм} \leq 1,1 \cdot 10^3 \cdot 12314 \cdot 10^{-6} = 13,54 \text{ кНм}$$

– условие выполняется, начальные трещины не образуются

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

### Расчёт прогибов плиты

При расчете должно соблюдаться условие  $f \leq f_{ult}$

#### Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки

$M_n = 36,91$  кНм – действующий момент от полной нормативной нагрузки

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

$$h'_f = 3,85 \text{ см} \leq 0,3h_0 = 5,7 \text{ см} \text{ – условие выполняется}$$

$$a'_s = 0 \leq 0,2h_0 = 3,8 \text{ см} \text{ - условие выполняется}$$

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что  $f \leq f_{ult}$  , принимаем  $\Psi_s = 1$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_1 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{36,91}{0,11 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,0074 \text{ м}^{-1}$$

Где  $\varphi_c$  – определяется по таб. 21 приложения

$$\varphi_f = 0,453; e_s = 0,28; \frac{e_s}{h_0} = 1,49$$

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b,red}} = 1,47 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2$$

$$\alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 12,24$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = 0,0171$$

$$\varphi_c = 0,11$$

**Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок**

$M_{n,дл} = 30,47$  кНм – действующий момент от постоянных и длительных нормативной нагрузки.

Прочностные и геометрические характеристики представлены ранее,

$$\varphi_f = 0,453; e_s = \frac{30,47}{129,96} = 0,23; \frac{e_s}{h_0} = 1,23; \mu\alpha_{s2} = 0,0171$$

$$\varphi_c = 0,1$$

Кривизну вычисляем по упрощённой формуле

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_2 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{30,47}{0,1 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 1,47 \cdot 10^7} = 0,0067 \text{ м}^{-1}$$

**Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок**

$M_{n,дл} = 30,47$  кНм – действующий момент от постоянных и длительных нормативной нагрузки,

$$\varphi_f = 0,453; \varepsilon_{b1,red} = 28 \cdot 10^{-4}; e_s = 0,23; \frac{e_s}{h_0} = 1,23, \mu = 0,00171; E_{b,red} = 0,79 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2, \alpha_{s2} = \alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}} = 22,7 \mu\alpha_{s2} = 0,0389$$

$$\varphi_c = 0,35$$

$$\left(\frac{1}{\rho}\right)_3 = \frac{M_n}{\varphi_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{30,47}{0,35 \cdot 0,4483 \cdot 0,19^3 \cdot 0,79 \cdot 10^7} = 0,0023 \text{ м}^{-1}$$

**Полная кривизна**

$$\left(\frac{1}{\rho}\right) = 0,0074 - 0,0067 + 0,0023 = 0,003 \text{ м}^{-1}$$

## Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{48} 0,003 \cdot 5,94^2 = 0,011 \text{ м} = 1,1 \text{ см}$$

Предельный нормативный прогиб

$$f_{ult} = \frac{l}{200} = \frac{5,94}{200} = 0,03 = 3 \text{ см}$$

$f = 1,1 \text{ см} \leq f_{ult} = 3 \text{ см}$  – условие выполняется

## Заключение

Таблица 2. Расчётные параметры арматуры

Вид напрягаемой арматуры	$A_{sp}^{тр}$	$A_{sp,f}$	$a_{срс}$ , мм	$f$ , мм
A800	3,12	4,02	0,03	1,6
K1500	1,73	1,18	-	1,1

Вывод: По результатам сравнительного анализа полученных расчётных параметров выше рассмотренных двух видов рабочей напрягаемой арматуры (A800 и K1500), в качестве оптимального вида рабочей арматуры для многопустотной плиты перекрытия можно рекомендовать арматуру класса A800.

## 5 Основание и Фундаменты

### 5.1 Определение физико-механических показателей грунтов и сбор нагрузок на фундаменты.

Оценка инженерно-геологических условий площадки строительства. Площадка строительства находится в г. Пензе. Рельеф площадки спокойный. При бурении вскрыто следующее напластование грунтов (сверху вниз):

- Почвенно-растительный слой мощностью 0,8 м
- Суглинок 3,3 м
- Супеси 4,9 м
- Песок мелкий 10 м

Таблица 7.  
Физико-механические свойства грунтов

№ п/п	Наименование грунта	$\gamma$ кН/ м <sup>3</sup>	$\rho_s$ кН/ м <sup>3</sup>	$\rho_d$ кН/ /м <sup>3</sup>	W %	W <sub>L</sub> %	W <sub>P</sub> %	I <sub>P</sub>	I <sub>L</sub>	e	S <sub>r</sub>	$\phi$	C кПа	E МПа
1	Почвенно-растительный слой	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

2	Суглинки	19,2	26,9	15	28	36	22	14	0,43	0,79	0,9	14	10	8,0
3	Супеси	19,2	26,5	15, 7	22	25	18	7,0	0,37	0,68	0,8	18	4	15
4	Песок мелкий	17,4	26,4	13, 2	32	-	-	-	-	1	0,8	30	-	21

## 5.2 Сбор нагрузок на фундаменты под стены

Сбор нагрузок ведется в табличной форме (табл. 2) и осуществляется в соответствии со СП 20-13330-2011 «Нагрузки и воздействия».

Таблица 8.

Сбор нагрузок

	Нормативная нагрузка кг/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности по конструкции $\gamma_f$	Расчетная нагрузка кг/м <sup>2</sup>
1. Покрытие			
1. 2 слоя рулонного ковра Унифлекс ЭКП и ЭПП $\delta=4$ мм (1слой) $j=300$ кг/м <sup>3</sup>	2,4	1.2	2,88
2. ц.п стяжка $\delta=40$ мм $j=1800$ кг/м <sup>3</sup>	72	1.2	86,4
3. Гравий для создания уклона $\delta=20-130$ мм $j=400$ кг/м <sup>3</sup>	22	1.3	28,6
4. Жб пустотная плита	300	1.1	330
	396,4		447,8
Снеговая ( 3 - ий снеговой район )	126	1.4	180
Полезная нагрузка			70
Полная нагрузка	522,4		697,8
Типовой этаж			
2. Перекрытие			
1. Жб пустотная плита	300	1.1	330
2. ц.п стяжка $\delta=40$ мм $j=1800$ кг/м <sup>3</sup>	72	1.2	93,6
3. Линолеум $\delta=5$ мм $j=1800$ кг/м <sup>3</sup>	9	1.2	10,8
Временная полезная нагрузка	150	1.3	195
Полная нагрузка	531		629,4
3. Перекрытие технического этажа			
1. Жб пустотная плита	300	1.1	330
4. Стены			

Наружные кирпичные стены			
1. Стена из полнотелого кирпича на тяжелом растворе толщиной 510 мм, 1800 кг/м <sup>3</sup>	918	1.1	1009
2. Утеплитель из минваты толщиной 50 мм, 40 кг/м <sup>3</sup>	20	1.1	22
3. Штукатурка толщиной 40 мм - с двух сторон, 1700 кг/м <sup>3</sup>	136	1,1	150
Итого:	1074		1181
5. Внутренние кирпичные стены			
1. Стена из полнотелого кирпича на тяжелом растворе толщиной 380 мм, 1800 кг/м <sup>3</sup>	684	1.1	752
2. Штукатурка толщиной 40 мм - с двух сторон, 1700 кг/м <sup>3</sup>	136	1.1	150
Итого	820		902

Определим погонную нагрузку на 1 метр фундамент

**Для оси 1 и 9**

Таблица 9.

Нагрузка на фундамент 1 типа

Нагрузка	Нормативная кг/м	Расчетная кг/м
Постоянная: -собственный вес стены	$1074 \cdot 34,08 = 36601,92$	$1181 \cdot 34,08 = 40248$
- от перекрытия с пролётом 3,4 м :	$531 \cdot 10 \cdot 3,4/2 = 9027$	$629,4 \cdot 10 \cdot 3,4/2 = 10700$
- от технического этажа с пролетом 3,4 м:	$300 \cdot 3,4/2 = 510$	$330 \cdot 3,4/2 = 561$
- от кровли :	$522,4 \cdot 3,4/2 = 888$	$697,8 \cdot 3,4/2 = 1186$
Временная: - от перекрытия этажей	$(150 \cdot 3,4/2) \cdot 10 = 2550$	$(195 \cdot 3,4/2) \cdot 10 = 3320$
- от технический этаж	$70 \cdot 3,4/2 = 119$	$91 \cdot 3,4/2 = 155$
- снеговая нагрузка	$126 \cdot 3,4/2 = 214$	$180 \cdot 3,4/2 = 306$
Итого:	49910,2	53488

$$N_I = 49910,2 = 499,1 \text{ кН}$$

$$N_{II}=53488=534,88 \text{ кН}$$

### Для оси 2 и 8

Таблица 10.

#### Нагрузка на фундамент 2 типа

Нагрузка	Нормативная кг/м	Расчетная кг/м
Постоянная: -собственный вес стены	$820*34,08=27945,6$	$902*34,08=30740,1$
- от перекрытия с пролётом 3,4 м :	$531*10*3,4/2$ $+531*10*2,9/2=16726,5$	$629,4*10*3,4/2$ $+629*10*2,9/2=19826$
- от технического этажа с пролетом 3,4 м:	$300*3,4/2+300*2,9/2=945$	$330*3,4/2+330*2,9/2=1040$
- от кровли :	$522,4*3,4/2+522,4*2,9/2=1645$	$697,8*3,4/2+$ $967,8*2,9/2=2589$
Временная: - от перекрытия этажей	$150*3,4/2+150*2,9/2=$ $472*10=4720$	$195*3,4/2+195*2,9/2$ $=6142$
- от технический этаж	$70*3,4/2+70*2,9/2=220,5$	$91*3,4/2+91*2,9/2=286$
- снеговая нагрузка	$126*3,4/2+126*2,9/2=397$	$180*3,4/2+180*2,9/2=567$
Итого:	52605	61190

$$N_I=52605=526,06 \text{ кН}$$

$$N_{II}=61190=611,9 \text{ кН}$$

### 3. Для оси 3 и 7

Таблица 11.

#### Нагрузка на фундамент 3 типа

Нагрузка	Нормативная кг/м	Расчетная кг/м
Постоянная: -собственный вес стены	$820*40,6=33292$	$902*40,6=36620$
- от перекрытия с пролётом 3,4 м :	$531*10*6,3/2$ $+531*10*2,9/2=24426$	$629,4*10*6,3/2$ $+629*10*2,9/2=28946$
- от технического этажа с пролетом 3,4 м:	$300*6,3/2+300*2,9/2$ $=1380$	$330*6,3/2+330*2,9/2$ $=1518$

- от кровли :	$522,4*6,3/2+522,4*2,9/2=1905$	$697,8*6,3/2+697,8*2,9/2=3200$
Временная: - от перекрытия этажей	$150*6,3/2+150*2,9/2=472*10=690*10=6900$	$195*6,3/2+195*2,9/2=897*10=8970$
- от технический этаж	$70*6,3/2+70*2,9/2=322$	$91*6,3/2+91*2,9/2=418$
- снеговая нагрузка	$126*6,3/2+126*2,9/2=580$	$180*6,3/2+180*2,9/2=828$
Итого:	68834	80500

$$N_I=68834=688,34 \text{ кН}$$

$$N_{II}=80500=805 \text{ кН}$$

**Для оси 4 и 6**

Таблица 12.

Нагрузка на фундамент 4 типа

Нагрузка	Нормативная кг/м	Расчетная кг/м
Постоянная: -собственный вес стены	$820*40,6=33292$	$902*40,6=36620$
- от перекрытия с пролётом 3,4 м :	$531*10*6,3/2+531*10*3,6/2=26284$	$629,4*10*6,3/2+629*10*3,6/2=31148$
- от технического этажа с пролетом 3,4 м:	$300*6,3/2+300*3,6/2=1485$	$330*6,3/2+330*3,6/2=1633$
- от кровли :	$522,4*6,3/2+522,4*3,6/2=2585$	$697,8*6,3/2+697,8*3,6/2=3454$
Временная: - от перекрытия этажей	$150*6,3/2+150*3,6/2=472*10=742*10=7420$	$195*6,3/2+195*3,6/2=965*10=9650$
- от технический этаж	$70*6,3/2+70*3,6/2=346,5$	$91*6,3/2+91*3,6/2=450$
- снеговая нагрузка	$126*6,3/2+126*3,6/2=624$	$180*6,3/2+180*3,6/2=891$

Итого:	68834	83846
--------	-------	-------

$$N_I = 68834 = 688,34 \text{ кН}$$

$$N_{II} = 83846 = 838,46 \text{ кН}$$

### Для оси 5

Таблица 13.

Нагрузка на фундамент 5 типа

Нагрузка	Нормативная кг/м	Расчетная кг/м
Постоянная: - собственный вес стены	$820 * 40,6 = 33292$	$902 * 40,6 = 36620$
- от перекрытия с пролётом 3,4 м :	$2 * 531 * 10 * 3,6 / 2 = 19116$	$2 * 629 * 10 * 3,6 / 2 = 22644$
- от технического этажа с пролетом 3,4 м:	$2 * 300 * 3,6 / 2 = 1080$	$2 * 330 * 3,6 / 2 = 1188$
- от кровли :	$2 * 522,4 * 3,6 / 2 = 1880,6$	$2 * 697,8 * 3,6 / 2 = 2512$
Временная: - от перекрытия этажей	$2 * 150 * 3,6 / 2 = 540 * 10 = 5400$	$2 * 195 * 3,6 / 2 = 702 * 10 = 7020$
- от технический этаж	$2 * 70 * 3,6 / 2 = 126$	$2 * 91 * 3,6 / 2 = 327,6$
- снеговая нагрузка	$2 * 126 * 3,6 / 2 = 453,3$	$2 * 180 * 3,6 / 2 = 648$
Итого:	61348,2	70959

$$N_I = 61348,2 = 613,5 \text{ кН}$$

$$N_{II} = 70959 = 709,6 \text{ кН}$$

### 6 тип

По оси А-З стены самонесущая, считаем только вес 1 погонного метра этой стены (окна и двери условно не учитываем)

По осям А-З: Нормативная -  $1074 * 40,6 = 43024,44 \text{ кг/м} = 430,24 \text{ кН}$

Расчётная -  $1181 * 40,6 = 47948,6 \text{ кг/м} = 479,5 \text{ кН}$

По осям Б-Ж: Нормативная -  $820 * 40,6 = 33292 \text{ кг/м} = 332,92 \text{ кН}$

Расчётная -  $902 * 40,6 = 36621 \text{ кг/м} = 366,21 \text{ кН}$

Общий вес здания: 728723,88 кг=728,723 т

### 5.3 Проектирование свайных фундаментов

#### Определение несущей способности забивной призматической сваи

Несущая способность сваи будет складываться из сопротивления грунта под острием сваи  $R$  и сопротивлением вдоль боковой поверхности  $f$ . Значения  $R$  и  $f$  принимаем по таблице 1 и 2 СП 50-102-2003 «Свайные фундаменты». Для того, чтобы найти расчетное сопротивление грунта необходимо знать  $l$ -длину сваи и показатель текучести  $I_L$ . Несущая способность сваи определяется по формуле:

$$F = \gamma_c (RA\gamma_{CR} + U \sum_{i=1}^n f_i h_i \gamma_{cf}),$$

Где  $\gamma_c$ -коэффициент условия работы, принимаем  $\gamma_c=1$

$A$  – площадь сваи, принимаемая  $0,3*0,3\text{м}^2$ ,

$U$  – наружный периметр поперечного сечения ствола сваи  $U=1,2$  м

$h_i$ - толщина  $i$ -того слоя

$\gamma_{cf}$ ,  $\gamma_{cr}$ - коэффициент условия работы под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающий влияния способа погружения, влияющий на расчетное сопротивление грунта (по Таб.7.3)

По таблицам 7.1 и 7.2 СП 50-102-2003 для мелкого песка на глубине 10 м находим:

Расчетное сопротивление под острием сваи:  $R=2600\text{кПа}$ ;

Расчетные сопротивления вдоль боковой поверхности:

Для суглинка  $I_L = 0,43$ :

$$l_1 = 3,3\text{м} \Rightarrow f_1 = 26\text{кПа}$$

Для супеси с  $I_L = 0,37$ :

$$l_2 = 8,2\text{м} \Rightarrow f_2 = 33,2\text{кПа}$$

Для песка мелкого:

$$l_3 = 10\text{м} \Rightarrow f_3 = 46\text{кПа}$$

$$F = 1,0 * [2600 * 0,09 * 1 + 1,2 * (1 * 26 * 3,3 + 1 * 33,2 * 8,2 + 1 * 46 * 10)] = 1216\text{кН}$$

При расчете шага свай под стену здания должно выполняться условие

$$3d \leq c \leq 6d$$

Это условие обусловлено взаимодействием свай друг на друга, соответственно увеличением давления под подошвой и превышением максимально возможной усадки

Определяем расчетную нагрузку, допускаемую на сваю:

$$N_{p.d.} = \frac{F}{\gamma_n} = \frac{1216}{1,4} = 869 \text{ кН},$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности, зависящий от способа определения несущей способности.

1. Для оси 1 и 9 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,7$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м.

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I \cdot \gamma}{N_{p.d.}} = \frac{499,1 \cdot 1,4}{869} = 0,8 \approx 1$$

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 499,1 \text{ кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,6 * 0,5 * 24 * 1,0 = 7,2 \text{ кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{869}{499,1 + 7,2} = 1,71 \text{ м} \approx 1,8 \text{ м}$$

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

$0,9 \leq 1,8 \leq 5,4$ , условие выполняется

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м шаг  $c = 1,8$  м

2. Для оси 2 и 8 :

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

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I \cdot \gamma}{N_{p.d.}} = \frac{526,06 \cdot 1,4}{869} = 0,85 \approx 1$$

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 526,06 \text{ кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6 \text{ кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{869}{526,06 + 6} = 1,63 \text{ м} \approx 1,8 \text{ м}$$

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

$0,9 \leq 1,8 \leq 5,4$ , условие выполняется

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м шаг  $c = 1,8$  м

3. Для оси 3 и 7 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{м}$ .

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I \cdot \gamma}{N_{p,d}} = \frac{611,09 \cdot 1,4}{869} = 0,98 \approx 1$$

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p,d}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_I = 611,09\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6\text{кН/м.п.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{869}{611,09 + 6} = 1,45\text{м} \approx 1,5\text{м}$$

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

$0,9 \leq 1,5 \leq 5,4$ , условие выполняется

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,7\text{ м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{ м}$  шаг  $c = 1,5\text{ м}$

4. Для оси 4 и 6 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{м}$ .

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I \cdot \gamma}{N_{p,d}} = \frac{688,34 \cdot 1,4}{869} = 1,1 \approx 1$$

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p,d}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_I = 688,34\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6\text{кН/м.п.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{869}{688,34 + 6} = 1,29\text{м} \approx 1,3\text{м}$$

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

$0,9 \leq 1,3 \leq 5,4$ , условие выполняется

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,7\text{ м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{ м}$  шаг  $c = 1,3\text{ м}$

5. Для оси 5 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,7\text{м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{м}$ .

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I \cdot \gamma}{N_{p,d}} = \frac{613,5 \cdot 1,4}{869} = 0,98 \approx 1$$

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p,d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 613,5\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6\text{кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{869}{613 + 6} = 1,42\text{м} \approx 1,5\text{м}$$

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

$0,9 \leq 1,5 \leq 5,4$ , условие выполняется

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,7\text{ м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{ м}$  шаг  $c = 1,5\text{ м}$

6. Для оси 6 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,6\text{м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{м}$ .

Определяем количество свай:

$$n = \frac{N_I \cdot \gamma}{N_{p,d}} = \frac{430,24 \cdot 1,4}{869} = 0,69 \approx 1$$

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p,d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 430,24\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,6 * 0,5 * 24 * 1,0 = 7,2\text{кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{869}{430 + 7,2} = 2\text{м}$$

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

$0,9 \leq 2 \leq 5,4$ , условие выполняется

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{ м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{ м}$  шаг  $c = 2\text{ м}$

#### 5.4 Расчет осадки свайного фундамента

Расчет осадки свайного фундамента сводится к расчету осадки условного фундамента, так же как и для фундамента мелкого заложения. Подошва словного

фундамента проходит через нижнюю точку острия свай, а боковые грани через точку пересечения плоскости подошвы и линии расположенной под углом  $\varphi_{cp}/4$ , где среднее значение угла внутреннего трения грунтов прорезаемых сваями определяется по формуле:

$$\varphi_{cp} = \frac{\varphi_2 * h_2 + \varphi_{13} * h_{13} + \varphi_{10} * h_{10}}{h_2 + h_{13} + h_{10}}$$

$$\varphi_{cp} = \frac{14 * 3,3 + 18 * 4,9 + 30 * 1}{3,3 + 4,9 + 1} = 18^0$$

Где  $h_i$ -мощность слоя грунта окружающего боковую поверхность свай

$\varphi$ -угол внутреннего трения для отдельных слоев

Ширина и длина условного фундамента равны:

$h_{\phi} = 3,3 + 4,9 + 1,0 = 9,2\text{м}$  – приведенная длина свай.

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \frac{\varphi_{cp}}{4} = 0,078$$

$$x = 0,078 * 9,2 = 0,72\text{м}$$

$$B_{cp} = b + 2x = 0,7 + 2 * 0,72 = 2,14\text{м}$$

$$a_{cp} = b + 2x = 0,7 + 2 * 0,72 = 2,14\text{м}$$

$$\text{Площадь условного фундамента: } A_{\phi} = B_{cp} * a_{cp} = 2,14 * 2,14 = 4,57\text{м}^2$$

Дальнейший расчет осадки свайных фундаментов аналогичен расчету осадки фундаментов мелкого заложения.

Находим

$$\gamma_{ncI} = \frac{\gamma_{II1} * h_1 + \gamma_{II2} * h_2 + \gamma_{II3} * h_3 + \gamma_{II} * h}{h_1 + h_2 + h_3 + h} = \frac{15 * 0,8 + 19,2 * 3,3 + 19,2 * 4,9 + 17,4 * 1}{0,8 + 3,3 + 4,9 + 1} = 18,68$$

Находим среднее давление условного фундамента:

$$P = \frac{N_{II}}{A_{\phi}} + h_{\phi} * \gamma_{ncI} = \frac{838,4}{4,57} + 9,2 * 18,68 = 355,31\text{кПа}$$

Таким образом требуется определить осадку условного фундамента с давлением под подошвой  $P = 355,31$  кПа Расчет осадки ведем методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Эта схема применяется в случае, если выполняется условие  $P \leq R$ .

Проверим это условие:

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

$$= \frac{1,2 * 1,1}{1} [0,56 * 2,3 * 1 * 17,4 + 3,24 * 18,68 * 9 + ] = 745\text{кПа}$$

$$P = 355,31\text{кПа} < R = 745\text{кПа} - \text{условие выполняется.}$$

Вся толща грунта ниже подошвы условного фундамента разбивается послойно на слои толщиной  $h_i \leq 0,4b$ . В нашем случае  $h_i \leq 0,4 * 2,14 = 0,86м$  примем слой толщиной 1,0м. Граница слоя грунта также является и границей i-того элементарного слоя.

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

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

$\sigma_{zq0}$  - среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zq0} = \gamma_{IIcl} * h = 18,68 * 9,2 = 172 \text{ Кпа}$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

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

$$P_0 = 355,31 - 172 = 183,31 \text{ кПа}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

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

Таблица 15. Расчёт осадки фундамента

N	z, м	$\zeta=2z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zq}$ кПа	$\sigma_{zp}$ кПа	$\sigma_i$ кПа	Е.кПа	$h_i$
0	0	0	1	172	183	176	21000	1,0
1	1	0,494	0,920	191	169	150	21000	1,0
						110	21000	1,0
2	2	0,988	0,700	210	128	77	21000	1,0
						54	21000	1,0
3	3	1,482	0,500	230	91,5	39	21000	1,0
						33		
4	4	1,976	0,336	247	62			
5	5	2,470	0,247	265	45			
6	6	2,964	0,180	284	33			

$\alpha$ -коэффициент определяемы по таблице 5,8 СП 50-101-2004 в зависимости от  $l/b$  и  $\zeta$

Определяем нижнюю границу сжимаемой толщи из условия

Если модуль деформации  $E > 7 \text{ МПа}$ , то дополнительное давление  $\sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zq}$ ,

В пределах сжимаемой толщи осадка определяется путем послойного суммирования

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_i \cdot h_i}{E_i}$$

В нашем случае нижняя граница сжимаемой толщи будет в 3-ой точке

$$S=0.8(176 \cdot 1,0/21000+150 \cdot 1,0/21000+110 \cdot 1/21000)=0,016 \approx 1,6 \text{ см}$$

Должно выполняться условие  $S \leq S_u$ ,

где  $S_u$ - предельно допустимая осадка для зданий принимаемая по СП приложение Д в зависимости от конструктивных особенностей надземной части здания

В нашем случае  $1,6 < 10$  см. т.е. условие выполняется.

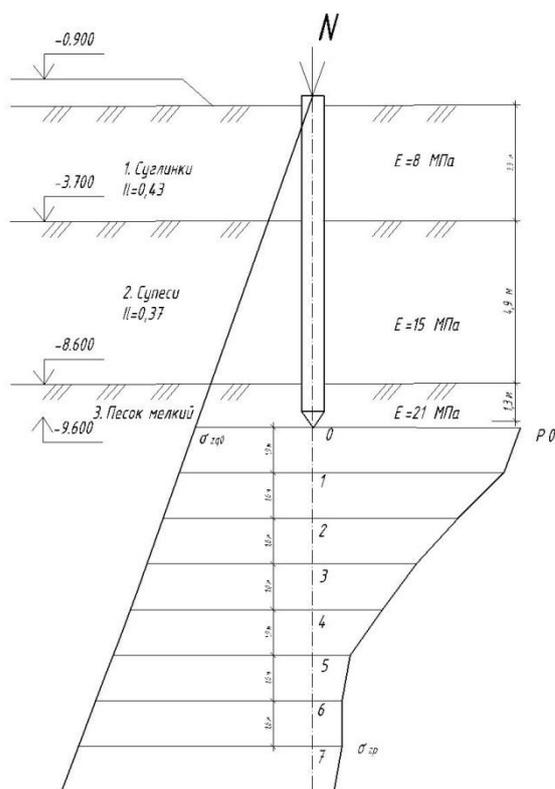


Рисунок 9 . К расчету осадки фундамента  
**5.5 Расчет и проектирование буровых свай.**

Рекомендуется к применению в условиях плотной городской застройки, для высотных сооружений где давление  $P > 500 \text{ кПа}$  при залегании прочных слоев грунта на глубине более 15м.

Буровые сваи устраиваются с помощью бурильных машин и агрегатов диаметром до 1,6 м и несущей способности до 3000кН. Как правило, при больших глубинах основания, проблема – грунтовые воды, поэтому обоснованно применение обсадных труб, погружаемых способом вдавливания и завинчивания.

Как и для забивных свай расчет выполняем по двум схемам:

-висячая схема ( $R$  и  $f_i$ )

-свая стойка (учитывается сопротивление только под острием)

С целью повышения несущей способности, буровые сваи можно изготовить с уширением из щебня фракцией 400-700

$$F = \gamma_C (RA\gamma_{CR} + U \sum_{i=1}^n f_i h_i \gamma_{cf}),$$

Где -коэффициент условия работы сваи в грунте (принимается равным 0,8);  
 -расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи;  $R = 800$  кПа  
 -площадь поперечного сечения сваи ( $3,14 \cdot 1 \cdot 1/4 = 0,785 \text{ м}^2$ );  
 -периметр сваи (3,14 м);  
 -коэффициенты работы под острием (1,0) и по боковой поверхности  
 -расчетное сопротивление  $i$  слоя грунта по боковой поверхности сваи;  
 -толщина расчетного слоя;

$$F = 1 \cdot [800 \cdot 0,785 \cdot 1 + 3,14 \cdot (0,7 \cdot 33 \cdot 3,3 + 0,7 \cdot 28 \cdot 4,9 + 0,76 \cdot 23)] = 1110 \text{ кН}$$

$$N_{p.d.} = \frac{F}{\gamma_n} = \frac{1110}{1,4} = 790 \text{ кН},$$

Количество свай в ряду для самой нагруженной стены:

$$n = \frac{N_1}{N_{p.d.}} \cdot \gamma = \frac{838,4}{790} \cdot 1,2 \approx 1,28 \approx 2 \text{ ряда}$$

Удельное давление вдоль боковой поверхности

-для буровой сваи

$$F_{y.d.(\sigma)} \frac{F_d}{A \cdot l} = \frac{1110}{0,785 \cdot 10} = 141 \text{ кН / м}^3$$

-для забивной сваи

$$F_{y.d.(\sigma)} \frac{F_d}{A \cdot l} = \frac{1216}{0,09 \cdot 10} = 1350 \text{ кН / м}^3$$

Армирование буровых свай при нагрузке до 1000 кН и диаметром  $d \geq 0,5$

Принимаем как 6 стержней диаметром 12 мм класса А500.

При проектировании допустимое минимальное расстояние между сваями в свету 1 метр. В отличие от забивных свай доля вклада боковой поверхности в несущую способность менее существенна.

При проектировании и устройстве буровых свай следует уделить внимание качеству забоя, который должен быть тщательно проработан.

При устройстве таких свай не представляется возможным контроль несущей способности динамическим способом (как в забивной свае).

Шаг свай определим аналогичным способом, который использовали в предыдущем расчете для забивной сваи.

1. Для оси 1 и 9

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,6$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м.

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 499,1 \text{ кН / м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 24 \cdot 1,0 = 7,2 \text{ кН / м.п.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{750}{499,1 + 7,2} = 1,48\text{ м} \approx 1,5\text{ м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,6$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м шаг  $c = 1,5$  м

2. Для оси 2 и 8 :

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

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 526,06 \text{ кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6 \text{ кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{750}{526,06 + 6} = 1,4\text{ м} \approx 1,5\text{ м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м шаг  $c = 1,5$  м

3. Для оси 3 и 7 :

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

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 611,09 \text{ кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6 \text{ кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{750}{611,09 + 6} = 1,2\text{ м} \approx 1,2\text{ м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м шаг  $c = 1,2$  м

4. Для оси 4 и 6 :

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

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.d.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 688,34 \text{ кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6 \text{ кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{750}{688,34 + 6} = 1,0\text{ м} \approx 1\text{ м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5$  м, высотой  $h_p = 0,5$  м шаг  $c = 1,0$  м

5. Для оси 5 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{м}$ .

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.д.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 613,5\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,5 * 0,5 * 24 * 1,0 = 6\text{кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{750}{613 + 6} = 1,21\text{м} \approx 1,2\text{м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{ м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{ м}$  шаг  $c = 1,2\text{ м}$

6. Для оси 6 :

Принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{м}$ .

Определяем шаг свай под стены здания:

$$C = \frac{N_{p.д.}}{q + Q_p},$$

где  $q = N_1 = 430,24\text{кН/м}$

Вес погонного метра ростверка  $Q_p = 0,6 * 0,5 * 24 * 1,0 = 7,2\text{кН/м.л.}$

Определяем шаг свай:

$$C = \frac{750}{430,24 + 7,2} = 1,7 = 1,8\text{м}$$

Окончательно принимаем ростверк шириной  $b_p = 0,5\text{ м}$ , высотой  $h_p = 0,5\text{ м}$  шаг  $c = 1,8\text{ м}$

## **6. Технология, организация строительного процесса**

### **6.1. Методы и последовательность возведения работ**

После выполнения всех подготовительных работ приступают к возведению подземной части , которое включает в себя ряд строительных технологических комплексов.

В состав работ по возведению подземной части зданий и сооружений входят: отрывка котлована ,подготовка оснований, устройство дренажей, возведение фундаментов выполнение обратной засыпки пазух фундаментов.

Все работы по устройству свайных фундаментов выполняются в соответствии с технологической картой, в которой устанавливается способ устройства свай, намечены пути его перемещения, прдрбранр необходимое оборудование, и места складирования свай, рассчитан состав бригад.

Процесс забивки начинают с установки свай в вертикальное положение в стрелах копра и закрепления ее в этом положении специальным устройством — ползуном. Убедившись в правильности установки свай, опускают на ее голову молот. Для защиты голов свай от разрушения при забивке молотами и равномерного распределения силы удара на площади головы свай устанавливают

литые металлические наголовники, которые снабжены сменными прокладками-амортизаторами из древесины или пластмассовых пластин.

После завершения работ по подземной части, приступают к возведению кирпичных стен. Прочность кладки зависит от качества выполнения каменных работ.

Кирпич предназначен одновременно для кладки и облицовки стен зданий.

Применяемые для приготовления раствора вяжущие, добавки, вода, заполнители

должны отвечать требованиям нормативных документов. Растворы должны быть приготовлены на автоматизированных растворных узлах при обеспечении требуемой точности дозирования составляющих.

В зависимости от условий работы для обеспечения устойчивости и повышенной несущей способности отдельные элементы усиливают металлической арматурой.

Процесс кладки кирпича в данном проекте приходится на зимнее время, поэтому имеется ряд особенностей, обусловленных влиянием отрицательных температур на процессы укладки и твердения раствора. С понижением температур скорость твердения раствора уменьшается. Применяются следующие основные способы:

Использование противоморозных добавок

Использование быстротвердеющих растворов

Электропрогрев кладки

Кладка в тепляках

Армирование кладки

Отличительной особенностью кирпичной кладки в зимних условиях:

Запас раствора на рабочем месте допускается только на 20-30 минут работы, ящик должен быть утеплен и оборудован подогревом.

Не разрешается укладывать в конструкции намокший и обледеневший кирпич, его необходимо оттаять и просушить.

Не допускается при перерывах в работе оставлять верхний слой раствора

Монтаж перекрытий, лестничных маршей и площадок производится поэтажно, совместно с возведением кирпичных стен. Монтаж плит перекрытия выполняется башенным краном. Монтировать плиты начинают от лестничной клетки. Строповку производят за шесть захватов, закрепляемых в технологических отверстиях. С помощью универсального грузозахватного устройства с кантователем плита в воздухе переводится в горизонтальное положение и подается на место монтажа в проектном положении. Монтаж плит перекрытия осуществляют по захваткам (за захватку принята одна блок-секция).

Перед началом монтажа опорную поверхность очищают от наплывов раствора, грязи, наледи, снега, а летом смачивают водой. Плиты перекрытий укладывают на растворную постель толщиной не более 20 мм, расстилаемую по верху стеновых панелей. Укладка плит перекрытия разрешается только после постоянного или временного закрепления конструкций, на которые они опираются. При этом крепление должно обеспечивать восприятие монтажных нагрузок.

Положение в плане установленных плит перекрытий проверяют по разметке, определяющей их положение на опорах, при этом следят за совмещением закладных деталей. Незначительные отклонения устраняют, рихтуя плиту монтажными ломami. Горизонтальность контролируют, укладывая в двух взаимно перпендикулярных плоскостях строительный уровень. После окончательной выверки плиты перекрытия соединяют между собой П-образными скобами, вставляемыми в анкерные петли плит перекрытия в углах сверху, после чего плиты расстроповывают и далее выполняют электродуговую сварку подъёмных петель с выпусками и закладными деталями смежных плит перекрытия.

Лестничные площадки стропуют четырехветвевым стропом, а марши - четырехветвевым стропом с двумя укороченными ветвями. Находясь на площадках для сварщика, монтажники готовят растворную постель для площадок. При установке лестничной площадки ее положение проверяют при помощи деревянных шаблонов, которые прикладывают в выступы установленной и монтируемой площадок. Смещают конструкцию до проектного положения монтажными ломami.

При установке лестничного марша монтажники находятся на верхней и нижней площадках. Основанием под опорные части марша служит слой раствора. На подготовленное основание опускают вначале нижний конец марша, а затем верхний. При одновременном опирании обоих концов элемента он может заклинить, а при опирании вначале верхнего конца он может соскочить с зуба площадки. В обоих случаях возможна авария.

Производство штукатурных работ в зимнее время значительно усложняется. Приготовление, транспортирование и хранение штукатурных растворов должны быть организованы так, чтобы в момент нанесения на оштукатуриваемые поверхности раствор имел температуру не ниже 8 °С.

Каменные и кирпичные стены, сложенные методом замораживания, можно оштукатуривать только после оттаивания кладки с оштукатуриваемой стороны не менее чем на половину толщины стены. Для ускорения высыхания штукатурного намета допускается искусственная сушка. Причем нагрев штукатурки выше 30° С не допускается, так как это ведет к ее пересыханию, появлению трещин и снижению прочности.

## **6.2 Календарное планирование**

### **Ведомость требуемых ресурсов**

Календарный план строительства объекта определяем очередность выполнения основных и вспомогательных строительных и монтажных работ в увязке со временем их исполнения.

Исходными данными для проектирования календарного плана являются:

1. Рабочие чертежи здания (архитектурно-строительная и расчетно-конструктивная части проекта)
2. Данные об условиях осуществления строительства
3. Нормативная и директивная продолжительность строительства

4. Данные об организациях-участках строительства (составы бригад и достигнутая производительность труда, сведения об имеющихся механизмах, возможность получения необходимых материальных ресурсов)

Продолжительность работ выполняемых механизированным способом, определяется по формуле:

$$T_{мех} = \frac{Q_m}{nt}$$

где  $Q_m$  – общие затраты машинного времени на производство работ, маш.-см.;

$t$  – сменность работы;

$n$  – число машин, участвующих в выполнении работы в смену.

В случае производства работ немеханизированным (частично механизированным) способом продолжительность работы  $T_p$ , дн., определяется по формуле:

$$T_p = \frac{Q_p}{N}$$

где  $Q_p$  – трудоемкость работы, чел.-дн.;

$N$  – принятое количество рабочих в бригаде.

Если работа (основной процесс) выполняется вручную, но с помощью механизма (кирпичные кладки стен с помощью крана), то в определении продолжительности данной работы решающую роль играет количественный состав бригады каменщиков и сменность ее работы.

Профессии, разряды и количество рабочих в звеньях принимать согласно ЕНиР. По этим данным подбирается численный состав бригады и с таким расчетом, чтобы состав бригады в процессе выполнения однотипных работ оставался неизменным.

Расчет количественного состава бригады производят в зависимости от объема и фронта работ.

Профессиональный состав комплексной бригады определяется с учетом коэффициента удельной трудоемкости каждого вида работ при заданном количественном составе бригады.

На основе ведомости требуемых ресурсов заполняется левая часть календарного плана. Графы таблицы № 1 заполняются в зависимости от перечня работ, выполняемых при возведении объекта. Данные для таблицы определяются из сборников ТЕР, ЕНИР и ГЭСН, исходя из наименования работ. Расчеты сведены в табл.16 Ведомость требуемых ресурсов, затрат машинного времени

Шифр и № Цсс	Наименование работ	Объем		Сметная стоимость		Затраты труда		Состав звена			Затраты механизмов			Потребность в материалах, изделиях				Зарплата стр. и машин, руб		
		Ед. изм.	Кол.-во	за ед, руб.	всего, руб.	На единицу	Всего чел./см	Профессия	Разряд	Количество	Наименование	Ед. изм.	Всего	Наименование	Ед. изм	Требуется		Ед.	Всего	
																На ед.	Всего			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1.	01-01-036-1	Предварительная планировка площадей со срезкой растительного слоя грунта бульдозером,	1000 м <sup>3</sup>	2,01	35,29	70,93	0,38	0,095	Машинист	6	1	Бульдозеры 80 л.с	0,38	0,02	-	-	-	-	-	-
2.	01-01-003-7	Разработка грунта в отвал экскаватором обратная лопата с ёмкостью ковша 0.5 м3 в котлован	1000 м <sup>3</sup>	1,02	2304,8	2350,86	8,3	1,05	Машинист	6	1	Экскаваторы одноковшовые дизельные на гусеничном ходу	18,05	1,24	-	-	-	-	308,6	314,77
3.	408-01-01-013-7 9080	Разработка грунта с погрузкой в автосамосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью от 0,5 до 1 м3,	1000 м <sup>3</sup>	0,278	3263,33	907,2	9,28	0,32	Машинист	6	1	Экскаваторы одноковшовые дизельные на гусеничном ходу	20,53	0,71	Щебень	м3	0,03	0,008	441,32	122,68

4.	08-01-002-1	Устройство бетонной подготовки под фундаменты	м3	32,29	141,71	4769,55	2,3	9,28	бетонщик	3 2	1 1	Погрузчики одноковшовые универсальные фронтальные пневмоколесные 3 т	0,08	0,22	Песок для строительных работ природный	м3	1,2	26,75	21,83	704,89
	408-0001-9040														Вода	м3	0,15	3,34		
	411-0001-9040																			
5.	05-01-002-5	Погружение дизель-молотом копровой установки на базе экскаватора железобетонных свай длиной: до 12 м в грунты группы I	м3	191,6	355,31	68077,396	2,7	64,66	Машинист	6	1	Краны на гусеничном ходу при работе на других видах строительства до 16 т	0,02	0,26	Краски масляные земляные марки МА-0115 мушья	т	0,00002	0,0021	46,6	892,56
	101-0388														Гвозди строительные	т	0,00002	0,0021		
	101-1805														Доски дубовые II сорта	м3	0,003	0,31		
	102-8009														Сваи железобетонные	м3	1,01	106,72		
	403-9132																			
6	06-01-035-2	Устройство железобетонного монолитного ростверка	100 м3	1,68	152247,75	255776,22	516,46	108,45	Монтажник конструкций	4 3 2	1 1 1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8	59,44	3,56	Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0,25	0,12	5447,53	915,185
	101-1513														Арматура	м3	12,5	6		

									Маши нист	1	1					Бетон	м3	101, 5	48,7 2							
7	101-101-17570594	101-0322	101-0073	08-01-003-401-9021	204-9001	7	Гидроизоляция обмазочная в 2 слоя	100 м2	2,5	2004, 85	5012,1 25	21, 2	6,6	Изоли ров- щик	3	2	Котлы би- тумные передвиж- ные 400 л	1,95	0,6 1	Битумы нефтяные строитель- ные	т	0,01 6	0,04	201,61	504, 02 5	
																				Керосин	т	0,02 4	0,06			
																					Мастика битумная кровельная горячая	т	0,24	0,6		
																					Ветошь	кг	0,1	0,25		
8	1-02-061-1						Засыпка вруч- ную траншей, пазух котлованов и ям, группа грунтов 1	100 м3	6,5 8	647, 82	4262,6 5	88, 5	72,7 9	Земле коп	2	1	-	-	-	-	-	-	-	-	663,75	436 7,4 7
9	1-02-005-1						Уплотнение грунта пневматически ми трамбовками, группа грунтов: 1-2	100 м3	6,5 8	378, 06	2487,6 3	12, 53	10,3	Земле коп	3	2	Трамбовки пневматичес кие	12,18	1,1 8	-	-	-	-	137,46	904 ,48	

1 0	07-05-001-4	Установка фундаментных блоков	100 шт	1,6	1104 8,18	1773,0 8	129 ,8	25,9 6	Монтажник	5	1	Краны на гусеничном ходу при работе на других видах строительства до 16 т	35,28	2,3 8	Бетон	м3	0,71	0,38	1843,6 3	294 9,8
	401-9021									Раствор готовый марки 100	м3				4,17	2,25				
	402-0004									Конструкции сборные железобетонные	шт				100	54				
	403-9020																			
11	08-02-001-3	Кладка наружных стен средней сложности при высоте этажа до 4 м (чердака)	м3	356 ,6	911, 94	32519 7,8	5,6 6	252, 29	Каменщик	4	1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	0,4	11, 61	Бруски обрезные хвойных пород	м3	0,00 05	0,11 6	54,87	195 66, 42
	102-0026									Раствор готовый кладочный	м3				0,24 1	55,9 6				
	402-9070									Кирпич керамический,	1000 шт				0,4	92,8 2				
	404-9032									Вода	м3				0,44	102, 18				
	411-0001																			
12	08-02-001-7	Кладка внутренних стен при высоте этажа до 4 (чердака)	м3	126 ,8	893, 37	11327 9,31	5,2 1	82,5 7	Каменщик	4	1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	0,4	6,3 4	Бруски обрезные	м3	0,00 05	0,06 3	48,7	617 5,1 5
	102-0026									Раствор готовый кладочный	м3				0,24 1	30,5 5				
	411-0001									Кирпич керамический	1000 шт				0,4	50,7 2				

13	411-0001	404-9032	402-9070	102-0026	08-02-001-3	Кладка наружных стен средней сложности при высоте этажа до 4 м (1-10 этажи)	м3	2065,03	911,94	1883183,45	5,66	1461,08	Каменщик	43	11	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	0,4	85,49	Бруски обрезные хвойных пород	м3	0,0005	0,85	54,87	113308,19
	Раствор готовый кладочный	м3	0,241	412,08																				
	Кирпич керамический	1000 шт	0,4	683,92																				
	Вода	м3	0,44	752,31																				
14	411-0001	404-9032	402-9070	102-0026	08-02-001-7	Кладка внутренних стен при высоте этажа до 4 м (1-10 этажи)	м3	1350,86	893,37	1206817,79	5,21	879,74	Каменщик	43	11	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	0,4	66,25	Бруски обрезные хвойных пород	м3	0,0005	0,66	48,7	65786,882
	Раствор готовый кладочный	м3	0,241	319,4																				
	Кирпич керамический	1000 шт	0,4	530,12																				
	Вода	м3	0,44	583,12																				



17	411	404-9032	102-9026	101-0782	08-02-002-5	Кладка перегородок в 1/2 кирпича неармированных при высоте этажа до 4 м (1-10 этажи), м3	м3	17,8	1164,33	20725,124	143,99	320,37	Каменщик	43	11	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	4,11	8,13	Поковки из квадратных заготовок,	т	0,023	0,36	1283,72	22850,2
	404-9070	Бруски обрезные хвойных пород	м3	0,016	0,25																			
	102-9026	Раствор готовый кладочный	м3	2,3	36,4																			
	402-9070	Кирпич керамический	1000 шт	5,04	79,78																			
	404-9032	Вода	м3	0,3	4,75																			
18.	404-9070	102-9026	101-0782	08-02-002-5	Кладка перегородок в 1/2 кирпича неармированных при высоте этажа до 4 м (11-12 этажи), м3	м3	3,05	1164,33	35512,15	143,99	54,89	Каменщик	43	11	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	4,11	1,56	Поковки из квадратных заготовок, масса	т	0,023	0,07	1283,72	3919,19	
	402-9070	Бруски обрезные	м3	0,016														0,048						
	102-9026	Раствор готовый кладочный	м3	2,3														7,62						
	402-9070	Кирпич керамический	1000 шт	5,04														15,37						
	404-9032	Вода	м3	0,3														4,75						



21	403-9020	07-01-021-1	Укладка перемычек, массой до 0,7 т	100шт	32,72	4967,5	16253,66	96,75	395,7	Каменщик	4 3 2	1 1 1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	35,84	146,58	Раствор готовый кладочный цементный марки 50	м3	0,23	7,52	1329,33	434,95,67	
	402-0002				Машинист крана	5	1	Конструкции сборные железобетонные	шт	100	327,2											
22	403-9020	07-05-014-2	Установка лестничных маршей в многоэтажных жилых зданиях	100шт	0,24	10845,66	2602,95	282,03	7,05	Монтажник конструкций	4 3 2	1 1 1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	67,78	1,69	Электроды диаметром 6 мм Э42	т	0,01	0,002	3535,09	848,42	
	101-1529										Машинист крана	6				1	Краска	т	0,0023	0,00046		
	101-9851										Раствор готовый кладочный цементный марки 100	м3				0,7	0,14					
	402-0004										Конструкции сборные железобетонные	шт				100	24					
	101-1529																					
23	07-05-014-5	Установка лестничных площадок в многоэтажных жилых зданиях	100шт	0,24	11101,38	2764,24	241,92	6,048	Монтажник конструкций	4 3 2	1 1 1	Краны на гусеничном ходу при работе на других	52,53	1,31	Электроды диаметром 6 мм Э42	т	0,02	0,004	3005,6	721,34		

24	403-402-9020/0004	Укладка плит покрытия и в многоэтажных зданиях площадью до 5 м2	100шт	0,35	8760,96	3066,33	207,06	9,05	Машинист крана	6	1	Краны башенные при работе на других видах строительства до 16 т	26,11	1,14	Краска	т	0,003	0,006	2276,08	796,62
	201-0777								Раствор готовый кладочный	м3	1,16				0,232					
	403-402-9020/0004								Конструкции сборные жб	шт	100				24					
25	201-0777	Укладка плит покрытия и в многоэтажных зданиях площадью до 10 м2	100шт	0,2	14236,11	2847,22	313,88	7,84	Монтажник	4	1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	45,41	1,13	Электроды диаметром	т	0,05	0,01	3598,04	719,608
	101-9851								Краска	т	0,009				0,0018					
	101-1529/011-6								Конструктивные элементы	т	0,106				0,02					
	101-07-05-1529/011-6								Раствор готовый кладочный	м3	6,53				1,3					

27	101-9851м3	101-1529	Укладка плит перекрытия в многоэтажных зданиях площадью до 10 м2	100шт	0,24	14236,11	3416,66	313,88	9,41	Монтажник	4	1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	45,41	1,36	Электроды диаметром 6 мм Э42	т	0,05	0,012	3598,04	863,52
		2									1	Краска				т	0,009	0,002			
26	403-90200004	101-9851	Укладка плит перекрытия в многоэтажных зданиях площадью до 5 м2	100шт	5,44	8760,96	47695,62	207,06	140,8	Монтажник	4	1	Краны башенные при работе на других видах строительства 8 т	26,11	17,75	Электроды диаметром 6 мм Э42	т	0,03	0,16	2275,49	12378,66
		3									2	Краска				т	0,008	0,04			
		2									1	Конструктивные элементы				т	0,066	0,36			
		Машина									6	1				Раствор готовый кладочный	м3	4,28	23,28		
											1	1				Конструкции сборные	шт	100	544		

501	Лифт	201-0777	Лифт пассажирский со скоростью движения кабины до 1 м/с: грузоподъемностью 1000 кг, количество остановок 12, высота шахты 44 м	1шт	1	35220,63	35220,63	1694	211,75	Машинист	6	1	Краны башенные при работе на монтаже технологического оборудования 5 т	110,43	13,8	Конструктивные элементы	т	0,106	0,025	20025,39	20025,39
		402-0004														Раствор готовый кладочный	М3	6,53	1,56		
		403-9020														Конструкции сборные железобетонные	шт	100	24		
		03-05-001-303								Монтажник	532	112				Болты с шестигранной головкой	т	0,025	0,025		
		101-0091														Проволока светлая диаметром 3,0 мм	т	0,0003	0,0003		
		101-0818														Шурупы с полукруглой	т	0,001	0,001		
		101-1480														Электроды диаметром 5 мм Э42	т	0,026	0,026		
		101-1521														Болты распорные МР 12x100	шт	170	170		
		101-1928														Канифоль сосновая	кг	0,05	0,05		









37	101-0179	Окраска фасадов с лесов и люлек, силикатная,	100 м2	22,49	1442,98	32452,62	68,79	193,38	Маляр	3	1	Раствор на осы 1 м3/ч	4,76	67,17	Сетка тканая с квадратными ячейками	м2	5,54	566,85	674,48	15169,05
	Раствор готовый отделочный														м3	1,87	191,17			
	Гипсовые вяжущие, марка Г3														т	0,006	0,61			
38	101-1879	Устройство наружной теплоизоляции зданий с тонкой штукатуркой по утеплителю	100 м2	25,3	3623,95	91666,83	376,33	1266,3	Изоляровщик	4	1	Перфораторы электрические	21,24	67,17	Заклепка STD-985	кг	0,006	0,15	6779,91	171531,72
	Пена монтажная для герметизации стыков														шт	1,96	49,58			
	Сетка тканая с квадратными ячейками														м2	2,64	264			
	101-0874														Раствор готовый отделочный	м3	1,43	143		
	402-0086														Гвозди строительные с плоской головкой	т	0,00007	0,007		
	101-0179														Сетка тканая с квадратными ячейками	м2	2,64	264		
	101-0874														Раствор готовый отделочный	м3	1,43	143		
	402-0083														Гипсовые вяжущие, марка Г3	т	0,006	0,61		
	405-0219														Гипсовые вяжущие, марка Г3	т	0,006	0,61		



	411-000																			
		Прочие работы 10 % от прямых затрат			7333 58,2 39															
		Всего :			8066 940, 63															786 042 ,17

## Построение графиков на календарном плане

### График движения рабочей силы

Чтобы оценить сорки потребления трудовых ресурсов, построить график движения рабочей силы в виде суммирующей эпюры прд графикрм пррзводства работ, где на каждом промежутке времени суммируется количество рабочих, указанное под линиями графиков работы. Затем график оценивается по коэффициенту неравномерности движения рабочих:

$$K_p = \frac{N_{\max}}{N_{\text{cp}}},$$

где  $N_{\max}$  – максимальное число рабочих по графику, чел.;

$N_{\text{cp}}$  – среднее число рабочих, определяемое путем деления общей трудоемкости  $Q_{\text{общ}}$ , чел.-дн, на общий фактический срок строительства, дн. Значение величины коэффициента  $K_p$  не должно превышать 1,3-1,5.

### Дифференциальный график капвложений

При выполнении строительных и монтажных работ важно не только равномерное использование рабочих, а также рациональный рост развивающихся капитальных вложений, что достигается путем построения дифференциального графика, основанный на суммировании ежедневных осваиваемых денежных средств по всем работам при возведении объекта.

Денежные средства освоены в день для каждой работы определяется путем деления общей стоимости работ ИЦ на продолжительность  $Y$   $t_i$ , т.е.

$$K_i = \frac{C_i}{t_i}.$$

### Интегральный график капвложений

Интегральный график капвложений строится путем суммирования стоимости работ нарастающим итогом по отдельным периодам (месяцам, кварталам), т.е.

$$K_i = K_{i-1} + \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n K_{ij},$$

где  $K_i$  – величина освоенных средств на конец  $i$ -го периода, тыс.руб.;

$K_{i-1}$  – капиталовложения, освоенные за предыдущий период (для первого периода  $K_{i-1} = 0$ );

$j = 0, 1, \dots, m$  – число дней в периоде;

$i = 0, 1, \dots, n$  – число выполняемых работ;

$K_{ij}$  – средства, затрачиваемые на выполнение  $i$ -й работы в  $j$ -й день.

### Расчет технико-экономических показателей календарного плана

1) Сметная стоимость строительно-монтажных работ определяется по формуле  $C_{\text{смп}} = \text{ПЗ} + \text{НР} + \text{НП} = 8066,940 + 471,62 + 393,021 = 8931,58$  тыс. руб

где ПЗ=8066,940тыс. руб – прямые затраты на общестроительные работы, руб.;

НР = 60% от ФЗ=0,6\*786,042 = 471,62 тыс. руб. накладные расходы,;

НП = 50 % от ФЗ= 0,5\* 786,042= 393,021 тыс. руб. нормативная прибыль,

ФЗ=786,042 тыс. руб – фонд заработной платы

2) Продолжительность строительства, определяемая по правой части календарного плана, сравнивается с нормативным значением:  $T_{кп} \leq T_n$

$T_{кп}=569$  дн = 18,7 мес

$T_n= 711$  дн = 23,5 мес

3) Общая трудо- и машиноёмкость определяется как суммарная величина в соответствующих графах календарного плана.

$Q_{чел-см} = 7421,83$  чел.-см.

$Q_{маш-см} = 619,98$  маш.-см.

4) Удельная трудо- и машиноёмкость на конечный измеритель определяется делением соответствующей графы календарного плана на полный объем измерителя.

$U_{чел-см}=Q_{чел-см}/и=7421,83/32623=0,22$  чел.-дн/ $m^3$

и-измеритель здания(объем здания)= 32623  $m^3$

$U_{маш-емк}=Q_{маш-емк}/и=619,98/32623=0,019$  маш-емк/ $m^3$

5) выработка на 1 чел.-дн. Определяется отношением сметной стоимости СМР (руб.) к общей трудоемкости (чел./дн.).

$V=C_{смр}/ Q_{чел-см}=8931,58 /7421,83=1203$  руб/чел.-дн

6) Уровень сборности  $K_{сб}$  определяется по формуле

$K_{сб} = (C_{сб}/C_{смр})100\%=(2786,3/8536)*100\%=33\%$ , где

$C_{сб}$  – сметная стоимость работ с применением сборных конструкций и деталей;

$C_{см}$  – сметная стоимость строительно-монтажных работ объекта.

7) уровень механизации  $K_{мех}$  находится по формуле

$K_{мех} = (Q_{мех} / Q_{общ})100\%=(3704,04/3966,99)*100\%=93,3\%$ , где

$Q_{\text{мех}}$  – объем работ, выполняемый механизмами  $Q_{\text{мех}}=3704,04$

$Q_{\text{общ}}$  – общий объем работ того же вида,  $Q_{\text{общ}}=3966,99$

8) Коэффициент неравномерности движения рабочей силы  $K_{\text{н}}$  вычисляется по формуле

$$K_{\text{н}} = R_{\text{max}} / R_{\text{ср}} = 25 / 13,04 = 1,91, \text{ где}$$

$R_{\text{max}}$  – максимальное число рабочих по графику потока рабочей силы, чел.;

$R_{\text{ср}}$  – среднее число рабочих, определяемое как отношение общих трудозатрат, чел.-дн., к общей продолжительности выполнения работ по календарному плану, дн.

$$R_{\text{ср}} = 7421,83 / 569 = 13,04 \text{ чел.}$$

9) Коэффициент совмещения работ  $K_{\text{совм}}$  определяется по формуле

$$K_{\text{совм}} = \sum t_i / T_{\text{кп}} = 569 / 475 = 1,193 \geq 1, \text{ где}$$

$\sum t_i$  – продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой; равная 569 дня

$T_{\text{кп}}$  – продолжительность работ по календарному плану, равная 475 дней

### **6.3 Стройгенплан на возведение надземной части здания**

Стройгенпланом называется генеральный план территории, который показывает расположение грузоподъемных механизмов, временных зданий, сооружений и установок, возводимых и используемых в период строительства.

СГП предназначен для определения состава и размещения объектов управления строительства и размещения объектов строительного сектора в целях максимальной эффективности их использования и с учетом соблюдения требований охраны труда. СГП-важнейшая часть технической документации и основной документ, регламентирующий организацию площадки и объемы временного строительства.

СГП детально решает организацию той части строительного хозяйства, которая напрямую связана со строительством конкретного объекта и охватывает территорию, прилегающую к нему. Он показывает стадии строительства надземной части здания в масштабе 1:500 или 1:200.

В ходе разработки СГП необходимо соблюдать следующие принципы:

- обеспечение разумного и минимальный объемы временного строительства;
- использование для целей строительства зданий и сооружений проектируемого объекта;

- рациональное размещение на строительной площадке временных зданий, сооружений и коммуникаций;
- обеспечение требований охраны труда, производственной санитарии, правил пожарной безопасности и охраны окружающей среды.

При проектировании СГП необходимо выполнить расчет площадей административных и бытовых временных зданий, площадей складов открытого и закрытого хранения материалов, а также потребности в воде, тепловой и электрической энергии, временных дорог проект.

### Выбор монтажных кранов по техническим параметрам.

Монтажные механизмы могут быть выбраны в зависимости от размеров зданий и сооружений; массы и размеров монтируемых элементов; объема работ, условий строительства; наличия электроэнергии и др.

Выбор в следующем порядке: определение типа монтажного крана; выбор крана по основным параметрам; обоснование выбора крана технико-экономическими показателями.

Тип крана монтажа зависит от габаритов здания для многоэтажных зданий используется башенный кран.

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

На рис. 10. схема определения характеристиках башенного крана

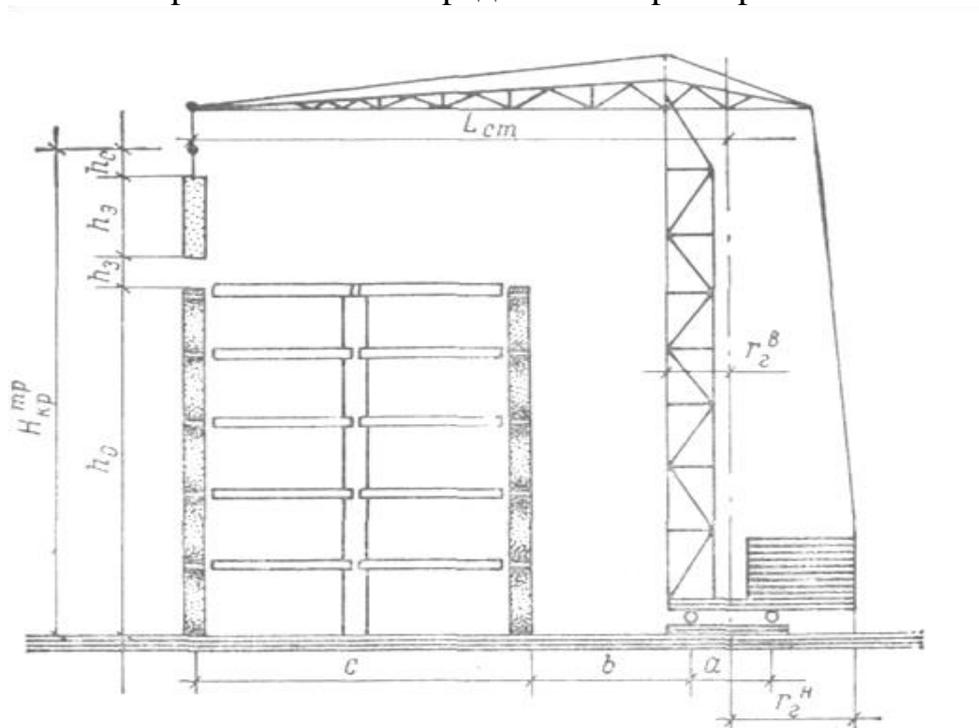


Рис. 10 Схема определения монтажных характеристик башенного крана

Масса монтируемого элемента:  $Q = Q_1 + Q_2$ , где

$Q_1$  – масса элемента, т;

$Q_2$  – масса строповочной оснастки, т.

Высота подъема крюка определяется по формуле:

$$H_{кр} = h_0 + h_3 + h_3 + h_c =$$

$$H_{кр} = 38,7 + 1 + 0,22 + 6,3 = 46,22 \text{ м}$$

Где  $h_0$  – превышение опоры монтируемого элемента над уровнем стоянки монтажного крана;

$h_3$  – запас по высоте (1 м);

$h_3$  – высота элемента в монтажном положении, м;

$h_c$  – высота строповки в рабочем положении от верха монтируемого элемента до низа крюка крана, м. (6,3 м)

Выбираем кран КБ-674 А-3 с максимальной высотой поднятия крюка 59 м

Находим минимальный вылет стрелы по формуле:

$$L_{стр} = a/2 + b + c$$

где  $a$  – ширина кранового пути;

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

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

$$L_{стр} = 6/2 + 2 + 8,6 = 13,6$$

Принимаем башенный кран КБК-160.2

Технические характеристики крана КБК-160.2:

Грузоподъемность  $Q_k = 4,5 - 8 \text{ т}$

Ширина колеи  $a = 6$

Вылет стрелы  $L_k = 30 - 16,5$

Высота подъема крюка  $H_k = 57,5 \text{ м}$

Нахождение длины подкрановых путей

Длина подкрановых путей находится по формуле:

$$L_{пп} = l_{кр} + H_{кр} + 2l_{торм} + l_{туп}$$

Где  $l_{кр}$  – расстояние между крайними стоянками крана

$H_{кр}$  – база крана

$l_{торм}$  – длина тормозного пути

$l_{туп}$  – расстояние от конца рельса до тупиков

$$L_{пп} = 26,8 + 6 + 2 * 1,5 + 0,5 = 36,3 \text{ м}$$

Длина подкрановых путей принимается кратно 6,25 м, принимаем  $L_{пп} = 37,5 \text{ м}$

### Расчет опасных зон действия крана

При размещении строительных машин следует установить опасную для людей зону, в пределах которой постоянно действуют или могут действовать опасные производственные факторы.

К местам постоянных опасных производственных факторов, связанных с работой монтажных и грузоподъемных машин места, можно отнести места, над которым происходит перемещение грузов грузоподъемными кранами. Эта зона окружен защитным ограждением. Под защитным ограждением понимают устройство, предназначенное для предотвращения непреднамеренного доступа людей в зону.

К зонам потенциально действующих опасных факторов относятся участ-

ки территории вблизи строящегося здания и этажи зданий и сооружений в одной захватке, над которыми происходит монтаж конструкций или оборудования. Эта зона обозначается сигнальными ограждениями. Под сигнальным ограждением понимают устройства, предназначенные для предотвращения потенциально действующих опасных производственных факторов и обозначения зон ограниченного доступа.

Монтажной зоной называют пространство, где возможно падение груза при установке и крепежные элементы. Она равна проекции здания плюс 4 м при высоте здания до 10 м, плюс 5 м при высоте 20 метров. На СГП опасную зону обозначают пунктирной линией и ставят соответствующие знаки, которые видны издали.

Рабочей зоной крана называется пространство, в пределах линии описываемой крюком крана. Определяется путем нанесения на план из крайних мест полуокружностей с радиусом, соответствующим максимальному необходимому для работы стрелы, и соединяют их прямыми утолщенными линиями.

Монтажной зоной называют пространство, где возможно падение грузов.

Зоной перемещения груза называют пространство, в пределах которой возможно перемещение груза, подвешенного на крюк крана. Зоны определяются расстоянием по горизонтали от границы рабочей зоны крана до возможного места падения груза при его перемещении. Для башенных кранов эта зона определяется суммой максимального рабочего вылета стрелы и ширины зоны принимаемой равной половине длины самого длинного перемещаемого груза.

Опасной рабочей зоной крана называют пространство, где возможно падение груза при его перемещении, в том числе возможность рассеивания при падении.

Для всех кранов границу опасной зоны работы  $R_{оп}$  определяет радиусы, рассчитанные по формуле:  $R_{оп} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_{без}$

где  $R_{max}$  – максимальный рабочий вылет стрелы крана, м;

$0,5l_{max}$  – половина длины наибольшего перемещаемого груза, м;

$l_{без}$  – дополнительное расстояние для безопасной работы,

устанавливаемое в соответствии со СНиП.

$l_{без}$  – вызвана возможным рассеиванием груза в случае падения вследствие раскачивания его на крюке под динамическими воздействиями движений крана и силы давления ветра и зависит от высоты подъема груза.

$$R_{оп} = 30 + 0,5 * 6,3 + 10 = 43,15 \text{ м}$$

Опасную зону поворотной платформы определяют суммой радиуса поворотной части механизма  $R_{пов.}$  и расстояния безопасности:

$$R_{пов.} = R_{пов.} + l_{без}, \text{ где } l_{без} = 1 \text{ м}$$

$$R_{пов.} = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ м}$$

### **Внутрипостроечные дороги**

При разработке стройгенплана следует проанализировать возможность использования существующих постоянных дорог. При невозможности их использования необходимо запроектировать временные дороги, которые по возможности, должны быть кольцевыми.

При трассировке дорог принимаем следующие расстояния : между дорогой и бровкой траншеи (котлована) – 4 м, между дорогой и складской площадкой – 1,0 м между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки - не менее 1,5 м. Не допускается размещение временных дорог над надземными сетями или в непосредственной близости от них.

Ширину проезжей части временной дороги для выбранного крана принимаем – 3,5м , а радиусы закругления дорог 15 м

### Расчет складских помещений и площадок

В графы 1-3 включаются 8-10 основных материалов, изделий и деталей(кирпич, сборный железобетон и бетон, пиломатериал, оконные и дверные блоки, рулонный материал, сыпучие материалы, материалы закрытого хранения, металл и пр.)

Наибольший суточный расход материалов  $Q_{сут}$  определяется по формуле

$$Q_{сут} = Q_{общ} / T$$

где  $Q_{общ}$ - количество материала, требуемого для осуществления строительства в течении расчетного периода (гр.3)

T- продолжительность расчетного периода выполнения работы, дн.(из календарного плана)

Запас материалов на складе  $Q_{зап}$  (графа 9) определяется по формуле

$$Q_{зап} = Q_{сут} * \alpha * n * k,$$

где  $Q_{сут}$ - суточный расход материалов (графа 5)

$\alpha$ - коэффициент неравномерности поступления (0.2-1.2)

k- коэффициент неравномерности потребления,

n- норма запасов материалов, дн.

Таблица 15.

### Ведомость расчета складских площадей

Конструкции, изделия, материалы	Единица измерения	Общая потребность $Q_{общ}$	Продолжительность укладки материалов в конструкцию T, дни	Наибольший суточный расход $Q_{общ}/T$	Число дней запаса, n	Коэффициент неравномерного поступления, $\alpha$	Коэффициент неравномерности потребления, K	Запас на складе, $Q_{зап}$	Норма хранения на 1 м <sup>2</sup> площади, q	Полезная площадь склада, F, м <sup>2</sup>	Коэффициент использования площади склада, $\beta$	Полная площадь склада, S, м <sup>2</sup>	Размер склада, м	Характеристика склада
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Лестничные марши	шт	24	4	6	7	1,2	1,3	70,98	0.6	118,3	0,7	169		отк

Лестничные площадки	шт	24	4	6	7	1,2	1,3	70,98	0,6	118,38	0,7	169		отк
Кирпич	м <sup>3</sup>	3697,75	256	14,44	7	1,2	1,3	157,68	0,7	225,25	0,7	321,8		отк
Блоки дверные	м <sup>2</sup>	979	13	75,37	10	1,2	1,3	1175,77	24	48,99	0,6	59,86		Поднавесом.
Блоки оконные	м <sup>2</sup>	414	13	31,84	10	1,2	1,3	496,7	26	19,1	0,6	31,83		Поднавесом
Линолеум	м <sup>2</sup>	4004	14	286	10	1,2	1,3	4461,6	100	44,6	0,7	63,71		Закрыт.
Вата минеральная в плитах	м <sup>3</sup>	2530	65	38,92	7	1,2	1,3	425,0	3	141,6	0,7	202,28		Закрыт
Плиты покрытия	шт	55	5	11	7	1,2	1,3	120,12	0,45	266,93	0,7	381,32		Открыт.
Плиты перекрытия	шт	568	19	29,89	7	1,2	1,3	326,4	0,75	435,2	0,7	621,7		Открыт
Перемычки	шт	328	50	6,56	7	1,2	1,3	71,63	0,5	143,26	0,7	204,65		Открыт
Гипсобетонные перегородки	шт	536	38	14,1	7	1,2	1,3	153,97	2,5	61,58	0,7	87,97		Открыт

### Расчет площадей административно-бытовых помещений

Потребность в административно-бытовых помещениях определяется по действующим нормативам на расчетное количество рабочих, ИТР, служащих, МОП и работников охраны.

Расчетное количество рабочих принимается:

а) при расчете гардеробных – максимальное количество работающих по графику движения рабочих (списочный состав рабочих);

б) при расчете других помещений – максимальное значение работающих по графику движения рабочих умножается на коэффициент 0,85. Что соответствует численности рабочих, занятых в наиболее загруженную дневную смену, как более благоприятной для работы.

Расчетное количество работающих составляет 30% женщин (это следует учитывать при расчете туалетов).

Максимальное число рабочих равно 25 чел.: 8 женщины и 17 мужчин, служащих ИТР 2 человек, обслуживающий персонал — 1 чел и пожарно-сторожевая служба - 1 чел.

Таблица 16 Ведомость расчета временных зданий и сооружений

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м <sup>2</sup> на 1 чел.	Расчетная площадь, м <sup>2</sup>	Принимаемая площадь, м <sup>2</sup>	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовой
Прорабская	3	3.5	10,5	18	3*6	1	контейнер
Гардеробная	25	1	10	18	3*6	1	контейнер
Душевая	22	0.43	3,87	18	3*6	1	контейнер
Умывальная	22	0.05	0,45				
Туалет	муж. 17	1 на 20 чел.				1	биотуалет
	жен. 8	1 на 20 чел.				1	биотуалет
Сушильная	22	0.2	1,8	18	3*6	1	контейнер
Помещение для обогрева, отдыха и принятия пищи	22	1	9	18	3*6	2	контейнер

### Освещение строительных площадок

При проектировании освещения строительной площадки, решаются такие задачи как: выбор системы и виды освещения, светильников и источников света; определение их рационального количества, мощности и размещения

Электрическое освещение осуществляется установками общего равномерного или локального освещения. Общее равномерное освещение строительных площадок должно быть не менее 2 лк. Если нормативная освещенность  $E_n$  для конкретного вида работ более 2 лк, то дополнительно к общему равномерному освещению необходимо локализованное освещение.

Для строительных площадок и участков, где работы, согласно календарному плану (графику), выполняются в темное время суток, следует предусмотреть устройство рабочего освещения.

Если требуется охрана строительной площадки, то из рабочего освещения выделяется часть светильников, обеспечивающих горизонтальную на уровне земли или вертикальную на плоскости защитного ограждения охранную освещенность, равную 0,5 лк.

Эвакуационное освещение предусматривается в местах основных путей эвакуации, а так же местах прохода. Связанных с опасностью травматизма, при этом эвакуационная освещенность внутри строящегося здания (сооружения) должна быть не менее 0,5 лк, а не здания (сооружения) - 0,2 лк.

Расчет количества прожекторов для освещения стройплощадки производим исходя из нормируемой освещенности и мощности лампы.

Количество прожекторов для стойки можно рассчитать по формуле:

$$N = \frac{m \cdot E_n \cdot k \cdot A}{P_l}$$

где  $m=0,25$ ;  $m$ - коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света;

$E_n$  – нормируемая освещенность горизонтальной поверхности, лк;  
 $E_n=2$ лк – минимальная освещенность

$K$  – коэффициент запаса,  $k=1,5$ ;

$A$ –площадь, подлежащая освещению,  $m^2$ ;

$P_l$ –мощность ламп прожектора ПЗС–45 (1000 Вт).

$$N = \frac{0,25 \cdot 10 \cdot 1,5 \cdot 657,82}{1000} = 3,1$$

Принимаем 4 ПЗС–45 (1000 Вт)

### Проектирование временного водоснабжения

Расчет потребностей в воде для производственных целей производится с учетом наибольшего потребления, устанавливаемого по календарному плану. Для этого определяются потребители воды, суточный расход, а затем определяется суммарный расход по объекту в сутки. Расчет завершается определением диаметра труб временного водопровода.

Полная потребность в воде  $V_{расч}$  составит:

$$V_{расч} = 0,5(B_{пр} + B_{хоз} + B_{пож}),$$

где  $B_{пр}$  – расход воды на производственные нужды, л/с;

$B_{хоз}$  – расход воды на санитарно-бытовые нужды, л/с;

$B_{пож}$  – расход воды на пожаротушение, л/с.

Расход воды на производственные нужды определяется по формуле

$$B_{пр} = \sum \frac{q_n N_n K_r K_n}{t 3600},$$

где  $q_n$  – удельный расход воды на производственные нужды, л

$N_n$  – число производственных потребителей (машин, установок и др.) в наиболее загруженную смену;

$K_r$  – коэффициент часовой неравномерности водопотребления, принимаемый равным 1.5-3,0;

$t$  – учитываемое число часов работы в смену;

$K_n$  – коэффициент на не учтенный расход воды, принимаемый равным 1,2  $K_{ч}$  – коэффициент часовой неравномерности потребления воды

$t_{см}$  – число часов в смену = 8 ч

$$B_{пр} = \frac{1200 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{3600 \cdot 8} = 0,075 \text{ л/с}$$

Секундный расход воды на санитарно-бытовые нужды определяется по формуле:

$$B_{хоз} = \frac{q_x \cdot n_p \cdot k_r}{t \cdot 3600} + \frac{q_g \cdot n_g}{t_g \cdot 60} = \frac{10 \cdot 10 \cdot 2}{8 \cdot 3600} + \frac{30 \cdot 4}{0,45 \cdot 3600} = 0,1$$

где  $q_x$  – бытовое потребление воды, одним работником;

$n_p = 10$  чел. – количество работников в максимальную смену;

$k_r = 2$  – коэффициент часовой неравномерности водопотребления;

$q_g = 30$  – расход воды, л, на одного рабочего, пользующегося душем;

$t_g = 0,45$  ч. – продолжительность работы душевой установки;

$n_g = 4$  чел. – число пользующихся душем (до 40% от работающих в смену).

Расход воды на пожаротушение принимается  $B_{пож} = 10 \text{ л/с}$ .

Для временного водопровода диаметр рассчитывается без учета расхода воды на пожаротушение по формуле:

$$Q_{расч} = 0,5 (Q_{пр} + Q_{хоз} + B_{пож}) = 0,5 (0,075 + 0,1 + 10) = 5,08 \text{ л/с}$$

Диаметр трубопровода для временного водопровода:

$$D = 2 \sqrt{\frac{B_{расч} \cdot 1000}{\pi \cdot v}}$$

$v$  – скорость движения воды по трубам (1,5-2,0 м/с)

$$D = 2 \sqrt{\frac{5,08 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 65,68 \text{ мм}$$

Принимаем диаметр труб 70 мм.

В связи с тем, что в заводских условиях возможно выпустить только пожарные гидранты с минимальным диаметром 100 мм, исходя из этого, принимаем диаметр трубы 100 мм. Но для временного водопровода это нецелесообразно, а диаметр временного водопровода рассчитывать без учета расхода

воды на пожаротушения по формуле сообразно. Поэтому гидранты рекомендуется проектировать на постоянной

$$:B_{расч.} = 0,5 \times (B_{пр.} + B_{хоз.})$$

$$B_{расч.} = 0,5 \times (0,075 + 0,1) = 0,08 \text{ л/с}$$

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,08 \cdot 1000}{3,4 \cdot 1,5}} = 8,2 \text{ мм}$$

Окончательно принимаем диаметр труб 15 мм.

### Расчёт потребностей строительства в электроэнергии

Расчёт временного электроснабжения делаем по установленной мощности потребителей электроэнергии на время ее максимального расхода. Расчет нагрузок по заданной мощности электроприемников и коэффициенту спроса производят по формуле:

$$P_p = \alpha (\Sigma P_c \cdot k_{1c} / \cos \varphi + \Sigma P_T \cdot k_{2c} / \cos \varphi + \Sigma P_{о.в.} \cdot k_{3c} + P_{о.н.}),$$

где  $\alpha$  - коэффициент, учитывающий потери в сети в зависимости от протяженности проводов, сечения кабеля и т.п.,  $\alpha = 1,05 - 1,1$ ;

$P_c$  – силовая мощность потребителя электроэнергии  $k_c$ , кВт;

$P_T$  – технологическая мощность потребителя электроэнергии  $k_c$ , кВт;

$P_{о.в.}$ ,  $P_{о.н.}$  – мощность внутреннего и наружного освещения, кВт;

$\cos \varphi$  - коэффициент спроса и мощности, 0,75-0,85;

$k_{ci}$ -коэффициенты спроса, зависящие от числа потребителей.

$$P_p = 1,1 \cdot \left( \frac{0,2 \cdot 321}{0,5} + \frac{0,5 \cdot 874}{0,6} + \frac{0,35 \cdot 245}{0,4} + 120 \cdot 1 + 36 \right) = 1349,82 \text{ кВт}$$

Значение коэффициентов спроса  $k_c$  и мощности  $\cos \varphi$  для стройплощадки

№ п/п	Группа потребителей электроэнергии	$k_c$	$\cos \varphi$
1	Кран башенный	0,7	0,5
2	Экскаваторы с электроприводом	0,5	0,6
3	Сварочные трансформаторы СТЭ 34 мощность 408 кВА	0,35	0,4
4	Освещение	1	1

Таблица 18

Мощность электродвигателей машин и механизмов

№ п/п	Наименование потребителя	Марка	Мощность, кВт
1	Башенные краны с поворотной платформой	КБК-160.2	321
2	Экскаваторы с		874

	электроприводом		
3	Сварочные трансформаторы СТЭ 34 мощность 408 кВА		245
4	Освещение Внутреннее Наружное	ПЗС-45	120 36

Таким образом для временного электроснабжения строительной площадки наиболее выгодным является применение инвентарной передвижной комплексной трансформаторной подстанции глубокого ввода 35/0,4 кВ (габариты: LxВ - 12,97 м x 4,50 м)

### Расчет ТЭП стройгенплана

1. Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями:  
 $F_1=588,06$  м<sup>2</sup>
2. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями  
 $F_2=134$  м<sup>2</sup>
3. Протяженность временных дорог - 98 п.м
4. Протяженность водопровода – 52 п.м
5. Протяженность осветительной линии – 48 п.м
6. Коэффициент компактности застройки определяется по формуле:

$$K_{к.з.} = \frac{F_1}{F_{стр}} \cdot 100\% , \langle 1$$

где  $F_1$  – площадь, занимаемая постоянными строящимся зданиями;

$F_{стр}$  – площадь строительной площадки.

$$K_{к.з.} = \frac{588,06}{9306,83} \cdot 100\% = 7\%$$

7. Коэффициент застройки  $K_3$ , %, определяется по формуле:

$$K_3 = \frac{F_2}{F_1} \cdot 100\% , \langle 1$$

где  $F_2$  – площадь, занимаемая временными зданиями и сооружениями;

$F_1$  – площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями

$$K_3 = \frac{134}{588,06} \cdot 100\% = 23\%$$

## 7. Экономический раздел

Экономическая часть проекта характеризует конечный результат разработки проекта.

Исходные данные для экономической части проекта:

Проектируемое здание – Жилой дом переменной этажности (10-12 эт.) на 66 квартир;

Район строительства – г. Пенза

Фундаменты – свайные;

Стены – кирпичные;

Перекрытия – сборные железобетонные;

Полы:

Жилые этажи – стяжка, линолеум

Число этажей – 10-12

Общая площадь – 3586,1 м<sup>2</sup>;

Строительный объем здания – 18256 м<sup>3</sup>;

Показатель сметной стоимости (цена) является одним из важных, характеризующий эффективность проектного решения и определяющий суммы денежных средств (инвестиций) на проект. Цена работ является предметом торгов (тендеров), ведение переговоров с заказчиком, подрядчиком, инвестиционных конкурсов, является основанием для заключения договора, финансирования, расчета и т. д. Таким образом, достоверность определения сметной стоимости имеет первостепенное значение для всех сторон.

Экономическая часть характеризует конечный результат разработки проекта. Для определения сметной стоимости проектируемого объекта: "Жилой дом переменной этажности (10-12 эт.) на 66 квартир в г. Пензе" разрабатывается следующая документация: локальные сметы, объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства.

Сводный сметный расчет, объектная и локальная сметы составляем на основании рабочих чертежей и в соответствии с МДС 81-35.2004 "Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации", стоимость строительных работ определяется в правилах, цены должны быть реализованы с 1 января 2001 г. сборники территориальных единичных расценок на строительные конструкции и работы (тер-2001), стоимость установки

оборудование и электропроводку, определенными в сборниках территориальных  
единичных расценок на монтаж оборудования (терм-2001).

### Локальная смета

Сметный расчёт в сумме: 8066,94063 тыс. руб

Составлена в ценах на 2001 год

№ п/п	Шифр и номер позиции норматива	Наименование работ и затрат, единица измерения	Количество	Стоимость единицы, руб			Общая стоимость, руб				Затраты труда, чел-ч	
				Всего	Эксплуатация	Материалы	Всего	Оплаты труда	Эксплуатация	Материалы	на единицу	всего
				Оплаты труда	в т.ч. оплаты труда				в т.ч. оплаты труда			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	ТЕР 01-01-036-2	Планировка бульдозером площадки строительства (грубая), (1000 м <sup>2</sup> )	2,3	32,35	5,13	-	74.45	-	11.79	-	0.38	0.095
2	ТЕР 01-01-003-7	Разработка грунта в отвал экскаватором обратная лопата с ёмкостью ковша 0.5 м <sup>3</sup> в котлован	1.02	2304.864.64	243.68	-	2350.89	65.93	248.55	-	8.3	1.05
3	ТЕР 01-01-013-7	Разработка грунта с погрузкой в автосамосвалы экскаваторами с ковшом вместимостью от 0,5 до 1 м <sup>3</sup> ,	0.278	3263.3372.38	368.94	3.25	65663.55	20.12	102.5653	0.9035	9.28	0.32

4	ТЕР 08-01-002-1	Устройство бетонной подготовки под фундаменты	32.29	.141.71 18.79	20.66 3.04	32.37	4552.89	606.72	667.11 98.16	1045.22	2.3	9.28
5	ТЕР 05-01-002-05	Погружение дизель-молотом копровой установки на базе экскаватора железобетонных свай длиной: до 12 м в грунты группы 1	191.6	355.31 26.68	20.92	68077.39	5111.9	4008.272	13043628	13043627.9	2.7	64.6 6
6	ТЕР 06-01-035-2	Устройство железобетонного монолитного ростверка	1.68	152247.75 4672.35	7070.35	814.6	255776.22	7849.54	1368.528	1368.528	516.46	108. 45
7	ТЕР 08-01-003-07	Гидроизоляция обмазочная в 2 слоя	2.5	2004.85 201.66	75.93	898.48	5012.12	504.16	2246.2	2246.2	21.2	6.6
8	ТЕР 1-02-061-1	Засыпка вручную траншей, пазух котлованов и ям, группа грунтов 1	6.58	647.82 647.82	-	-	4262.6556	4262.6556	-	-	88.5	72.7 9
9	ТЕР 01-02-005-1	Уплотнение грунта пневматическими трамбовками, группа грунтов: 1-2	6.58	378.06 106.88	203.72 30.58	-	2482.63	702.27	1340.47 201.6	201.26	12.53	10.3
10	ТЕР 07-05-001-04	Установка фундаментных блоков	1.6	11048.18 1164.2	7069.11 6792.3	2593.3	17677.08	1862.72	11310.57 10867.88	4149.28	129.8	25.9

1 1	ТЕ 08-02-001-3	Кладка наружных стен средней сложности при высоте этажа до 4 м (чердака)	356.6	911.94 49.47	31.1	821.44	325197.8	17641.002	11090.26	292925.504	5.66	252. 29
1 2	ТЕР 08-02-001-7	Кладка внутренних стен при высоте этажа до 4 м (чердака)	126.8	893.37 43.03	34.56 5.14	815.5	113279.6	5075.84	4382.6 667.2	103405.4	5.21	82.5 7
1 3	ТЕР 08-02-001-03	Кладка наружных стен средней сложности при высоте этажа до 4 м (1-10 этажи)	2065.03	911.94 49.47	31.1	821.44	1883183.4	102157.3	64222.43	1696298.24	5.66	1461 .08
1 4	ТЕР 08-02-001-7	Кладка внутренних стен при высоте этажа до 4 м (1-10 этажи)	1350.86	893.37 43.03	34.56 5.14	815.5	1206817.6	58170.3	46685.3 6943.42	1101626.33	5.21	879. 74
1 5	ТЕР 08-02-001-3	Кладка наружных стен средней сложности при высоте этажа до 4 м (11-12 этажи)	287.38	911.94 49.47	31.1	821.44	262073.13	14216.68	8937.518	236065.427	5.66	203. 32
1 6	ТЕР 08-02-001-7	Кладка внутренних стен при высоте этажа до 4 м (11-12 этажи)	197.36	893.37 72.09	27.05 4.32	605.51	176315.5	14227.68	5338.58 852.59	119503.454	5.21	128. 53
1 7	ТЕР 08-02-002-5	Кладка перегородок в 1/2 кирпича неармированных при высоте этажа до 4 м (1-10 этажи), м3	17.8	11643.33 1228.23	355.1 55.49	10060	207251.274	21862.494	6320.7 987.72	179068	143.99	320. 37

1 8	ТЕР 08-02-002-5	Кладка перегородок в 1/2 кирпича неармированных при высоте этажа до 4 м (11-12 этажи), м3	3.05	11643.33 1228.23	355.1 55.49	10060	35512.16	3746.1	1083.05 169.24	30683	143.99	54.8
1 9	ТЕР 07-05-030-06	Укладка плит лоджий	0.6	18571.3 5213.3	12026.25 1846.67	1332.04	11142.78	3127.98	7215.5 1108.002	799.224	574.77	43.1 1
2 0	ТЕР 08-01-003-3	Гидроизоляция стен горизонтальная в 2 слоя	1.21	6058.96 201.61	75.93	898.28	7331.46	733	1086.919	1086.9188	20.1	3.04
2 1	ТЕР 07-01-021-1	Укладка перемычек, массой до 0,7 т	32.72	4967.5 888.6	3131.58 328.59	2022.19	162536.6	29074.99	102465.29 10751.46	66166.0568	96.75	395. 7
2 2	ТЕР 07-05-014-02	Установка лестничных маршей в многоэтажных жилых зданиях	0.24	10845.66 1715.1	4194.73 633.56	488.77	2602.95	411.62	1006.73 152.05	117.3048	282.03	7.05
2 3	ТЕР 07-05-014-4	Установка лестничных площадок в многоэтажных жилых зданиях	0.24	11101.38 2374.53	5757.6 892.08	317.08	2664.33	569.88	1381.82 214.09	76.0992	241.92	6.04
2 4	ТЕР 07-05-011-5	Укладка плит покрытия и в многоэтажных зданиях	0.35	8760.96 1923.59	2448.52 352.49	3276.08	3066.33	67325.6	856.98 123.37	1146.628	207.06	9.05

2 5	ТЕР 07-05-011-6	Укладка плит покрытия и в многоэтажных зданиях	0.2	14236.11 2985	4344.71 613.04	5049.11	2847.22	597	868.94 122.06	1009.822	313.88	7.84
2 6	ТЕР 07-05-011-5	Укладка плит перекрытия в многоэтажных зданиях площадью до 5 м2	5.44	8760.96 1923.59	2448.52 352.49	3276.08	47659.62	10464.5	13319.94 1917.54	17821.8752	207.06	140. 8
2 7	ТЕР 07-05-011-6	Укладка плит перекрытия в многоэтажных зданиях площадью до 10 м2	0.24	14236.11 2985	4344.71 613.04	5049.11	3416.66	716.4	1042.7 147.2	1211.7864	313.88	9.41
2 8	ТЕРм 03-05-001-03	Лифт пассажирский со скоростью движения кабины до 1 м/с: грузоподъемностью 1000 кг, количество остановок 12, высота шахты 44 м	1	35220.63 20025.39	3156.5 447.3	2016	35220.63	20025.39	3156.5 447.3	2016	1694	211. 75
2 9	ТЕР 12-01-002-7	Устройство кровли из 3х слоёв кровельных рулонных материалов на битумной мастике	5.88	4159.6 246.47	234.42 4.46	4.46	3789.69	24458.44 1449.24	1378.38 26.22	26.2248	26.22	19.2 1
3 0	ТЕР 12-01-017-01	Устройство цементно-песчаной стяжки под кровлю толщиной 40 мм	5.88	1270 235.18	237.48 21.86	831.92	7467.6	2382.85	1396.38 128.53	4891.6896	27.22	20
3 1	ТЕР 12-01-014-2	Утепление покрытий керамзитом	58.8	221.82 23.71	32.34 3.83	171.7	13043.01	1394.15	1901.59 225.05	10095.96	3.04	22.3 4

3 2	ТЕР 12-01-015-1	Устройство пароизоляции оклеечной в 1 слой	5.88	1738.1 164.59	80.36 2.43	1540	10220.03	967.78	472.51 14.22	9055.2	17.51	12.8 6
3 3	ТЕР 10-01-034-8	Установка оконных блоков из ПВХ профилей	4.41	167042.11 1498.6	352.83 63.97	17436.6	736655.7	6608.82	1555.98 282.1	76895.406	149.16	77.1 9
3 4	ТЕР 10-01-039-1	Установка дверных блоков в жилых зданиях	9.79	24381.06 1171.06	1330.09 202.22	2918.94	238690.57	11464.67	13021.58 1979.73	28576.4226	104.28	127. 61
3 5	ТЕР 15-02-016-3	Штукатурка поверхностей известковым раствором по камню,	102.32	1993.68 806.9	102.77 62.04	1136.05	203993.33	82562	10515.42 6347.93	116240.636	85.84	1097 .89
3 6	ТЕР 15-02-015-2	Окраска фасадов с лесов и люлек, силикатная,	22.49	1442.98 623.93	80.02 50.55	758	32452.62	14032.18	1799.64 1136.86	17047.42	68.79	193. 38
3 7	ТЕР 15-01-080-03	Устройство наружной теплоизоляции зданий с тонкой штукатуркой по утеплителю	25.3	36231.95 7184.89	6138.27 406.57	406.57	916668.33	181777.71	155298.3 10286.22	33771,336	376.33	1266 .3
3 8	ТЕР 11-01-036-1	Устройство покрытий полов из линолеума	40.04	7683.28 390.12	54.53 4.03	7481.5	307638.53	15620.4	2183.38 161.36	33771,337	42.4	214. 12
3 9	ТЕР 11-01-011-03	Устройство стяжек: бетонных толщиной 20 мм	40.04	1340 317.07	44.24 14.73	1127.07	53653.6	12695.48	1771.36 589.78	33771,338	40.65	203. 6

Итого прямые затраты по смете: 8066940.63 719532.18 332412.68 56948.94 17166495.3

Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) на 66 квартир в г. Пензе  
(наименование стройки)

**Объектная смета**

на строительство Жилого дома переменной этажности (10-12 эт)  
на 66 квартир в г. Пензе

(наименование объекта)

Сметная стоимость : 12097,51тыс.руб.

Средства на оплату труда : 920,432 тыс. руб.

Расчетный измеритель единичной стоимости 1 м<sup>2</sup> 3,37 тыс.руб

Составлена в ценах на 2001 г.

№	Номера смет и расчетов	Работы и затраты	Сметная стоимость, тыс. руб.				Средства на оплату труда, тыс. руб.	Показатели единичной стоимости
			СМР	оборудования, мебели, инвентаря	прочих затрат	всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	Локальная смета	Общестроительные работы	8931,58	1071,78	89,31	10092,67	786,042	2,8
		Санитарно-технические работы						
2.	Укрупненные показатели	Отопление	553,75	66,45	5,54	625,74	48,73	0,17
3.	—*—	Вентиляция	634,14	76,09	6,34	716,57	55,80	0,19
4.	—*—	Внутренний водопровод	107,17	12,86	1,07	121,1	9,43	0,03
5.	—*—	Канализация	120,58	14,47	1,2	136,25	10,61	0,04
6.		<b>Итого по санитарно-техническим работам</b>	<b>1415,64</b>	<b>169,87</b>	<b>14,15</b>	<b>1599,66</b>	<b>124,57</b>	0,44
7.		Накладные расходы – 128 % от ФЗП	159,45			159,45		
8.		Сметная прибыль – 83 % от ФЗП	103,39			103,39		
9.		<b>Всего по</b>	<b>1678,48</b>	<b>169,87</b>	<b>14,15</b>	<b>1862,5</b>	<b>124,57</b>	0,52

		<b>санитарно-техническим работам</b>						
10	Укрупненные показатели	Электроосвещение здания – 1,25 % от гр.8 «Общестроительные работы»	111,64	13,39	1,11	126,15	9,82	
11		Накладные расходы – 105 % от фонда заработной платы (ФЗП)	10,31			10,31		
12		Сметная прибыль – 60 % от ФЗП	5,89			5,89		
13		<b>Всего по освещению:</b>	<b>127,84</b>	<b>13,39</b>	<b>1,11</b>	<b>142,35</b>	<b>9,82</b>	0,04
14		<b>Всего по объекту</b>	<b>10737,9</b>	<b>1255,04</b>	<b>104,57</b>	<b>12097,51</b>	<b>920,432</b>	3,37

**Сводный сметный расчет стоимости строительства**

Сводный сметный расчет в сумме: 15995,05 тыс. руб.

В том числе возвратных сумм 52,104 тыс. руб.

Составлен в ценах 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	Сметный расчёт 2	<b>Глава 1. Подготовка территории строительства</b>  1. Отвод территории строительства в % стоимости	-	-	37,74	37,74
	Сметный расчёт 3	2. Подготовка территории строительства в % стоимости:	-	-	188,72	188,72

		<b>Итого:</b>	-	-	<b>226,46</b>	<b>226,46</b>
2	Объектная смета	<b>Глава 2. Основные объекты строительства</b> Объектная смета	10737,9	1255,04	104,57	12097,51
3	Сметный расчёт 1	<b>Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения</b>	429,52	50,20	4,18	483,9
		<b>Итого:</b>	<b>11167,4 2</b>	<b>1305,24</b>	<b>108,75</b>	<b>12581,41</b>
4	Сметный расчёт 4	<b>Глава 6. Наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации и газоснабжения</b>	469,03	54,82	4,56	528,42
6	Сметный расчёт 5	<b>Глава 7. Благоустройство и озеленение территории</b>	558,37			558,37
		<b>Итого по гл. 1 -7 :</b>	<b>12194,8 3</b>	<b>1360,06</b>	<b>339,77</b>	<b>13894,66</b>
7.	Сметный расчёт 6	<b>Глава 8. Временные здания и сооружения</b>	304,87	34	8,49	347,36
		<b>Итого:</b>	<b>12499,7</b>	<b>1394,06</b>	<b>348,26</b>	<b>14242,02</b>
8	Сметный расчёт 7	<b>Глава 9. Прочие работы и затраты</b>	187,49	20,91	5,22	213,63
		1. Дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время				
		2. Затраты на аккордную плату труда рабочих	212,49	23,69	5,92	242,1
		3. Затраты, связанные с подвижным характером	462,48	51,58	12,88	526,95

		работ				
		<b>Итого:</b>	<b>13362,1 6</b>	<b>1490,24</b>	<b>372,28</b>	<b>15224,7</b>
	Сметный расчёт 8	<b>Глава 12. Проектные и изыскательские работы для типовых объектов:</b>	400,86	44,7	11,17	456,74
		<b>Итого:</b>	<b>13763,0 2</b>	<b>1534,94</b>	<b>383,45</b>	<b>15681,43</b>
		<b>Резерв средств</b>				<b>313,62</b>
		<b>Всего по объекту</b>				<b>15995,05</b>
		<b>Возвратные суммы</b>				<b>52,104</b>

Для перевода стоимости в цены 2017 года умножим полученное число на поправочный коэффициент:

$$15995,05 \times 5,74 = 91811,587 \text{ тыс. руб}$$

**Расчёт эксплуатационных затрат.**

1. Плата за содержание и ремонт помещения (годовые):

$$17,9 \times 3586,1 \times 12 = 770294,28 \text{ руб/год}$$

2. Затраты на отопление : тариф: 1581,82 руб. за 1 м<sup>2</sup>; норма потребления 0,0113

$$0,0113 \times 3586,1 \times 1581,82 = 64099,98 \text{ руб/год}$$

3. Затраты на ГВС : тариф: 119,78 руб. за 1 м<sup>2</sup>; норма потребления 3,8

$$119,78 \times (S_{\text{кв}}/18) \times 3,8 \times 12 = 1088175,74 \text{ руб/год}$$

4. Затраты на ХВС : тариф: 23,71 руб. за 1 м<sup>2</sup>; норма потребления 5,32

$$23,71 \times 199,9 \times 5,32 \times 12 = 302577,91 \text{ руб/год}$$

5. Затраты на ВВ: тариф: 15,26 руб. за 1 м<sup>2</sup>; норма потребления 9,12

$$15,26 \times 9,12 \times 199,9 \times 12 = 333843,87 \text{ руб/год}$$

6. Затраты на электроэнергию : тариф: 3,13 руб.; норма потребления 50

$$3,13 \times 50 \times 199,9 \times 12 = 375412,2 \text{ руб/год}$$

7. Затраты на капитальный ремонт : тариф: 6,9 руб. за 1 м<sup>2</sup>;

$$6,9 \times 3586,1 \times 12 = 296929,08 \text{ руб/год}$$

8. Газоснабжение тариф: 62 руб.;  $62 \cdot 199,9 \cdot 12 \text{ мес.} = 148725,6 \text{ руб./год.}$

9. Затраты на домофон тариф: 15 руб.  $15 \cdot 66 \cdot 12 \text{ мес.} = 11880 \text{ руб./год.}$

10. Затраты на хозяйственный свет тариф: 0,27 руб.:  $0,27 \cdot 3586,1 \cdot 12 \text{ мес.} = 11618,96 \text{ руб./год.}$

11. Затраты на вывоз ТБО тариф: 13 руб.;  $13 \cdot 199,9 \cdot 12 \text{ мес.} = 31184,4 \text{ руб./год.}$

12. Затраты на интернет и кабельное телевидение тариф: 450 руб.;  $450 \cdot 45 \cdot 12 \text{ мес.} = 243000 \text{ руб./год.}$

Всего: 3677742,02 руб./год

### Экономическая оценка проектного решения

Стоимость строительства  $K_t = 115164,36 \text{ тыс. руб.}$

Расчетный период времени  $t = 1,5 \text{ года}$

Срок реализации инвестиционного проекта  $T = 3 \text{ года}$

Норма дисконта  $E = 10,25 \%$

Текущие затраты  $Z_t = 0$

Год реализации	Количество квартир	Общая площадь	Цена за 1 м <sup>2</sup> , тыс	Выручка от реализации, млн. руб.	Непроданная площадь
0-1	12 одноком.	386,62	41450	16,025399	3199,48
1-2	12 одноком.	386,62	41450	16,025399	2812,86
2-3	22 двухком.	1677,24	37300	62,561052	1135,62
3-4	20 трехком.	1135,62	35200	45,633280	0

### Расчет чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 10,25\%$ )

Год существования проекта	Результаты Тыс. руб	Затраты $Z_t$ , в том числе		Разница между результатами и затратами млн., руб	Коэффициент дисконтирования	Чистый дисконтированный поток доходов по годам проекта млн., руб	ЧДД Нарастающим итогом тыс., руб
		Капитальные вложения млн., руб	Текущие затраты млн., руб				

$t$	$R_t$	$K_t$	$Z_t$	$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{(R_t - Z_t)}{(1+E)^t}$	
1	16025,399	80608,052	0	-64582,65	0,907	-58576,46	- 58576,4
2	16025,399	34556,308	0	-18530,91	0,823	-15250,93	- 43325,4
3	62561,052	-	0	62561,052	0,746	46737,68	4412,28
4	45633,280		0	45633,280	0,677	30893,73	28481,4 5

Расчет коэффициента дисконтирования:

$$\eta_1 = \frac{1}{(1 + 0,1025)^1} = 0,907$$

$$\eta_2 = \frac{1}{(1+0,1025)^2} = 0,823$$

$$\eta_3 = \frac{1}{(1 + 0,1025)^3} = 0,746$$

$$\eta_4 = \frac{1}{(1 + 0,1025)^4} = 0,677$$

### Расчет внутренней нормы доходности

Необходимо рассчитать чисто дисконтированный доход при новой норме  $E_2 = 11,25\%$ . Расчет коэффициента дисконтирования:

$$\eta_1 = \frac{1}{(1 + 0,1125)^1} = 0,899$$

$$\eta_2 = \frac{1}{(1 + 0,1125)^2} = 0,808$$

$$\eta_3 = \frac{1}{(1 + 0,1125)^3} = 0,726$$

$$\eta_4 = \frac{1}{(1 + 0,1125)^4} = 0,653$$

Год сущ ест вов ани я про ект а	Результаты млн, руб	Затраты $Z_t$ , в том числе		Разница между результата ми и затратами млн., руб	Кoeffи фици ент дискон тирован ия	Чистый дискон тирован ный поток доходов по годам проекта млн., руб	ЧДД Нарас таю щим итогом млн., руб
		Капитал ьные вложени я млн., руб	Экс плуатаци онные издержки млн., руб				

$t$	$Rt$	$Kt$	$\Xi t$	$(R_t - 3_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{(R_t - 3_t)}{(1+E)^t}$	
1	16025,399	80608,052	0	-64582,65	0,899	-58059,8	-58059,8
2	16025,399	34556,308	0	-18530,91	0,808	-14972,97	-43086,8
3	62561,052	-	0	62561,052	0,726	45419,32	2332,52
4	45633,280		0	45633,280	0,653	29798,53	27446,01

$$E_{\text{вн}} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \cdot \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1} = 10,25 - 28481,45 \cdot \frac{11,25 - 10,25}{27446,01 - 28481,45} =$$

37,75%;

$E_{\text{вн}}$  представляет собой ту норму дисконта, при которой величина приведенной разности результата и затрат равна приведенным капитальным вложениям.  $E_1$  – первоначальное значение;  $\text{ЧДД}_1$  – значение при  $E_1$ ,  $\text{ЧДД}_2$  – значение при  $E_2$ .

По результатам расчета чисто дисконтированного дохода построен график жизненного цикла инвестиций проекта для того что бы определить срок окупаемости проекта

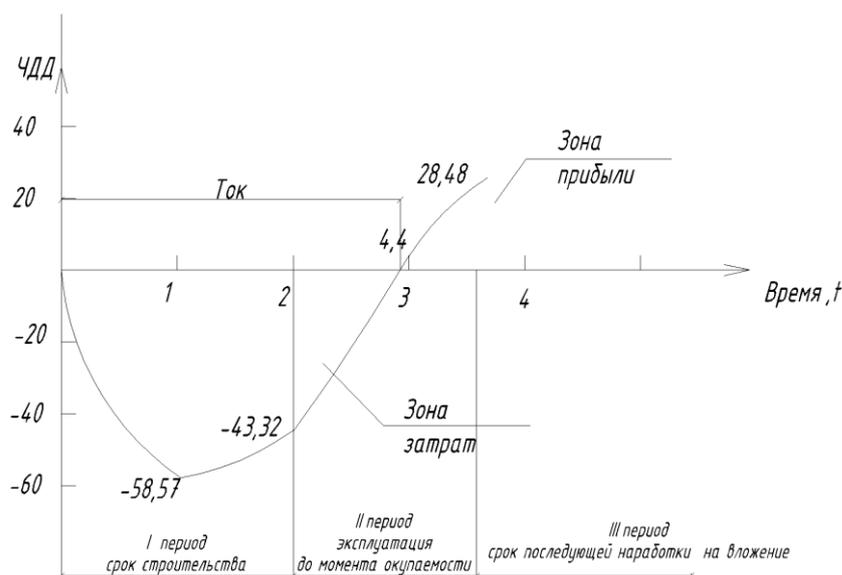


Рисунок 12. Графи жизненного цикла объекта

Срок окупаемости ( $T_{\text{ок}}$ ) определяем графически по графику жизненного цикла объекта

$T_{ок} = 2$  год 9 месяцев

Таблица 16.

Технико-экономические показатели объекта строительства.

№ п/п	Наименование показателей	Единица измерения	Количество	Примечание
1	2	3	4	5
<b>I. Показатели объемно-планировочных решений</b>				
1.	Общая площадь на одну квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	54,33	3589,1/66
1	2	3	4	5
2.	Жилая площадь на одну квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	31,18	2058,48
3.	Площадь летних помещений на одну квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	5,03	332,6/66
4.	Площадь вне квартирных помещений на одну квартиру в среднем	м <sup>2</sup>	15,63	1031/66
5.	Общая площадь, приходящаяся на одну лестничную клетку (лифтовую группу)	м <sup>2</sup>	299,1	3589,1/12
6.	Отношение жилой площади к общей площади (планировочный)*	K <sub>1</sub>	0,57	2058,48/3589,1
7.	Отношение строительного объема к общей площади (объемный)	K <sub>2</sub>	5	18256/3586,1
8.	Площадь земельного участка, приходящаяся на 1 м <sup>2</sup> общей площади		0,14	512,86/3589,1
<b>II. Показатели сметной стоимости строительства</b>				
1.	На 1 м <sup>2</sup> общей площади	тыс. руб.	32,11	115164,36/3586,1
2.	На 1 м <sup>2</sup> жилой площади	тыс. руб.	55,94	115164,36/2058,48
3.	На квартиру в среднем	тыс руб.	1744,91	
4.	Чистый дисконтированный доход	млн. руб.		28,48

### 8. Вопросы экологии и безопасность жизненной деятельности

Вопросами безопасности труда рабочих и строителей занимается ПОС, безопасность обеспечивается: ограждением территории и опасных зон при производстве строительного-монтажных работ; строительством дорог (тротуаров, проездов и переходов) и соблюдением правил внутрипостроечного движения; размещением и безопасной эксплуатации строительных машин и механизмов; хозяйственно-питьевым и противопожарным водоснабжением; электроснабжением и электрооборудованием (рабочего и аварийного) освещения складских помещений, проходов, проездов, временных зданий и рабочих зон; устройством складов для временного хранения материалов и конструкций; устройством административных санитарно-бытовых помещений, пунктов

питания, здравпункта; устройством противопожарной сигнализации; вывешиванием знаков безопасности.

Исходными материалами при решении в ПОС вопросов по безопасности труда и санитарно-гигиеническому обслуживанию работающих являются: СП 12-135-2003 «безопасность в строительстве», СП 48.13330.2011. «Организация строительства»

### **8.1 Ограждение территории строительства**

Территория строительной площадки должна быть выделена на местности ограждением:

- защитно-охранным, предназначенным для предотвращения несанкционированного доступа в местах с опасными и вредными производственными факторами и обеспечения сохранности материальных ценностей;
- защитным, предназначенным только для предотвращения доступа посторонних лиц на участки с опасными производственными факторами;
- сигнальным, предназначенным для оповещения о границах территорий и участков с опасными и вредными производственными факторами.

Ограждения должны быть сборно-разборные с типовыми элементами, соединениями и детальными креплениями.

Высота панелей для защитно-охранных (с козырьком и без козырька) ограждений территории строительных площадок - 2 м, для защитных (без козырька) ограждений строительной площадки составляет 1,6 м, то же с козырьком - 2 м, для защитных ограждений зоны производства работ - 1,2 м.

Высота стоек сигнальных ограждений-0,8 м. Козырьки и тротуары ограждений изготавливаются в виде отдельных панелей прямоугольной формы с длиной, кратной длине панелей ограждения. Панели козырька должны перекрывать тротуар и выходить за его край со стороны движения транспорта на 50... 100 мм,

Ширина тротуара не менее 1,2 м. тротуары ограждений, расположенных на участках примыкания строительной площадки к улицам и проездам, должны иметь перила, установленные на стороне движения. Уклон козырька для стока воды 20°.

Работающих в опасной зоне людей обеспечивают надлежащей защиты и инструктируют по безопасности производства работ в данной сфере.

Помимо ограждения опасных зон, обозначаются подписями, ограждение строительной площадки, которое находится на расстоянии 8-10 м от строительной площадки со стороны движения пешеходов и транспортных

средств. Ограждение строительной площадки производится из железобетонных плит высотой 2 м.

### **Устройство дорог**

Перед началом работ на строительной площадке необходимо построить подъездные пути и внутриплощадочные дороги, обеспечивающие свободный и безопасный доступ транспортных средств ко всем строительным объектам, складским, административно-бытовым помещениям, столовым и медицинским центрам.

Самой выгодной схемой внутриплощадочных дорог - является кольцевая. Безопасное дорожное движения на строительной площадке обеспечивается: выбором типа дорожного полотна, в зависимости от климатических и гидрогеологических условий, трафика, типов машин и объемов строительства;

Трассировка дорог с минимальных приближений к складам (0,5.. 1,0 м), подкрановые пути (6,5.. 12,5 м в зависимости от вылета стрелы крана), защитным ограждением стройплощадки (не менее 1,5 м), На краю котлованов и траншей (вне опасной зоны);

Ширина проезжей части временных дорог в зависимости от количество полос (одной полосы движения - 3,5 м, двух полосных - 6 м) и наличия площадки для разгрузки (ширина 6 м, длина от 12 до 18 м); диапазон ширины и радиусов закругления дорожного полотна на поворотах в зависимости от длины транспортных средств (панелевозов не менее 12 м);

Временные дороги могут быть следующих типов: грунтовые профилированные, грунтовые улучшенной конструкции, с твердым покрытием из сборных инвентарных плит, укладываемых на песчаный подстилающий слой.

Грунтовые профилированные дороги расположены на участке с наибольшей интенсивностью движения (до 3 автомашин в час в одном направлении) при хороших гидрогеологических условиях. Грунтовые дороги при значительных нагрузках улучшают, укрепляя их проезжую часть гравием, шлаком, щебнем и др.

Скорость движения транспортных средств вблизи мест производства работ не должна превышать 10 км/ч, на прямых участках и 5 км/ч на поворотах.

### **Складирование материалов и конструкций**

Складирование материалов, конструкций и оборудования должно обеспечивать безопасность ведения погрузочно-разгрузочных работ, исключить самопроизвольное смещение, просадку, осыпание, раскалывание, смятие и раскатывание складироваемых объектов.

На строительной площадке для временного хранения материалов и конструкций организуются открытые, полужакрытые и закрытые склады. Площадки складирования должны иметь уклон в пределах 2°...5° для отвода дождевых и поверхностных вод, подсыпку щебнем или песком слоем 5- 10 см.

В зоне действия грузоподъемных механизмов площадки складирования должны выделяться защитным ограждением. Открытые приобъектные склады устраивают около зданий и сооружений с разбивкой на зоны действия монтажных кранов, с указанием мест хранения сборных элементов, приемки раствора и бетона, размещения монтажной оснастки и средств подмащивания.

При складировании сборных элементов и других штучных деталей удобство и безопасность работ обеспечиваются:

- способом укладки деталей в штабелях с учетом их устойчивости и удобства их отпуска с помощью подкладок и прокладок, расположенных в одной вертикальной плоскости;

- формированием и маркировкой штабелей из однородных деталей с учетом допустимой по условию прочности и жесткости их высоты, при этом маркировка должна быть видна из прохода или проезда; разметкой границ штабелей и проходов между ними с учетом минимальной ширины прохода для рабочих (не менее 1 м);

- размещением у штабеля указателей со схемами безопасной строповки и технической характеристикой складироваемых изделий, а также с указанием марок изделий;

- размещением штабелей с более тяжелыми изделиями ближе к крану, а с более легкими - в глубине склада.

При складировании в отвалах песка, гравия, щебня и других сыпучих материалов безопасность работ обеспечивается:

- формированием отвала с углом естественного откоса, который сохраняется после каждого приема и отпуска материала;

- размещением отвалов с сыпучими материалами у бровок котлованов и траншей на безопасном расстоянии, обоснованном расчетом на устойчивость нагруженного откоса выемки.

### **Обеспечение электрической безопасности.**

Для защиты людей от поражения электрическим током в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.030-81 ССБТ "электробезопасность". Доступ в опасных зонах допускается только специальный персонал. Временную проводку выполняют на высоте не менее 2,5 м изолированного провода.

Рабочие с ручным электроинструментом работают в защитной одежде, перчатках и обуви. Пути башенного крана заземлены.

### **Вопросы пожарной безопасности**

Расположение производственных, складских и вспомогательных зданий и сооружений на строительной площадке делаются в соответствии с требованиями безопасности.

На территории 5 га и более предусматривается не менее 2 выходов. Ворота для выхода шириной не менее 4 м.

При производстве кровельных работ с площадью покрытия 1000 м<sup>2</sup> и более с применением горючего или трудно горючего утеплителя, на крыше для пожарных должно предусматривать строительство временного противопожарного водопровода и уголка пожарной безопасности

Сварочные и другие огнеопасные работы производится в соответствии с правилами пожарной безопасности. После окончания сварочных работ ответственный за проведение этих работ обязан обеспечить удаление из здания сварочных агрегатов в отдельном месте.

### **Земляные работы.**

Этот процесс очень трудоемкий , и безопасность во многом зависит от типа и способы их производства, условий местности, типа почвы и типа установки.

Основной причиной травматизма при выполнении земляных работ является обрушение грунта в процессе его разработки и последующих работах нулевого цикла, которые могут возникнуть:

- вследствие превышения нормативной глубины разработки выемки без креплений;
- неправильное устройство или отсутствие стабильности и прочности крепления стенок выемок;
- нарушения правил их разработки;
- отсутствие водоснабжения или устройства без учета геологических условий строительной площадки.

При производстве земляных работ травмы и несчастные случаи могут произойти в результате отсутствия или неправильного устройства в необходимых местах защитных ограждений и сигнализирующих устройств, несоблюдения правил работы возле опасных подземных коммуникаций. Они также могут возникать из-за недостаточной квалификации работников, машинистов, самопроизвольного перемещения землеройных машин, потери машинами устойчивости.

Для предотвращения опасности необходимо:

- до начала земляных работ в местах расположения действующих подземных коммуникаций должны быть разработаны и согласованы с организациями, эксплуатирующими эти коммуникации, мероприятия по безопасным условиям труда, а расположение подземных коммуникаций на участках, выделенных с помощью соответствующих знаков или подписей;

- для предотвращения обрушения склонов требуется грунт, извлеченный из котлована, размещать на расстоянии не менее 0,5 м от бровки выемки; допускать разработку грунта «подколом»; установить крепление откосов в соответствии с технической документацией;

- чтобы избежать падения людей необходимо обеспечить защиту с учетом требований нормативных документов; на ограждении необходимо устанавливать предупредительные знаки или подписи;

- перед допуском рабочих в котлованы или траншеи глубиной 1,3 м должно быть проверено крепление откосов и устойчивость стен.

### **Монтажные работы.**

Анализ причин травматизма при монтаже строительных конструкций показывает, что большинство несчастных случаев вызваны следующими причинами :

- обрушение (падение монтируемых конструкций; падением рабочих с высоты; )

- несовершенством или неисправным состоянием оборудования и электрических установок;

- несовершенством и ошибками при выборе монтажной оснастки (такелажные) и другие факторы (плохое освещение, плохая последовательность рабочих операций).

Технология монтажа имеет ряд особенностей, связанных с конструктивным решением возводимого объекта, что определяет выбор метода монтажа конструкций и методов механизации и предъявляются требования безопасного производства.

Во избежание опасности, рабочий должен полностью знать технологию выполнения работ, все работники должны быть ознакомлены с правилами техники безопасности. Сборные конструкции, вам нужно поднять их и очистить от грязи и льда, а во время подъема держать от раскачивания и вращения; ; нельзя допускать подтягивание сборных конструкций при установке их в проектное положение. При скорости ветра 10 м/с и более, установка вертикальных панелей прекращается. Приступая к работе на

высоте, работник должен обеспечить прочность и стабильность защитных и защитных устройств, а также удобство и безопасность транспортировки к рабочему месту.

Для работы монтажников применяют подвесные люльки, монтажные пояса, защитные каски и т.д. при выполнении сварочных работ используют подвесные подмости. Лестницы и скобы, применяемые для спуска (подъема) работающих на рабочие места, расположенные на высоте 5 м и более, оборудованы для закрепления предохранительного пояса. Переносные лестницы для подъема монтажника на высоту перед эксплуатацией необходимо испытать статической нагрузкой 1800 Н, приложенной к одной из ступеней в середине пролета лестницы. Лестницы испытываются: деревянные – каждые полгода, металлические – раз в год.

### **Каменные работы**

Выполнять кирпичную кладку каменщик должен только с подмостей или настила лесов, не вставая на стену.

Работы на стене могут выполняться только в том случае, если толщина стены в три кирпича и более; при этом следует обязательно применять предохранительные пояса и привязываться к устойчивым конструкциям.

Леса и подмости необходимо установить на очищенную ровную поверхность. Особое внимание следует обратить на опирание стоек трубчатых лесов на грунт. Для равномерного распределения давления под стойки перпендикулярно возводимой стене укладывают деревянные подкладки (одна подкладка под две стойки).

Настилы на лесах и площадках должны быть гладкими и не иметь трещин. Зазор между стеной строящегося здания и рабочим настилом платформы не должен превышать 5 сантиметров. Этот зазор необходим, чтобы, опустив отвес ниже подмостей, можно было проверить вертикальность возводимых стен.

За состоянием всех конструкций строительных лесов, включая состояние соединения, настилов и ограждений должно быть установлено систематическое наблюдение. Состояние лесов и подмостей ежедневно перед началом смены должен проверять мастер, руководящий соответствующим участком работ на данном объекте, и бригадир.

Укладка любого яруса стен выполняют, так чтобы уровень ее после каждого перемешивания составляла 15 см выше рабочего настила.

Одновременно со стенами в оконных проемах должны быть готовы к установке оконные блоки. В случаях, когда в процессе кладки дверные и оконные проемы не заполняют готовыми блоками, проемы необходимо закрывать инвентарными ограждениями.

Кладку карнизов, выступающих из плоскости стены более чем на 30 см, при отсутствии наружных лесов, необходимо выполнять с инвентарных выпускных подвесных лесов.

При строительстве навесов необходимо соблюдать следующие требования: первый ряд козырьков устанавливать на высоте не более 6 м от земли и оставлять его до возведения кладки стен на всю высоту; второй ряд козырьков устанавливать на высоте 6—7 м над первым рядом, а затем по ходу кладки переставлять через каждые 6—7 м. Защитные козырьки должны иметь ширину не менее 1,5 м и внешний угол подъема 20° к горизонту.

Без защитных козырьков можно вести строительство стен зданий с высотой не более 7 м, но на земле по периметру зданий должны быть ограждения на расстояние не менее 1,5 м

### **Охрана окружающей среды.**

Основной задачей этого раздела проекта является оценка экологии окружающей среды на местном уровне: воздух, акустика, благоустройство, эстетика, рекультивации и утилизации отходов.

#### **Охрана почвы.**

Одной из основных мер по защите почв является рекультивация внешних землях.

Рекультивация земель-это комплекс работ, направленных на восстановление продуктивности и народнохозяйственной ценности наружных земель и улучшение условий окружающей среды в соответствии с интересами общества.

Согласно ГОСТ 17.5.3.04-83, подлежат наружные земли всех категорий, а также прилегающие земельные участки, полностью или частично утратившие продуктивность в результате отрицательного воздействия внешних землях.

Для технического этапа рекультивации земель в зависимости от направления рекультивации земель должны быть выполнены следующие основные работы:

- черновую и чистовую планировку поверхности откосов, отвалов, засыпка нагорных, дренажные каналы, системы охлаждения и след склона;
- освобождение рекультивировано поверхности крупного мусора, промышленных (мусора), расчистка и мусора;
- строительство подъездных путей к рекультивируемым участкам;

- устройство при необходимости дренажной отводящей, оросительной сети и строительство других гидротехнических сооружений;
- создание и улучшение структуры рекультивируемого слоя, мелиорация токсичных пород и загрязненных почв, если возможна их засыпка слоем потенциально плодородных почв;
- создание при необходимости экранируемого слоя;
- покрытие поверхности потенциально плодородными слоями почвы.

В соответствии с Земельным кодексом РФ предприятия, организации, учреждения, осуществляющие промышленное или иное строительство, разрабатывающие месторождение полезных ископаемых открытым способом, а также производящие другие работы, связанные с нарушением почвенного покрова, обязаны снимать и хранить плодородный слой почвы в целях использования его для рекультивации земель и повышения плодородия малопродуктивных угодий.

Снятие плодородного и потенциально-плодородного слоев почв следует производить селективно. Плодородный слой почвы должен быть использован для землевания малопродуктивных угодий и биологической рекультивации земель.

Потенциально-плодородный слой почвы должен быть использован в основном для биологической рекультивации земель. Плодородный слой почвы, неиспользованный в ходе работ, должен быть сложен в бурты. Поверхность бурта и его откосы должны быть засеяны многолетними травами, если срок хранения плодородного слоя почвы может превышать 2 года. плодородный слой почвы может храниться в буртах в течении 20 лет.

## Список литературы

1. СП 50-13330-2012 «Тепловая защита здания».
2. СП 131-13330- 2012«Строительная климатология и геофизика»
3. СНиП 11-3-79\*\*\*. Нормы проектирования. Строительная теплотехника. - М.: Госстрой СССР, 1986.
4. СП 54.13330.2011 Здания жилые многоквартирные. Актуализированная редакция СНиП 31-01-2003
5. ГОСТ 21.101-79. Основные требования к рабочим чертежам. - М.: Издательство стандартов, 1980.
6. Кузнецов В.С. Железобетонные конструкции многоэтажных зданий: Учебное пособие. – М. : Издательство АСВ, 2013
7. СП 52-101-2003. – Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – М., 2005
8. ГОСТ 9561-91. Плиты перекрытия железобетонные многопустотные для зданий и сооружений.
9. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. – М., 2005
10. СП 52-102-204. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. Основные положения. – М., 2005
- 11.Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона. – М., 2005
12. Агафонкина Н . В Пособие по выполнению курсовой работы на тему : «Проект производства работ на возведение надземной части зданий» - Пенза . ПГУАС
13. ГЭСН – 2001 ,
- 14.Сборник ТЭР – 2001
- 15.Действующие единичные нормы и расценки (ЕНиР)
- 16.Организация, планирование и управление в строительстве: учеб. Пособие/ Н.А. Шлапакова, С.Ю. Глазкова, Т.Н. Чудайкина – Пенза: ПГУАС, 2015, 12,78 п.л.
- 17.Учебно-методическое пособие «Экономическая оценка проектного решения строительства здания. Шлапакова. Н.А, Глазкова .С.Ю –Пенза: ПГУАС, 2008

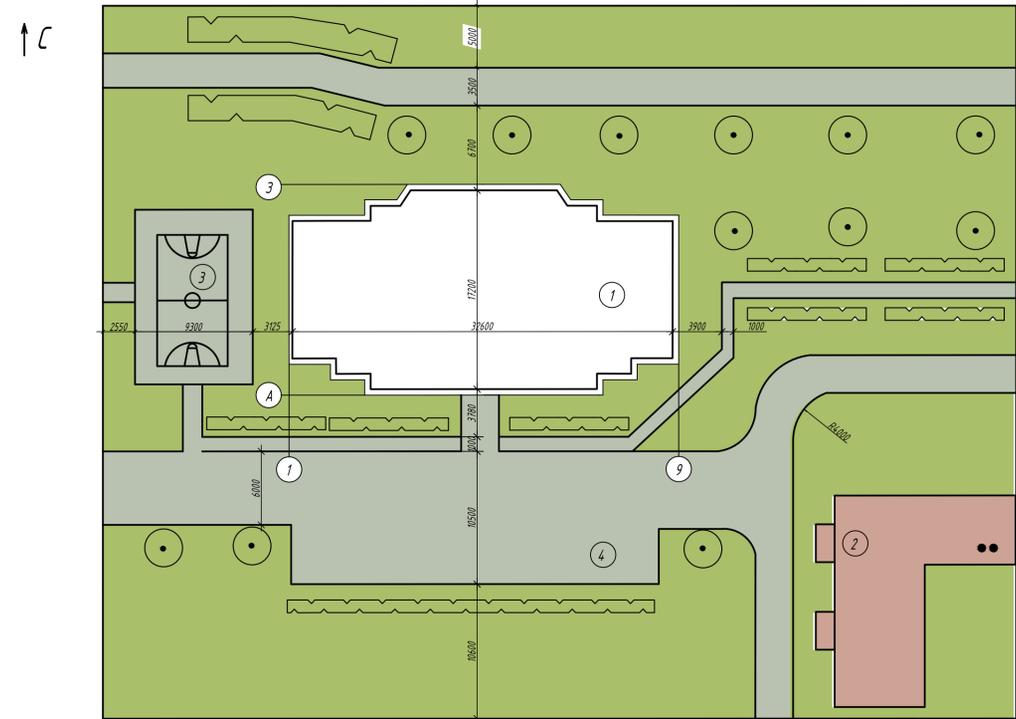
18. «Безопасность труда в строительстве» Коптев Д.В , Орлов Г.Г – М.  
2003

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

Фасад 1-9



Генеральный план



Экспликация зданий и сооружений

Поз.	Наименование
1	Проектируемое здание
2	Минимаркет
3	Спортивная площадка
4	Автостоянка

Условные обозначения

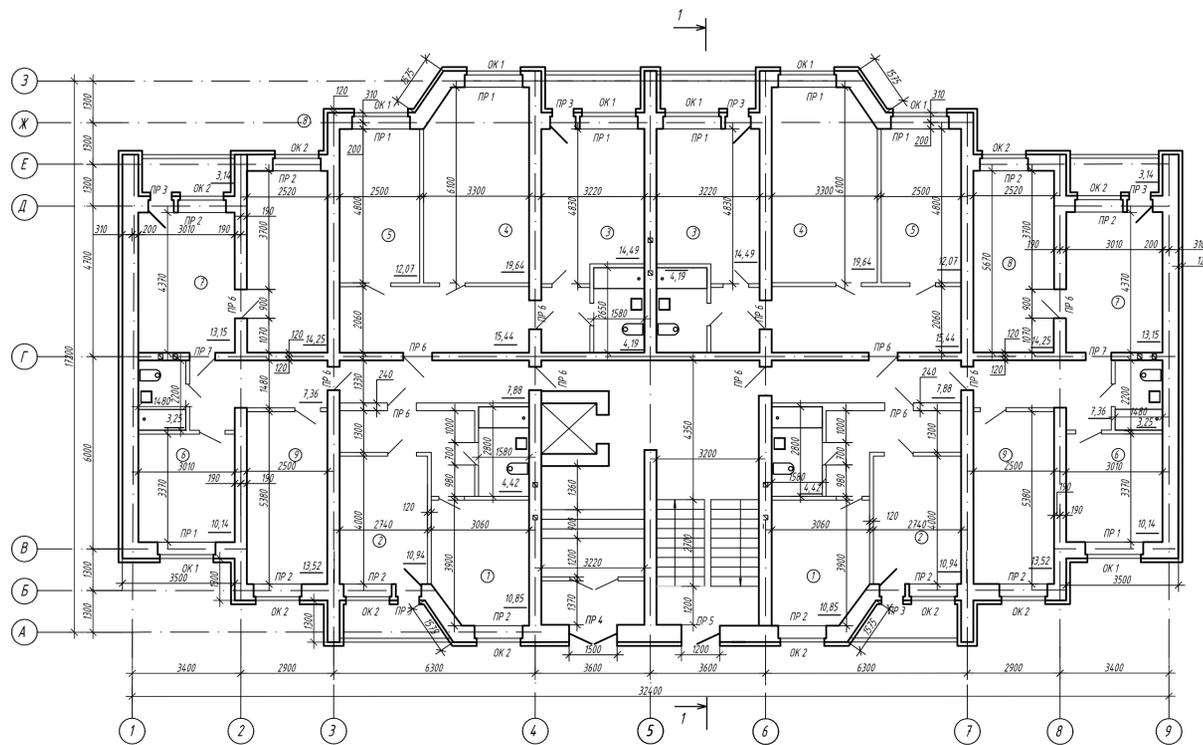
-  Проектируемое здание
-  Дерево
-  Кустарник
-  Клуба
-  Этажность
-  Пешеходные дорожки
-  Дороги
-  Баскетбольная площадка

ТЭП генплана

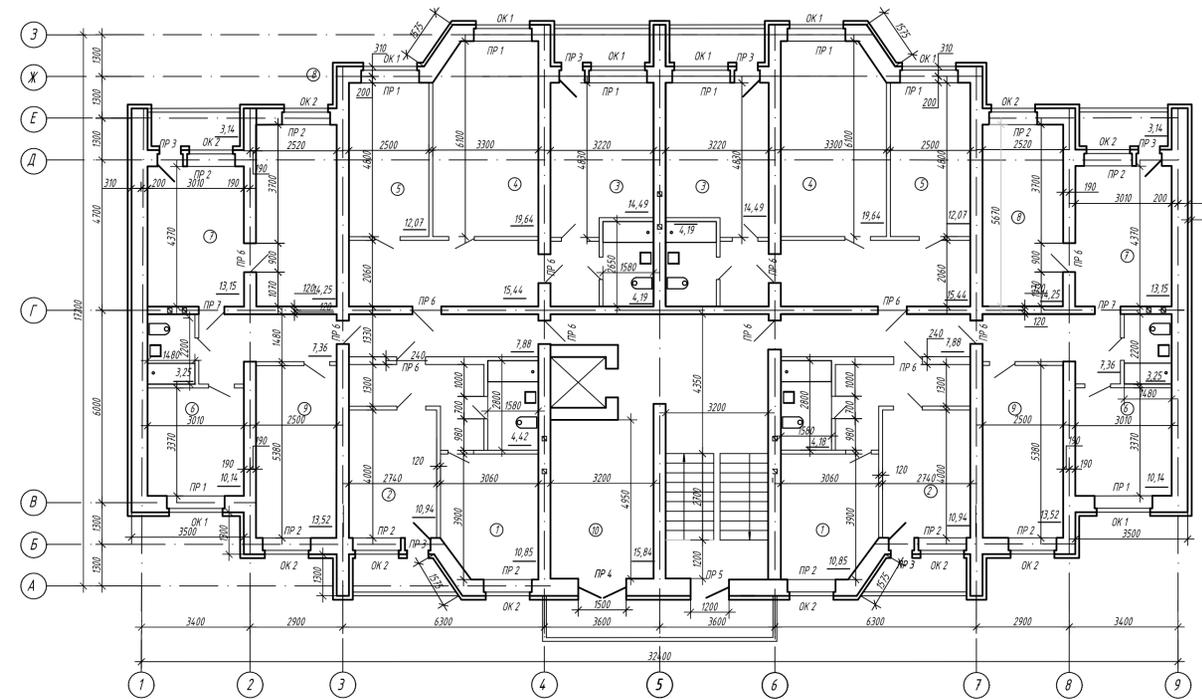
1. Площадь застройки - 588,06 м<sup>2</sup>
2. Площадь озеленения - 877,3 м<sup>2</sup>
3. Площадь участка - 1756,69 м<sup>2</sup>
4. Коэффициент озеленения, % - 50
5. Коэффициент застройки - 0,29

Заб. каф.	Ласьков Н.Н.			ВКР -2069059-08.03.01-130903-2017		
Руководитель	Артемьев Д.В.			Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) на 66 квартир в городе Пензе		
Архитектура	Гришкин А.В.			Архитектура		
Конструкция	Артемьев Д.В.			Статьи	Лист	Листов
ОлФ	Чикин А.Ф.			ВКР	1	8
ТосП	Курбанов Д.В.			Фасад, генплан, ТЭП генплана, условные обозначения		
Экономика	Сарычев А.И.			ПГУАС каф.СК		
Э и БЖД	Резниченко П.			гр. СТР 1-43		
Н. Констр.	Артемьев Д.В.					
Студент	Беловид Г.Д.					

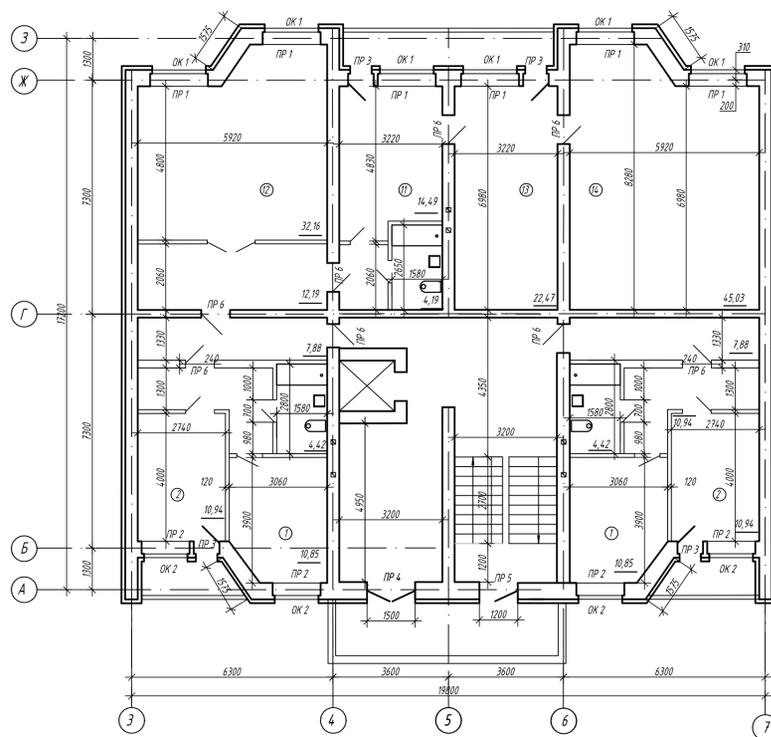
План на отм. 0,000



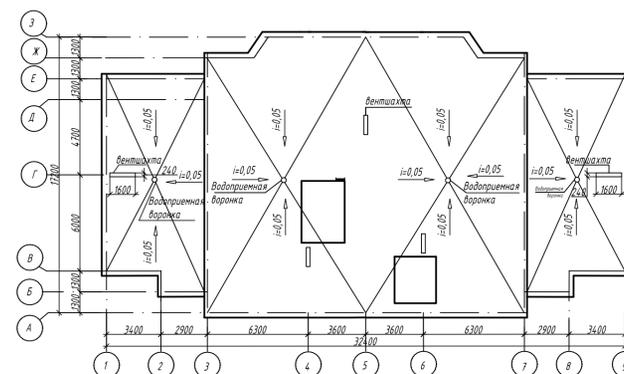
План на отм. +3,000



План на отм. +27,000



План кровли



Экспликация помещений

Номер помещения	Наименование	Площадь м <sup>2</sup>	Кат. пом.
<b>Однокомнатная квартира</b>			
1	Кухня	10,85	
2	Общая комната	10,94	
<b>Двухкомнатная квартира</b>			
3	Кухня	14,49	
4	Общая комната	19,64	
5	Спальная комната	12,07	
<b>Трехкомнатная квартира</b>			
6	Общая комната	10,14	
7	Кухня	13,15	
8	Спальная комната	14,25	
9	Спальная комната	13,52	
10	Лестничная клетка	15,84	
<b>Двухкомнатная квартира</b>			
11	Кухня	14,49	
12	Спальная комната	32,16	
13	Гостиная	22,47	
14	Спальная комната	45,03	

Заб. каф.	Лосев Н.								
Руководитель	Аврам Д. В.								
Архитектура	Гачкин А. В.								
Конструкция	Аврам Д. В.								
ОиФ	Чикин А. Ф.								
ТОСТ	Караев Д. В.								
Экономика	Савельев А. Н.								
НИИ	Аврам Д. В.								
Э и Б.К.Д.	Розинберг Л.								
Н. Констр.	Аврам Д. В.								
Студент	Витязев Е. Д.								

ВКР - 2069059-08.03.01-130903-2017

Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) в городе Пензе

Архитектура

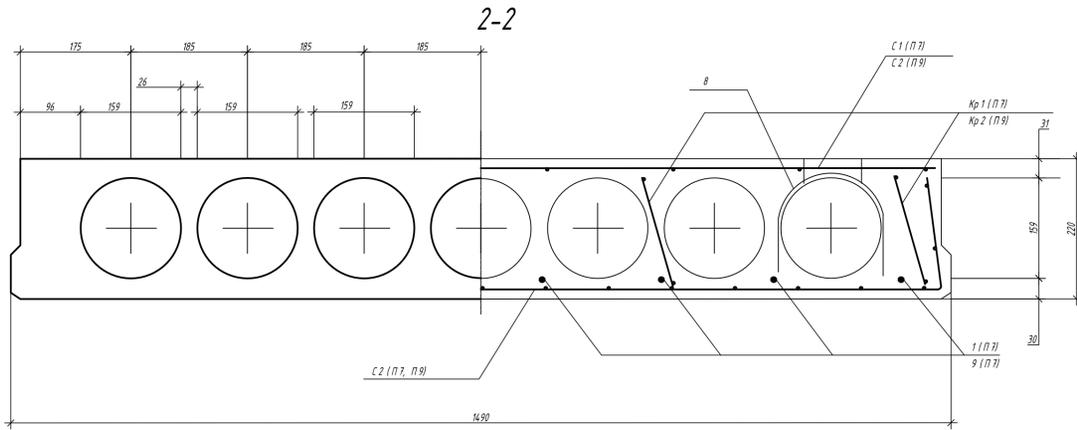
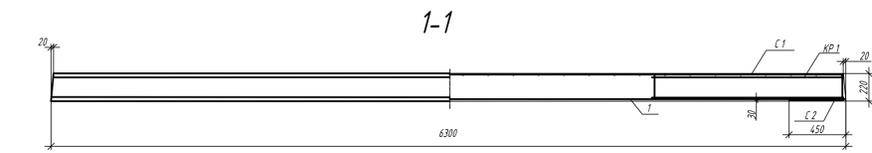
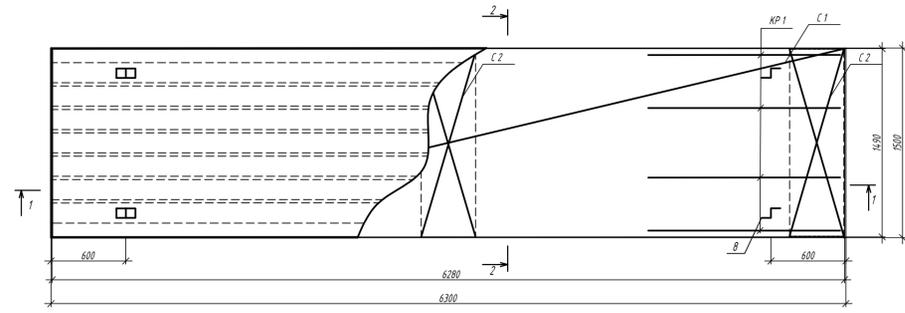
Студия ВКР 2 8

ПГУАС каф. СК гр. СТР 1-43

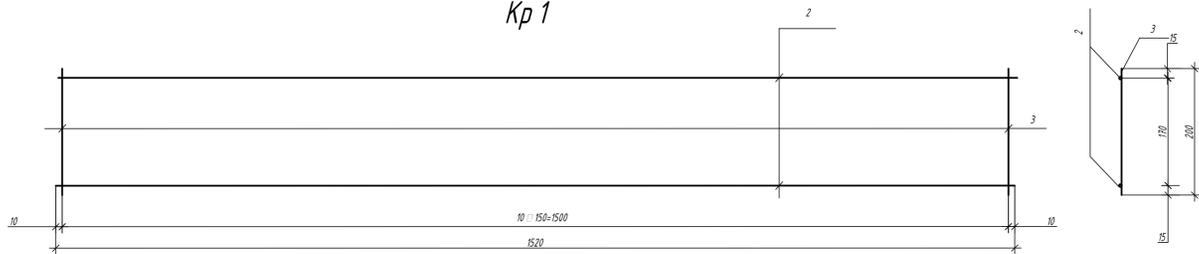
План на отм. 0,000; план на отм. 3,000; план на отм. 27,000; экспликация помещений, план кровли



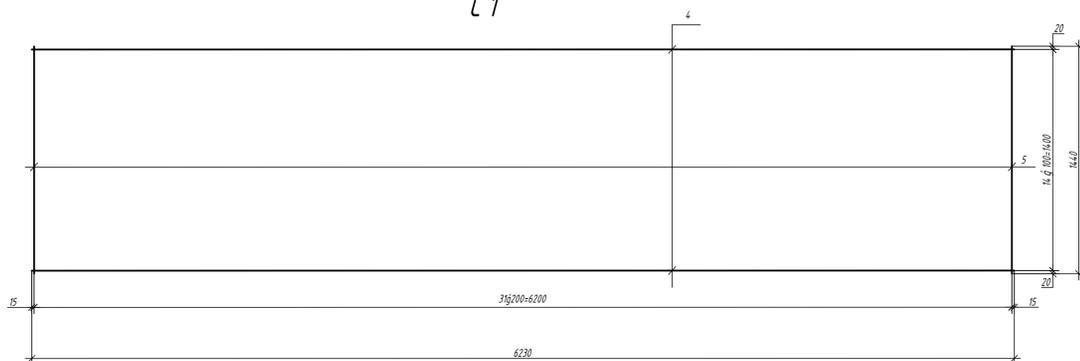
П 7. Опалубка. Армирование



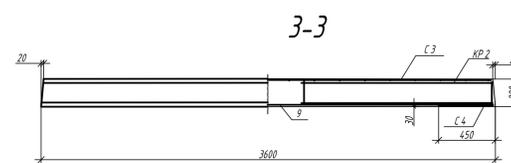
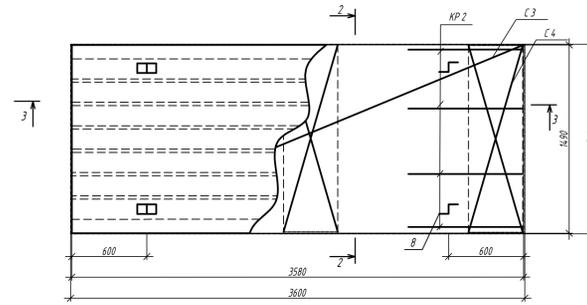
Кр 1



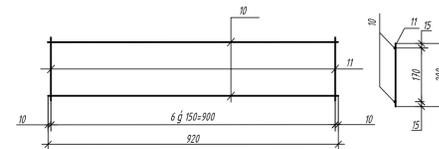
С 1



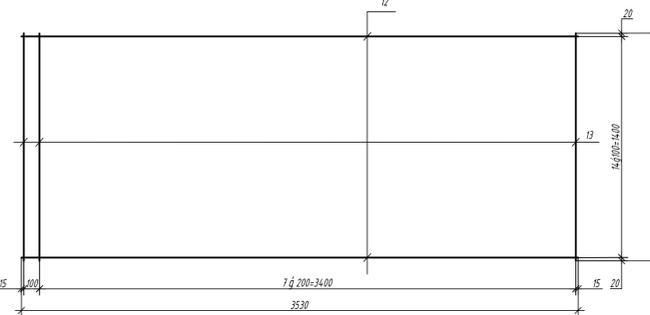
П 9. Опалубка. Армирование



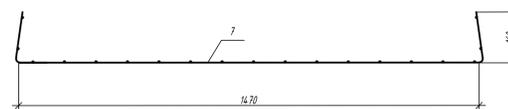
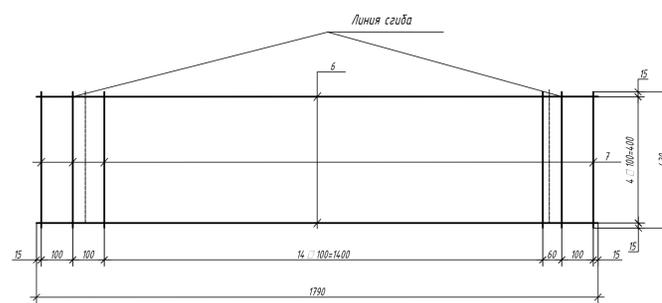
Кр 2



С 3



С 2(С 4)



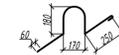
Спецификация плит П 7, П 9

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол во	Масса, кг	Примеч.
Плита П 7					
Сборочные единицы					
	Кр 1	Сварной каркас	1	4,18	
	С 1	Сварная сетка	1	26,56	
	С 2(С 4)	Сварная сетка	6	12,3	
Итого:				43,04	
Детали					
1	ГОСТ 5781-82 *	Ø8 А 800 l=6280	8	25,27	
8	ГОСТ 5781-82 *	Ø12 А 240 l=1140	4	5,16	
Кр 1					
2	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=1520	2	0,38	
3	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=200	11	0,28	
Итого:				4,18	
С 1					
4	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=1440	8	1,45	
5	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=6230	32	25,12	
Итого:				26,56	
С 2					
6	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=430	17	0,92	
7	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=1790	5	1,13	
Итого:				2,05	
				Бетон тяжёлый В 30	1,07 м³
Плита П 9					
	Кр 2	Сварной каркас	1	0,29	
	С 3	Сварная сетка	1	6,06	
Итого:					
Детали					
9	ГОСТ 5781-82 *	Ø8 А 800 l=3580	8	11,31	
8	ГОСТ 5781-82 *	Ø12 А 240 l=1140	4	4,04	
Кр 2					
10	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=920	2	0,17	
11	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=200	7	0,12	
Итого:				0,29	
С 3					
12	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=3530	15	4,87	
13	ГОСТ 6727-80 *	Ø4 В 500 l=1440	9	1,19	
Итого:				6,06	
				Бетон тяжёлый В 30	0,67 м³

Ведомость расхода стали, кг

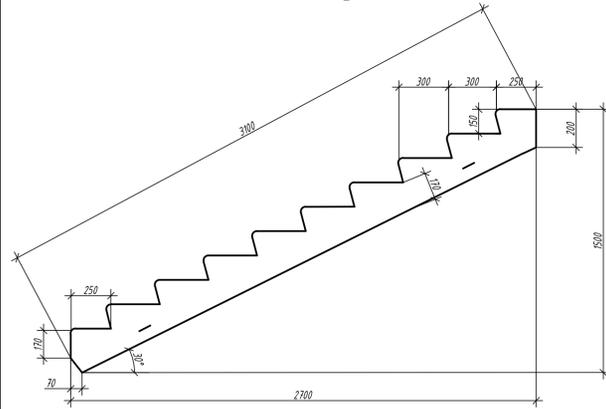
Марка эл.-та	Изделия арматурные			Общий расход
	Арматура класса			
	А 800	А 240	В 500	
	ГОСТ 5781-82 *		ГОСТ 6727-80 *	
	Ø8	Ø12	Ø4	
П 7	19,84	4,04	15,77	39,65
П 9	11,31	4,04	10,82	26,17
Итого:				65,82

Поз. 8

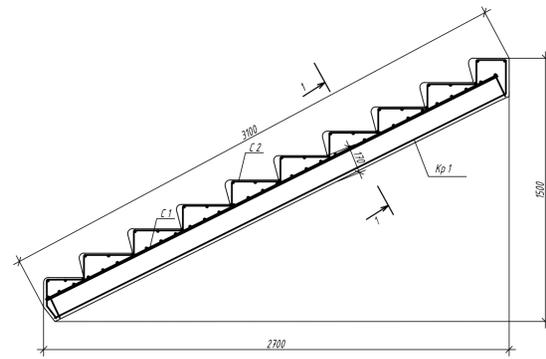


Зав. кар.	Ласько Н. Н.			ВКР - 2069059-08.03.01-130903-2017		
Руководитель	Артемьев И. В.			Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) в городе Пензе		
Архитектор	Гришкин А. В.			Конструкция: П 7, П 9	Лист	Листов
Конструктор	Артемьев И. В.					
ОиФ	Чемел А. Р.			ПГУАС каф. СК гр. СТР 1-43		
ТОСТ	Корота О. В.			Опалубка, армирование, каркасы, сетки, спецификация, ведомость		
Экономист	Сарфед А. И.					
НИР	Артемьев И. В.					
Э и Б.К.Д.	Резниченко П.					
Н. Контр.	Артемьев И. В.					
Студент	Ворожбит И.					

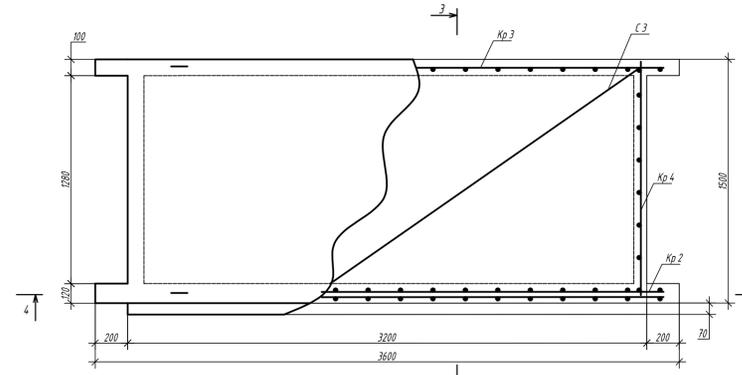
ЛМ. Опалубка



ЛМ. Армирование



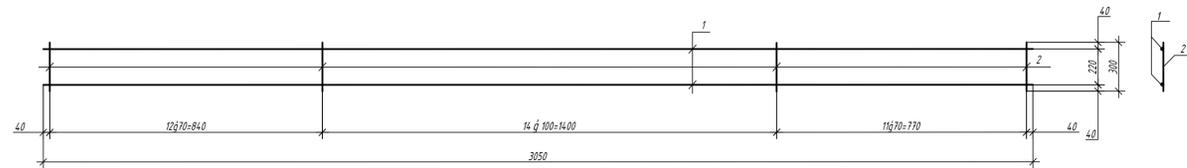
ЛП. Опалубка. Армирование



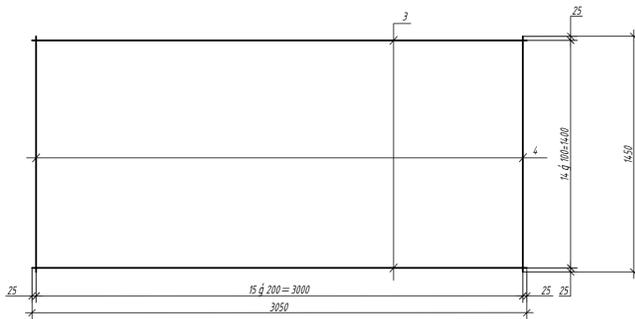
Спецификация лестничного марша ЛМ

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол во	Масса, кг	Примеч.
		ЛМ			
		Сборочные единицы			
	Кр 1	Сварной каркас	2	20,96	
	С 1	Сварная сетка	1	6,34	
		Итого:		27,3	
		Кр 1			
1	ГОСТ 5781-82 *	φ16 А 300 l=3050	2	9,62	
2	ГОСТ 6727-80 *	φ5 В 500 l=150	40	0,864	
		Итого:		10,48	
		С 1			
3	ГОСТ 6727-80 *	φ4 В 500 l=3050	15	4,21	
4	ГОСТ 6727-80 *	φ4 В 500 l=1450	16	2,13	
		Итого:		6,34	
		Бетон тяжёлый В 30	1,46		м <sup>3</sup>
		ЛП			
	Кр 2	Сварной каркас	2	18,7	
	Кр 3	Сварной каркас	1	7,33	
	С 3	Сварная сетка	1	24,08	
	С 4	Сварная сетка	1	2,79	
		Итого:		52,9	
		Кр 2			
5	ГОСТ 6727-80 *	φ10 А 240 l=3550	1	2,78	
6	ГОСТ 5781-82 *	φ14 А 300 l=3550	1	5,46	
7	ГОСТ 6727-80 *	φ5 В 500 l=310	25	1,11	
		Итого:		9,35	
		Кр 3			
8	ГОСТ 6727-80 *	φ10 А 240 l=3550	1	2,78	
9	ГОСТ 5781-82 *	φ12 А 300 l=3550	1	4,01	
10	ГОСТ 6727-80 *	φ5 В 500 l=150	25	0,54	
		Итого:		7,33	
		С 3			
11	ГОСТ 6727-80 *	φ8 В 500 l=3150	10	12,44	
12	ГОСТ 6727-80 *	φ8 В 500 l=1340	22	11,64	
		Итого:		24,08	
		С 4			
13	ГОСТ 6727-80 *	φ4 В 500 l=3180	4	1,6	
14	ГОСТ 6727-80 *	φ4 В 500 l=450	21	1,19	
		Итого:		2,79	
		Бетон тяжёлый В 30	1,94		м <sup>3</sup>

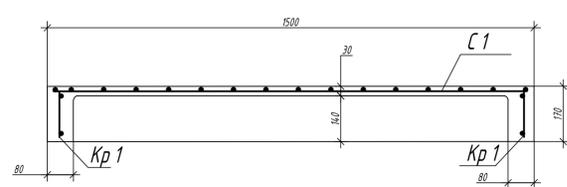
Кр 1



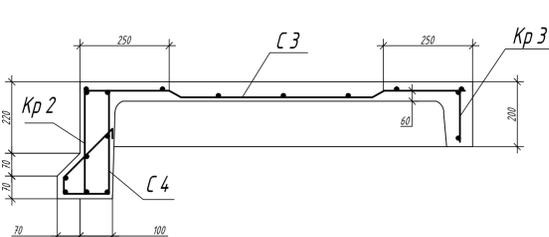
С 1



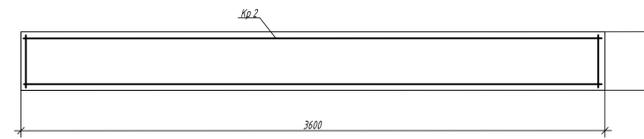
1-1



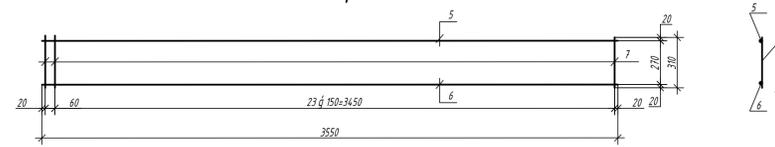
3-3



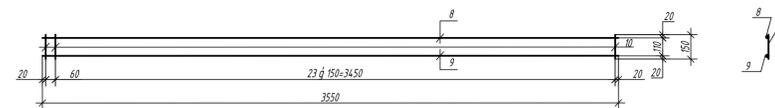
4-4



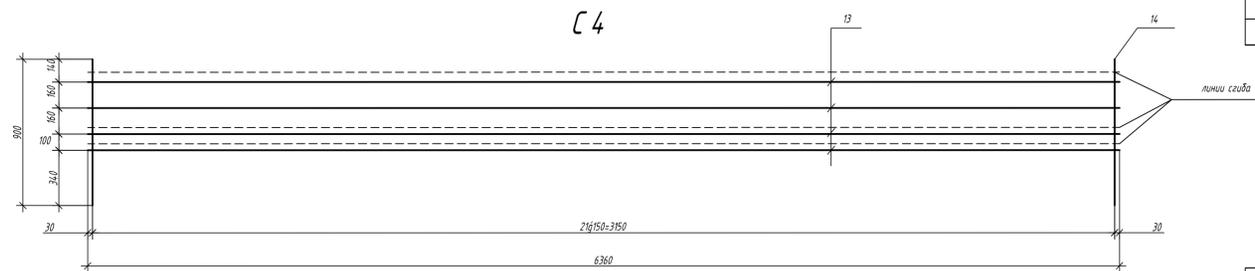
Кр 2



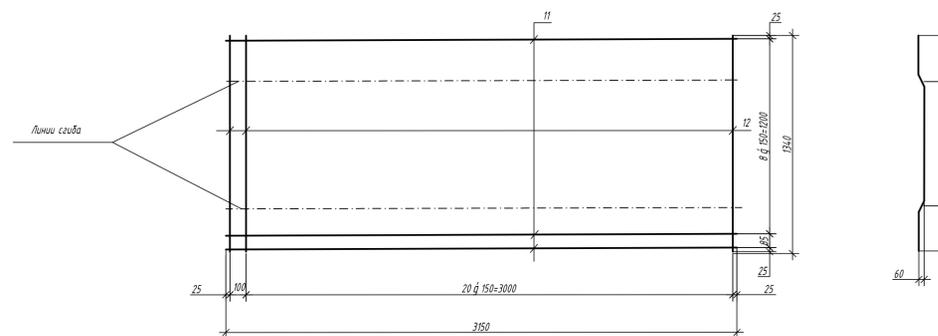
Кр 3



С 4



С 3



Ведомость расхода стали, кг

Марка эл.-та	Изделия арматурные						Общий расход	
	Арматура класса							
	А 300			В 500				
	ГОСТ 5781-82 *			ГОСТ 6727-80 *				
	φ16	φ14	φ12	φ10	φ8	φ5	φ4	
ЛМ	19,24	-	-	-	-	1,72	6,34	27,3
ЛП	-	10,92	4,01	8,34	22,04	2,76	2,79	50,86

Монтажные петли, сварная сетка С 3, сварной каркас Кр 4 условно не разрабатывались

Зав. каф.	Лазиков Н.И.							
Руководитель	Артемьев А.В.							
Архитектор	Григорьев А.В.							
Конструктор	Артемьев А.В.							
Одобр.	Чичков А.Ф.							
ТОСП	Карапов В.Ф.							
Экономист	Сидорин Н.И.							
ИИР	Артемьев А.В.							
Э и БКЭ	Резниченко Л.							
Н. Констр.	Артемьев А.В.							
Ступеньки	Виноградов Г.И.							

ВКР-2069059-270800-130903-2017

Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) в городе Пензе

Конструкция: ЛМП

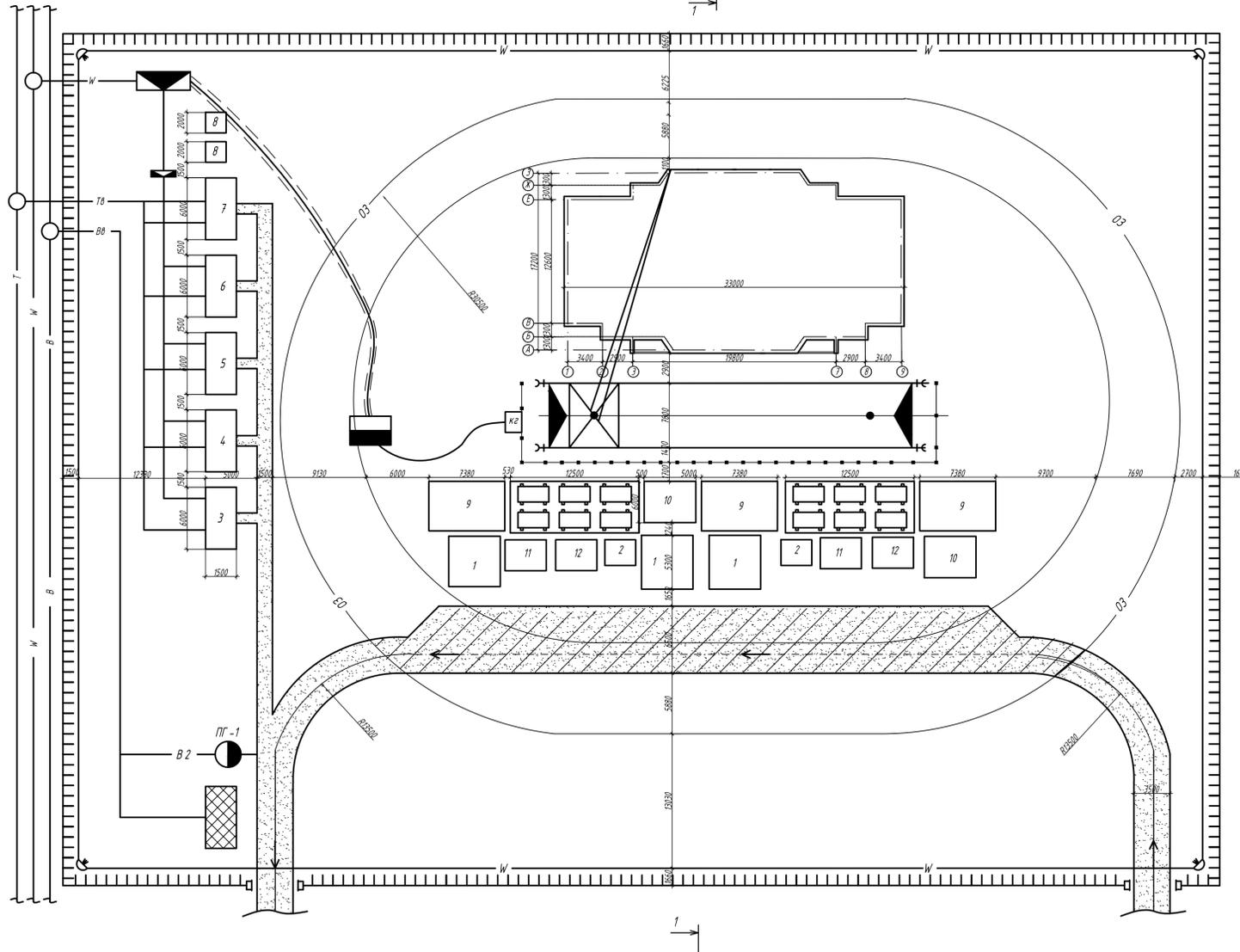
Опалубка, армирование, каркасы, сетки, спецификация, ведомость

Лист 5 из 8  
ПГУАС каф. СК  
гр. СТР 1-43

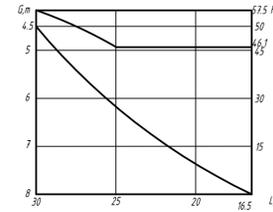




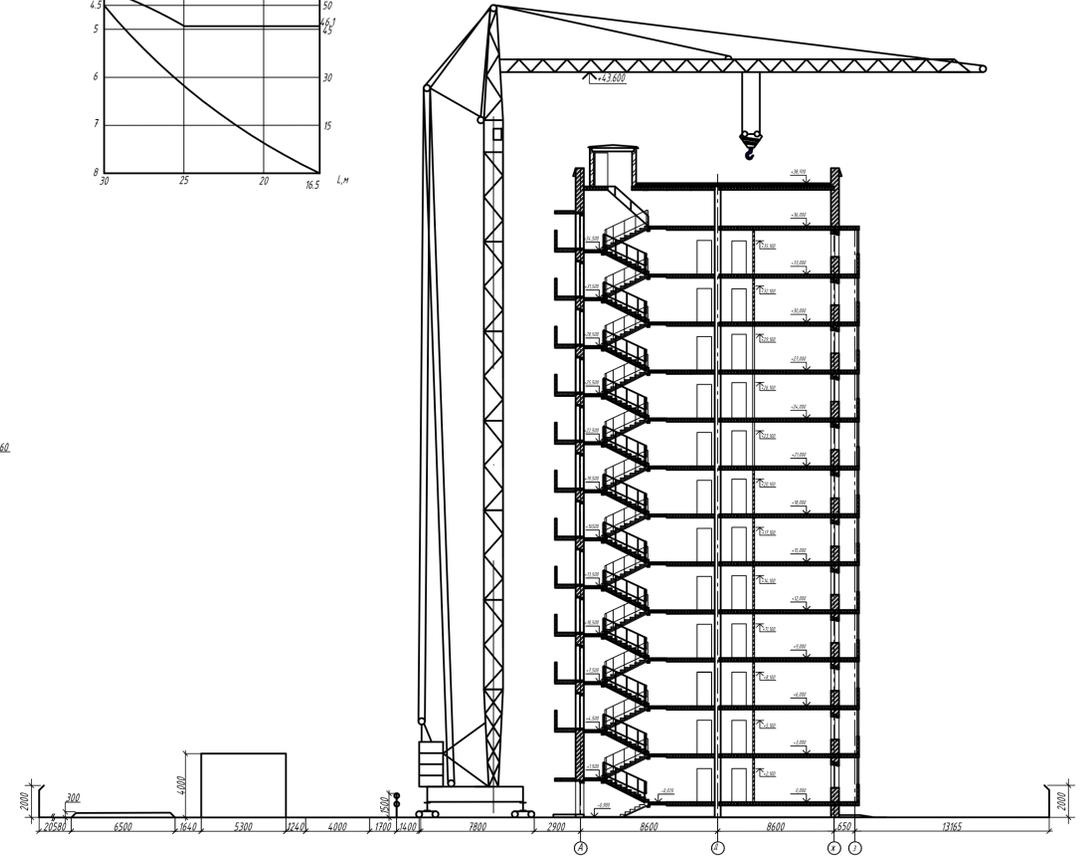
Стройгенплан



Грузовая характеристика крана КБК-160.2



1-1



Указания по производству работ:

1. На момент выполнения строительного устройства площадки строительства
- 1.1 Выполнена ограждение площадки
- 1.2 Отсыпана внутриплощадочная дорога
- 1.3 Установлены бытовые помещения
- 1.4 Установлен дашенный кран КБК
2. Работы по кирпичной кладке наружных стен выполняются в следующем порядке:
  - 2.1 Разметка мест устройства стен, дверных проемов и закрепление их на перекрытии
  - 2.2 Натяжение причального шнура
  - 2.3 Подача и раскладывание кирпича
  - 2.4 Расстиление и разравнивание кладочного раствора
  - 2.5 Укладка строительного кирпича
  - 2.6 Проверка правильности выложенной кладки
  - 2.7 Укладка сборных железобетонных перемычек над дверными и оконными проемами

ТЭП СГП:

1. Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями - 588,06 м<sup>2</sup>.
2. Площадь застройки временными зданиями и сооружениями - 134 м<sup>2</sup>.
3. Протяженность временных дорог - 98 п.м.
4. Протяженность водопровода - 52 п.м.
5. Протяженность осветительной сети - 48 п.м.
6. Коэффициент компактности застройки - Ккз = 7%
7. Коэффициент застройки - Кз = 23%

Условные обозначения

O3	ограждение опасной зоны		трансформаторная подстанция
W	постоянная электросиловая линия		распределительный щит
V	постоянный водопровод		пожарный гидрант
T	постоянная тепловая сеть		прожектор
BV	временный водопровод		временная дорога
TB	временная тепловая сеть		Место складирования лестничных маршей
B2	противопожарный водопровод		Место складирования плит перекрытий и покрытий
	подключение с существующим сетям		Место складирования перемычек
	ограждение территории		Место складирования кирпича
	дашенный кран		Место складирования лестничных площадок
	контрольный груз		Площадка для мытья колес
	рубильник		стоянка крана

Экспликация временных зданий и сооружений

№	Наименование	Тип	Размеры в плане, м <sup>2</sup>	Кол-во
1	Закрытый склад		5,3*5	3
2	Закрытый склад		2,5*3	2
3	Прорабская	контейнер	3*6	1
4	Помещение для обогрева, отдыха, принятия пищи	контейнер	3*6	1
5	Гардеробная	контейнер	3*6	1
6	Душевая, умывальная	контейнер	3*6	1
7	Сушильная	контейнер	3*6	1
8	Биотуалет		2*2	2

Зад. каф.	Виталий Н.И.			ВКР-2069059-08.03.01-130903-2017		
Руководитель	Ирина В.В.			Жилой дом переменной этажности (10-12 эт) на 66 квартир в городе Пензе		
Архитектор	Евгений А.В.			Технология и организация строительного процесса		
Конструктор	Ирина В.В.			Стандарт	Лист	Листов
Инж.	Николай А.В.			ВКР	8	8
ТОСП	Корень П.В.			Спроектирован, раздел, экспликация, условные обозначения, ТЭП СГП, указания по производству работ		
Экономист	Светлана И.И.			ПГУАС каф. СК		
НИР	Ирина В.В.			гр. СТР 1-43		
Э и БЖД	Рябенко П.П.					
Н. Констр.	Ирина В.В.					
Студент	Варшава Г.Д.					