

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

Утверждаю:

Зав. кафедрой

подпись, инициалы, фамилия

« 23 » 06 20 17.

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

Тема ВКР Ресурсы элитного кирпичного
жилого дома в г. Пенза.

Автор ВКР Раженков Сергей Анурьевич. Раженков

Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-131055 группа Ст 4-43

Руководитель ВКР Арсенин Максим Васильевич.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Петрикина А. Н.

расчетно-конструктивный Арсенин М. В.

основания и фундаменты Чикин А. Ф.

технологии и организации строительства Карпова О. В.

экономики строительства Сорокин А. Н.

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Раженков С. Р.

НИР Арсенин М. В.

Нормоконтроль Арсенин М. В.

ПЕНЗА 2017 г.

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

Зав. кафедрой

«УТВЕРЖДАЮ»

20 г.

ЗАДАНИЕ

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

Автор ВКР Вуденков Сергей Андреевич.

Группа Ст 1-43

Тема ВКР Десяти этажный кирпичный жилой дом в г. Пенза.

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Бетраменко, А. Н.

расчетно-конструктивный раздел Арменин, М. В.

основания и фундаменты Щишкин, А. Ф.

технология и организация строительства Карпова, О. В.

экономика строительства Содовинов, А. Н.

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Раутибина, Р. П.

НИИ Арменин, М. В.

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

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

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

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

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

2. Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5. Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

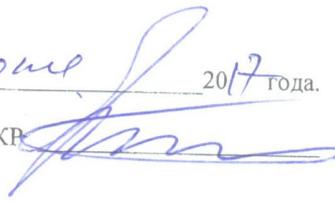
III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с 24.05 по 20.06 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 «20» июня 2017 года.

Руководитель ВКР 

1.1 Исходные данные для проектирования

Согласно заданию на дипломное проектирование на тему "Десятиэтажный жилой дом по улице 8 Марта г. Пензы» исходными данными являются:

- 1. Задание на проектирование.*
- 2. Местоположение площадки строительства:*
 - *Проектируемый объект находится в г. Пенза.*
- 3. Климатические условия:*
 - *Климатический подрайон строительства – В ;*
 - *Расчетная температура наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92 $t_n = - 29$ °С;*
 - *Абсолютная минимальная температура $t_{min} = - 43$ °С;*
 - *Абсолютная максимальная температура $t_{max} = +39$ °С;*
 - *Средняя месячная относительная влажность в 15⁰⁰ ч.:*
 - *$W = 84$ % - наиболее холодного месяца;*
 - *$W = 50$ % - наиболее жаркого месяца;*
 - *Зона влажности - нормальная;*
 - *Нормативная снеговая нагрузка - 1,5 кПа;*
 - *Нормативный скоростной напор ветра - 0,3 кПа;*
- 4 Уровень ответственности здания – II;*
- 5 Степень огнестойкости здания - II;*
- 6 Грунтово-геологические условия:*
 - *1 слой – глина $I_1=0,60$, мощность – 4,0 м;*
 - *2 слой – суглинок $I_1=0,40$, мощность – 6,0 м;*
 - *3 слой – песок мелкий, мощность – 10,0 м.*

Грунты оснований набухающими и просадочными свойствами не обладают.

Нормативная глубина промерзания грунтов -1,60 м.

Грунтовые воды зафиксированы на глубине 4,0 м.

1.2 Архитектурно-конструктивные особенности

1.2.1 Генеральный план и благоустройство (см. лист 1)

Участок представляет собой в плане прямоугольник площадью 0,27 Га расположенный рядом с автомобильной дорогой. Участок граничит с девятиэтажным жилым домом.

Проектом предусматривается хозяйственно-противопожарный въезд на территорию с твердым покрытием и обустроенный тротуар из дорожно-декоративной плитки для пешеходов.

Проект выполнен с соблюдением требований норм и правил и обеспечивает пожаробезопасность в процессе эксплуатации зданий и сооружений.

Благоустройство территории предусматривает:

- устройство подъездов с твердым покрытием из Асфальтобетона с устройством бордюров по песчаному основанию;*
- устройство тротуаров из дорожно-декоративной плитки и устройством бордюров;*
- устройство площадок для отдыха, игр, занятий спортом и сушки белья.*

Озеленение территории решено путем посадки кустарников местных пород и устройства газонов.

Проектом предусматриваются решения по восстановлению (рекультивации) земельного участка, нарушаемого при строительстве.

Для строительства предусмотрен постоянный землеотвод. Необходимости дополнительного отвода земель на период строительства нет.

Вертикальная планировка площадки выполнена с учетом формирования рельефа застраиваемой территории, обеспечивающего отвод поверхностных вод с участка. Увязка естественного рельефа с условиями застройки выполняется за счет подрезки и подсыпки грунта.

1.2.2 Объемно-планировочное решение

Строение представляет собой десятиэтажное в плане здание. Размер здания в осях 1-18 составляет 31,96 м; в осях А-Т составляет 27,28 м. Высота здания – 36,030м.

В здании 1 подъезд. На площадке находится 3 квартиры: одно-, двух- и трехкомнатные.

На первом этаже находятся торговые павильоны.

1.2.3 Конструктивные решения

В разрабатываемом проекте имеют место следующие конструктивные решения:

1) Фундаменты запроектированы на основании отчета по инженерно-геологическим изысканиям. За отметку 0.000 принят уровень чистого пола 1-го этажа. Фундамент мелкого заложения.

Снаружи, в целях гидроизоляции, подземная часть стены обмазывается горячим битумом за два раза.

2) Наружные стены выполняются из керамического полнотелого кирпича марки К-100/1/35 толщиной 380 мм.

Внутренние стены выполняются толщиной 380 мм из полнотелого кирпича марки К100/1/25 по ГОСТ 530-95 на цементно-песчаном растворе марки М50.

3) Перегородки в сухих помещениях выполняются толщиной 65 мм из кирпича марки КП-0 75/15 по ГОСТ 530-95 на растворе М50. Устройство перегородок производится одновременно с кладкой стен.

4) Покрытие и перекрытия из железобетонных плит с круглыми пустотами марок:

- плиты перекрытия:

ПК63.15-6АтVта,

ПК51.15-8АтVта,

ПК36.12-8АтVта,

ПК30.15-8та,

ПК42.12-8АтVта,

ПК36.15-8АтVта,

ПК30.12-8та;

ПК42.15-8АтVта,

- плита балконная ПБК33.13-ба-1;

- плиты покрытия:

ПК63.15-6АтVта,

ПК51.15-6АтVта,

ПК36.12-6АтVта,

ПК30.15-6та,

ПК51.12-6та,

ПК42.12-6АтVта,

ПК36.15-6АтVта,

ПК30.12-6та;

ПК42.15-6АтVта,

ПК63.12-6та;

7) Покрытие кровли- слой ФИЛИЗОЛА «В» б=2мм и 3 слоя ФИЛИЗОЛА «Н» б=6 мм .

8) Внутренние лестничные клетки спроектированы из сборных железобетонных элементов по серии 1.152.1-8 и 1.151.1-6 вып.1.

9) Лестницы одномаршевые с опиранием на лестничные площадки. Уклон лестниц –1:2. Освещение лестничных клеток естественное через оконные проемы и искусственное. Все двери лестничных клеток и в тамбурах открываются в сторону выхода из здания. Ограждение лестниц выполняется из металлических звеньев.

10) Двери приняты деревянные:

а) внутренние - по ГОСТ 6629-88;

б) наружные - по ГОСТ 24698-81.

Двери применены однопольные, размером:

- высотой 2,1м и шириной 1,5; 1,3; 1,0; 0,9; 0,7 м;
- высотой 1,6м и шириной 0,9м.

11) Для обеспечения быстрой эвакуации все двери открываются наружу по направлению движения на улицу исходя из условий эвакуации людей при пожаре. Дверные коробки закреплены в проемах к антисептированным деревянным пробкам закладываемым в кладку во время кладки стен. Для наружных деревянных дверей и на лестничных клетках в тамбуре коробки устраивают с порогами, а для внутренних дверей без порогов. Дверные полотна навешивают на петлях (навесах), позволяющих снимать открытые настежь дверные полотна с петель – для ремонта или замены полотна двери. Во избежание нахождения двери в открытом состоянии или хлопанья устанавливают специальные пружинные устройства, которые держат дверь в открытом состоянии и плавно возвращают дверь в закрытое состояние без удара. Двери оборудуются ручками, защелками и врезными замками.

12) Окна в значительной мере определяют степень комфорта в здании и его архитектурно-художественное решение. Окна подобраны по ГОСТ 16289-86, в соответствии с площадями освещаемых помещений и имеют тройное остекление. На балконах и лестничных клетках одинарное остекление. Деревянные конструкции окон чувствительны к изменению влажности воздуха и подвержены гниению, в связи с чем их необходимо периодически окрашивать.

13) Полы в жилых зданиях должны удовлетворять требованиям прочности, сопротивляемости износу, достаточной эластичности, бесшумности, удобства уборки.

Полы всех комнат должны быть теплыми, что определяет их конструктивное решение и характер поверхности. Толщина полов 210мм. В жилых помещениях полы покрыты паркетом и утеплены плитами пенопласта и гравием керамзитовым; санузлах - керамическая плитка.

14) Внутренняя отделка помещений: покраска водоэмульсионными красками, оклеивание обоями, в санузлах – влагостойкие обои.

15) Для обеспечения нормальных условий для отвода воды предусматривается бетонная отмостка шириной 1 м по всему периметру здания.

Здание находится в северо-западной части города; главные фасады ориентированы на юго-запад и юго-восток.

1.3 Физико–технические расчёты

1.3.1 Теплотехнический расчёт наружной стены

Теплотехнический расчет ограждающей конструкции произведен с учетом постановления министерства строительства РФ за №18-81 от 11.08.95 “О принятии изменения № 3 строительных норм и правил”.

При выполнении теплотехнического расчета для зимних условий, прежде всего, необходимо убедиться, что конструктивное решение проектируемого ограждения позволяет обеспечить необходимые санитарно-гигиенические и комфортные условия микроклимата. Для этого требуемое сопротивление теплопередаче, $(\text{м}^2 \cdot \text{°C})/\text{Вт}$, определяется по формуле (1) /1/.

$$R_0^{mp} = \frac{(t_B - t_H) \cdot n}{\Delta t_H \cdot \alpha_B} \quad (1.1)$$

$$R_0^{mp} = \frac{(15 + 29) \cdot 1}{4,5 \cdot 8,7} = 1,12 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

Сопротивление теплопередаче с учетом условий энергосбережения составит $R_0^{np} = 2,4 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$ (по табл. 16 /1/), при этом

$$ГСОП = (t_B - t_{om.пер.}) \cdot z_{om.пер.} \quad (1.2)$$

$$ГСОП = (15 + 4,5) \cdot 207 = 4037$$

Так как $R_0^{np} = 2,4 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} > R_0^{mp} = 1,12 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$, то для расчета толщины

утеплителя принимаем $R_0 = R_0^{np} = 2,4 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$. Сопротивление

теплопередаче ограждающей конструкции определяется по формуле (4) /1/:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_{yt}}{\lambda_{yt}} + \frac{\delta_{конст}}{\lambda_{конст}} + \frac{1}{\alpha_н} \quad (1.3)$$

Расчетный коэффициент теплопроводности λ принимается по прил. 3 /1/ для условий эксплуатации ограждающих конструкций А (г. Пенза расположен в зоне с сухим климатом, влажностный режим здания с относительной влажностью воздуха $\varphi=55\%$ при внутренней температуре 15°C относится к категории «нормальный»).

$$\delta_{\text{ум}} = \left[R_0 - \left(\frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_н} \right) \right] \cdot \lambda_3 \quad (1.4)$$

1 слой – штукатурка цементно-песчаным раствором $\delta_1=0,01$ м, $\lambda_1=0,76 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}}$;

2 слой – кирпичная кладка из кирпича глиняного обыкновенного на цементно-песчаном растворе $\delta_2=0,51$ м, $\lambda_2=0,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}}$;

3 слой – эффективный утеплитель *Саратеckt* $\gamma_3=50$ кг/м³ (ГОСТ 9573-82) $\lambda_3=0,04 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}}$;

4 слой – штукатурка цементно-песчаным раствором $\delta_4=0,01$ м, $\lambda_4=0,76 \frac{\text{Вт}}{\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}}$;

$$\delta_{\text{в}} = \left[2,4 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,76} + \frac{0,51}{0,7} + \frac{0,01}{0,76} + \frac{1}{23} \right) \right] \cdot 0,04 = 0,059 \text{ м}$$

Принимаются для утепления плиты, толщиной 60 мм.

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОПУСТОТНОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ:

Панель изготовлена по поточно-агрегатной технологии с электротермическим натяжением арматуры на упоры и тепловлажностной обработкой.

Полезная временная нагрузка $1,5 \text{ кН/м}^2$.

Бетон класса В 30; коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$

$$\gamma_{b2} = 0,9$$

$$R_b = 0,9 * 17 = 15,3 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,9 * 1,2 = 1,08 \text{ МПа}$$

$$R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$$

$$R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$$

$$E_b = 29000 \text{ МПа}$$

Продольная арматура из стали класса А-500С с характеристиками:

$$R_s = 510 \text{ МПа}$$

$$R_{s,ser} = 590 \text{ МПа}$$

$$E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Поперечная арматура и сварные сетки из стали класса А – 240С :

- при диаметре 6 мм: $R_s = 360 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$ $E_s = 170000 \text{ МПа}$

Придающую прочность бетона примем равной $R_{bp} = 0,7 * B = 0,7 * 30 = 21 \text{ МПа}$

2.2. НАГРУЗКИ.

Полезная временная нормативная нагрузка на перекрытие $p_n = 1,5 \text{ кН/м}^2$, составные ее части: длительно действующая $0,9 \text{ кН/м}^2$, кратковременная $0,6 \text{ кН/м}^2$. Коэффициент надежности по нагрузкам $\gamma_f - 1,2$.

Постоянная нагрузка от пола и плиты перекрытия определена с учетом данных

Сбор нагрузок.

Вид нагрузок	Нормативн. нагрузка кН/м^2	Коэффиц. надёжн. по груз. γ_f	Расчётн. нагрузка, кН/м^2
<u>Постоянная:</u>			
от паркетного пола $t = 0,020 \text{ м}$, $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$	0,120	1,1	0,130
от легкого бетона $t = 0,055 \text{ м}$, $\rho = 1600 \text{ кг/м}^3$	0,800	1,3	1,040
от цементного раствора $t = 0,02 \text{ м}$, $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$	0,400	1,2	0,480

от железобетонной панели $t = 0,22\text{ м}$,	2,750	1,1	3,025
Итого:	$q^N = 4,070$		$q = 4,675$
<u>Временная:</u> длительная кратковременная	0,900 0,600	1,2 1,2	1,080 0,720
Итого:	$p^N = 1,500$		$p = 1,800$
<u>Полная нагрузка:</u> постоянная и длительная кратковременная	4,970 0,600	- -	5,755 0,720
Итого:	$q^N + p^N = 5,570$		$q + p = 6,475$

Подсчёт нагрузки на 1 м^2 панели .

- кратковременная нормативная $0,6 \times 1,5 = 0,9\text{ кН/м}^2$
- кратковременная расчетная $0,72 \times 1,5 = 1,08\text{ кН/м}^2$
- постоянная и длительная нормативная $4,97 \times 1,5 = 7,455\text{ кН/м}^2$
- постоянная и длительная расчетная $5,755 \times 1,5 = 8,63\text{ кН/м}^2$
- нормативная полная: $0,9 + 7,455 = 8,36\text{ кН/м}^2$
- расчетная полная: $1,08 + 8,63 = 9,71\text{ кН/м}^2$

2.3. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПРОЧНОСТИ.

Расчетный пролет плиты перекрытий $l = 6,28\text{ м}$, при ширине опирания $b = 0,12\text{ м}$:

$$l_0 = l - 2b = 6,28 - 2 \cdot 0,12 = 6,04\text{ м}$$

Изгибающий момент от полной расчётной нагрузки:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{9,71 \cdot 6,04^2}{8} = 44,29\text{ кНм}$$

Поперечная сила от расчётной нагрузки:

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{9,71 \cdot 6,04}{2} = 29,3\text{ кН}$$

Изгибающий момент от нормативной нагрузки:

$$\text{- полной: } M = \frac{8,355 \cdot 6,04^2}{8} = 38,1\text{ кН} \cdot \text{ м}, \quad M_l = \frac{7,455 \cdot 6,04^2}{8} = 33,9\text{ кН} \cdot \text{ м}$$

$$M_{cd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,9 \cdot 6,04^2}{8} = 4,1\text{ кНм}$$

Поперечная сила от полной нормативной и постоянной длительной нагрузки:
 $Q = 8,355 * 6,04 * 0,5 = 25,23 \text{ кН}$, $Q = 7,455 * 6,04 * 0,5 = 22,51 \text{ кН}$

Для расчёта многопустотной панели сечение приводим к тавровому высотой $h = 22 \text{ см}$, при $D = 15,6 \text{ см}$:

$$h_f' = 0,5 (h - 0,5D \sqrt{3}) = 0,5(22 - 0,5 * 15,9 \sqrt{3}) = 4,1 \text{ см}$$

$$b_f' = 149 \text{ см} \quad b = b_f' - \frac{\pi d}{2\sqrt{3}} n_{\text{пуст}} = 149 - (3,14 * 15,9 / 2 \sqrt{3}) 7 = 48 \text{ см}$$

Начальное предварительное напряжение арматуры, передаваемое на поддон, примем:

$$0,3R_{s,ser} = 177 \text{ МПа} < \sigma_{sp} = 0,75R_{s,ser} = 0,75 * 590 = 443 \text{ МПа} < R_{s,ser} - p = 590 - 87 = 503 \text{ МПа},$$

$$\text{где } p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{6,3} = 87 \text{ МПа}$$

Принимаем $a = 2,5 \text{ см}$. Получим $h_o = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см}$.

$$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 * 15,3 = 0,728$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{443}{510} - 1200 = 103 \text{ МПа}$$

$$\sigma_s^R = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 510 + 400 - 443 - 103 = 364 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s^R}{\sigma_s^M} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{364}{503} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,353$$

$$A_R = 0,353(1 - 0,353) = 0,228$$

Так как

$M = 44,29 \text{ кНм} < R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_o - 0,5h_f') = 15,3 * 149 * 4,1 * (19,5 - 0,5 * 4,1) * 100 = 163,1 \text{ кНм}$, то нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение как прямоугольное шириной $b = b_f' = 149 \text{ см}$.

$$\text{По формуле определяем: } A_0 = \frac{M}{R_b h_o^2 b} = \frac{4429000}{15,3 * 149 * 19,5^2 * 100} = 0,051 < A_R = 0,228$$

$$\text{Отсюда, } \xi = 0,053 \quad \text{и} \quad \nu = 0,974.$$

$$\text{Находим площадь сечения арматуры: } A_s = \frac{4429000}{1,2 * 510 * 0,974 * 19,5 * 100} = 3,81 \text{ см}^2$$

Так как минимальный диаметр 12 мм принимаем 4ф 12 А-500 С с

$$A_s = 4,52 \text{ см}^2.$$

Определение геометрических характеристик.

$$\text{Отношение модулей упругости } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{29000} = 6,55$$

Площадь приведенного сечения и статический момент относительно нижней грани:

$$A_{red} = A + \alpha A_s = 149 * 22 - 7 \frac{3,14 * 15,9^2}{4} + 6,55 * 4,52 = 1859 \text{ см}^2$$

$$S_{red} = S + \alpha S_s = 149 * 22 * 10,2 - 7 \frac{3,14 * 15,9^2}{4} * 10,2 + 6,55 * 8,04 * 2,5 = 19134 \text{ см}^2$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения :

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{19134}{1859} = 10,3 \text{ см}$$

Расстояние от точки приложения усилия в напрягаемой арматуре до центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = y_{red} - a = 10,3 - 2,5 = 7,8 \text{ см}$.

Момент инерции приведенного сечения без учёта собственного момента инерции арматуры: $I_{red} = I + \alpha I_s = \frac{149 * 22^3}{12} - 7 \frac{3.14 * 15.9^4}{64} + 6.55 * 4.52 * 7.8^2 = 112576 \text{ см}^4$

Момент сопротивления относительно:

- нижней грани: $W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{112576}{10,3} = 11314 \text{ см}^3$

- верхней грани: $W'_{red} = \frac{I_{red}}{(h - y_{red})} = \frac{112576}{22 - 10,3} = 9342 \text{ см}^3$

Для определения упругопластического момента сопротивления и дальнейших расчётов, сечение многопустотной панели приводит к эквивалентному двутавровому сечению той же площади и того же момента инерции.

Площадь одного отверстия: $A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 * 15.9^2}{4} = 200 \text{ см}^2$.

Момент инерции этой площади относительно центра тяжести: $I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3.14 * 15.9^4}{64} = 3136 \text{ см}^4$.

Из формулы момента инерции прямоугольника $I = bh^3 / 12$ определяем высоту эквивалентного отверстия $h_1 = \sqrt{12 \cdot I / A} = \sqrt{12 * 3136 / 200} = 13.9 \text{ см}$;

ширина свеса полки эквивалентного сечения $b_0 v = A / h_1 = 200 / 13.9 * 2 = 7.2 \text{ см}$;

ширина ребра $b = b'_f - 2b_0 v = 149 - 2 * 7.2 = 135 \text{ см}$.

Высота верхней и нижней полок: $h_f = h'_f = 3 + \frac{15.9 - 13.9}{2} = 4 \text{ см}$.

$\gamma = 1.5$, тогда упругопластический момент сопротивления относительно:

- нижней грани: $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1.5 * 11314 = 16971 \text{ см}^3$

- верхней грани: $W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1.5 * 9342 = 14013 \text{ см}^3$.

Потери предварительного напряжения к усилиям обжатия.

Потери до окончания обжатия от реакции напряжений $\sigma_1 = 0.03 * 443 = 13.3 \text{ МПа}$, от температурного перепада потери равны нулю, т.к. при пропаривании перемещение упоров поддона и панели происходит одновременно; потери от деформации анкерных устройств и поддона должны быть учтены при определении длины заготовки арматуры из условий обеспечения начального предварительного напряжения. Поэтому, здесь $\sigma_3 = 0$ и $\sigma_5 = 0$.

Усилие предварительного обжатия с учётом этих потерь при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1) A_s = 1(443 - 13.3) * 4.52 * 100 = 269852 \text{ Н} = 269,9 \text{ кН}$$

Для определения потерь от ползучести определяем напряжение обжатия:

$$\sigma_{Bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op}}{I_{red}} y_{red} = \frac{269852}{1859} + \frac{269852 * 7.5}{112576} 10,3 = 319.2 \text{ Н / см}^2 = 3.2 \text{ МПа}$$

Устанавливаем значение придаточной прочности из условия

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \text{ тогда } R_{bp} = \frac{\sigma_{bp}}{0,75} = \frac{3,2}{0,75} = 4,27 < 0,5B30 = 15 \text{ МПа принимаем } R_{bp} = 15 \text{ МПа}$$

При $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{3,2}{15} = 0,21 < \alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 * 15 = 0,63$ потери от быстро

натекающей ползучести $\sigma_B = 0,85 * 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 * 40 * 0,21 = 7,14 \text{ МПа}$.

Итого первые потери, происходящие до окончания обжатия бетона, $\sigma_{b1} = 13,3 + 7,14 = 20,44 \text{ МПа}$.

Напряжение в напрягаемой арматуре с учётом первых потерь $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{b1} = 443 - 20,44 = 422,6 \text{ МПа}$.

Усилие обжатия с учётом первых потерь при $\gamma_{s6} = R_1 = 1(\sigma_{sp} - \sigma_{b1})A_s = 1 * 422,6 * 4,52 * 100 = 265368 \text{ Н} = 265,4 \text{ кН}$.

Напряжение в бетоне после обжатия:

$$\sigma_{Bp} = \frac{265368}{1859} + \frac{265368 * 7,5}{112576} * 7,8 = 270,5 \text{ Н/см}^2 = 2,7 \text{ МПа} < 0,95R_{bp} = 0,95 * 15 = 14,25.$$

Потери, происходящие после окончания обжатия от усадки $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$, от ползучести

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,7 / 15 = 0,18 \rightarrow \sigma_9 = 0,85 * 150 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 * 150 * 0,18 = 22,95 \text{ МПа}$$

Итого, вторые потери: $\sigma_{12} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 22,95 = 57,95 \text{ МПа}$.

Полные потери напряжений: $\sigma_l = \sigma_{11} + \sigma_{12} = 20,44 + 57,95 = 78,39 \text{ МПа}$. Тогда, напряжения в арматуре с учётом всех потерь: $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 443 - 78,39 = 364,6$

Усилия обжатия с учётом всех потерь при $\gamma_{sb} = 1$:

$$P_2 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp} - \sigma_l) A_s = 1 * (443 - 78,4) * 4,52 * 100 = 228969 \text{ Н} = 229 \text{ кН}$$

В последующих расчётах необходимо вводить коэффициент точности натяжения $\gamma_{s6} \neq 1$.

При электротермическом натяжении:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{Pp}} \right) = 0,5 \frac{90}{443} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{9}} \right) = 0,14 \text{ и } \gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1 + 0,14 = 1,14 \text{ или}$$

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,14 = 0,86.$$

Расчёт прочности сечений, наклонных к продольной оси панели.

Предположим, что на приопорных участках панели, длиной по 1,6 м, с каждой стороны ставим по 2 каркаса ($n = 2$) с поперечной арматурой диаметром 6 мм, установленными с шагом $S = 150 \text{ мм}$.

$$\text{Тогда, } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{29000} = 5,86 \quad \mu_\omega = \frac{A_{sw}}{b_s} = \frac{2 * 0,126}{48 * 10} = 0,0011$$

$$\varphi_\omega = 1 + 5\alpha\mu_\omega = 1 + 5 * 5,86 * 0,0011 = 1,03 \quad \varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 * 17 = 0,83$$

Так как условие соблюдено, то принятые размеры сечений достаточны.

$$Q \leq 0,3\varphi_\omega\varphi_b R_b b h_o; \quad 29300 \text{ Н} \leq 0,3 * 1,03 * 0,83 * 17 * 48 * 19,5 * 100 = 408095 \text{ Н}.$$

Для проверки условия $Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n)$.

$$\text{Определяем коэффициент: } \varphi_n = 0.1 \cdot \frac{P}{R_{bt} \cdot b h_0} = 0.1 \cdot \frac{269852}{1,08 \cdot 48 \cdot 19.5 \cdot 100} = 0.27 < 0.5$$

$$Q = 29300 \text{ Н} < 0.6 \cdot 1.08 \cdot 48 \cdot 19.5 (1 + 0.5 + 0.27) \cdot 100 = 107170 \text{ Н}$$

Так как условие соблюдается, расчёт поперечной арматуры не нужен.

Следовательно, поперечную арматуру предусматриваем из конструктивных условий с шагом $S < 15$ см. Назначаем поперечные стержни диаметром 6 мм класса А – 240С через 15 см у опор на участках длиной $\frac{1}{4}$ пролёта. В средней $\frac{1}{2}$ части панели для связи продольных стержней каркаса по конструктивным соображениям ставим поперечные стержни через 0.5 м.

2.4. РАСЧЕТ ПРОГИБОВ.

Момент в середине пролёта

- от полной нормативной нагрузки – $M = 38,1$ кНм;

- от кратковременной нагрузки – $M_{cd} = 4,1$ кНм.

- от постоянная и длительная нормативная $M_{ld} = 33,9$ кНм

Определяем прогиб панели приближённым методом, используя значения λ_{lim} .

Для этого предварительно вычислим:

$$\gamma = \gamma' = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b h_0} = \frac{(149 - 48) \cdot 4.1}{48 \cdot 19.5} = 0.442$$

$$\mu_a = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{4,52 \cdot 19 \cdot 10^5}{48 \cdot 19,5 \cdot 29000} = 0.24$$

По таблицам находим $\lambda_{lim} = 13$ при $\mu_a = 0.2$ и арматуру класса А – 500С.

Общая оценка деформативности панели $l/h_0 + 18 h_0/l = \lambda_{lim}$,

т.к. $l/h_0 = 620/19,5 = 31,8 > 10$, второй член левой части – неравенство ввиду малости не учитываем и оцениваем по условию $l/h_0 < \lambda_{lim}$: $l/h_0 = 31,8 > \lambda_{lim} = 13$.

Условие не удовлетворяется, требуется расчёт прогибов.

Прогиб в середине пролёта панели от постоянных и длительных нагрузок:

$$f_{max} = \frac{S \cdot l^2}{rc} = \frac{5}{48} \cdot 6,3^2 \cdot \frac{1}{rc}, \text{ где } 1/rc - \text{кривизна в середине пролёта панели.}$$

$$\frac{1}{rc} = \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \cdot \frac{M_{ld} - k_1 b h^2 R_{bt, ser}}{k_1 \cdot l d} = \frac{1}{1,9 \cdot 10^5 (100) \cdot 4,52 \cdot 19,5^2} \cdot \frac{3390000 - 0.2 \cdot 48 \cdot 22^2 \cdot 1.8 (100)}{0.34} = 2,6 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Здесь коэффициенты $k_1 l d = 0.34$ и $k_2 l d = 0.2$ в зависимости от $\mu_0 = 0.2$ и $\gamma' = 0.442 \approx 0.6$ для двутавровых сечений.

Вычисляем прогиб f следующим образом:

$$f_{max} = (5/48) \cdot 620^2 \cdot 2,6 \cdot 10^{-5} = 1,04 \text{ см, что меньше } f_{lim} = 3 \text{ см.}$$

2.5. РАСЧЕТ ПАНЕЛИ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН.

Панель перекрытия относится к третьей категории трещиностойкости как элемент, эксплуатируемый в закрытом помещении и армированный стержнями из стали класса А – IV. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин $a_{crc1} = 0.4 \text{ мм}$ и $a_{crc2} = 0.3 \text{ мм}$.

Для элементов третьей категории трещиностойкости, рассчитываемых по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси, при действии кратковременных и длительных нагрузок, должно соблюдаться условие:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc, \max},$$

где: $a_{crc1} - a_{crc2}$ – приращение ширины раскрытия трещин в результате кратковременного увеличения нагрузки от постоянной и длительной до полной; a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от длительного действия постоянных и длительных нагрузок. Ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$a_{crc} = \delta \varphi_c \eta \frac{G_s}{E_s} \cdot 20(3.5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{a} \cdot \delta_a$$

$\delta = 1$ – как для изгибаемых элементов;

$\eta = 1$ – как для стержневой арматуры периодического профиля;

$d = 2 \text{ см}$ – по расчёту;

$E_s = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа}$ – для стали класса А – 500С

$\delta_a = 1$, т.к. $a_a = 3 \text{ см} < 0.2 * h = 0.2 * 22 = 4.4 \text{ см}$;

$\varphi_c = 1$ – при кратковременных нагрузках;

$\varphi_c = 1.6 - 15\mu$ – при постоянных и длительных нагрузках;

$$\mu = \frac{As}{bh_0} = \frac{4,52}{48 * 19,5} = 0.005 < \mu = 0.02. \text{ Принимаем } \mu = 0.005.$$

Тогда, $\varphi_c = 1.6 - 15 * 0.005 = 1.5$; $\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot z_1} = \frac{M}{W_s}$

Определяем z_1 :

$$z_1 = h_0 \cdot \left[1 - \frac{\varphi'_f \cdot h'_f / h_0 + \xi^2}{2 \cdot (\varphi'_f + \xi)} \right], \text{ где: } \varphi'_f = 0.55; \quad h'_f / h_0 = 4,1 / 22 = 0.186; \quad h_0 = 19,5 \text{ см.}$$

Находим ξ : $\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu_a}}$

$$\lambda = \varphi'_f (1 - h'_f / (2h_0)) = 0.55(1 - 4,1 / (2 * 19,5)) = 0.492.$$

Значение δ от действия всей нормативной нагрузки:

$$\delta = \frac{M^N}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{3810000}{22(100)(149 * 19,5^2)} = 0.031$$

$$\mu_a = \frac{A_s E_s}{b h_0 E_b} = \frac{4,52 * 1,9 * 10^5}{48 * 19,5 * 29000} = 0.03$$

Вычисляем ξ при кратковременном действии всей нагрузки:

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 * (0.031 + 0.492)}{10 * 0.03}} = 0.073 < \frac{h'_f}{h_0} = 0.1.$$

Продолжаем расчёт как для тавровых сечений. Значение z_1 :

$$z_1 = 19,5 * \left[1 - \frac{0,55 * 0,186 + 0,073^2}{2 * (0,55 + 0,073)} \right] = 17,82 \text{ см.}$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного таврового сечения после образования трещин: $W_s = A_s \cdot z_1 = 4,52 * 17,82 = 80,6 \text{ см}^3$.

Расчёт по длительному раскрытию трещин

Напряжение в растянутой арматуре при действии постоянных и длительных нагрузок: $M_{ld} = 33,9 \text{ кНм}$.

$$\sigma_s = \frac{M_{ld}}{W_s} = \frac{33,9 * 10^5}{80,6} = 42059 \text{ Н / см}^2 = 421 \text{ МПа},$$

где $W_s = 80,6 \text{ см}^3$ принято без пересчёта величины e_1 , так как значение ξ при подстановке в формулу параметром $\delta_{ld} = 0,027$ (вместо $\delta = 0,031$) изменяется незначительно.

Ширина раскрытия трещины от действия постоянных и длительной нагрузок при $\varphi_c = 1,3$:

$$a_{crc3} = 1 * 1 * 1,3 * \frac{421}{1,9 * 10^5} * 20 * (3,5 - 100 * 0,005) * \sqrt[3]{12} * 1 = 0,253 \text{ мм} < a_{crc,max} = 0,3 \text{ мм}$$

Условие удовлетворяется.

Расчёт по кратковременному раскрытию трещин.

$$M^n = 38,1 \text{ кН*м}$$

$$M_d = 33,9 \text{ кН*м}$$

Δa_{crc} - определяем по формуле. Напряжение в растянутой арматуре при совместном действии всех нормативных нагрузок:

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{W_s} = \frac{38,1 * 10^5}{80,6} = 47270 \text{ Н / см}^2 = 473 \text{ МПа}$$

Приращения напряжения от кратковременного увеличения нагрузки от длительного действующей до её полной величины: $\Delta \sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 473 - 421 = 52 \text{ МПа}$.

Соответственно приращение ширины раскрытия трещин при $\varphi_c = 1$

$$\Delta a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} = 1 * 1 * 1 * \frac{52}{1,9 * 10^5} * 20 * (3,5 - 100 * 0,005) * \sqrt[3]{12} * 1 = 0,037 \text{ мм.}$$

Ширина раскрытия трещин при совместном действии всех нагрузок:

$$a_{crc} = 0,253 + 0,037 = 0,291 \text{ мм} < a_{crc,max} = 0,4 \text{ мм}, \text{ т.е. условие выполняется.}$$

Проверка по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси.

Ширину раскрытия трещин наклонных к продольной оси элемента и армированных поперечной арматурой, определяем по формуле:

$$a_{cr} = \varphi_l \frac{0.6\sigma_{sw} dW\eta}{E_s \frac{dw}{h_0} + 0.15E_b(1+20\mu_w)}$$

где φ_c - коэффициент, равный 1 при учёте кратковременных нагрузок, включая постоянные и длительные нагрузки непродолжительного действия, и 1.5 для тяжёлого бетона естественной влажности при учёте постоянных и длительных нагрузок продолжительного действия;

$\eta = 1.4$ - для гладкой проволочной арматуры;

$d_w = 6 A - I$ - диаметр поперечных стержней (хомутов);

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1.9 \cdot 10^5}{2.9 \cdot 10^4} = 6.55$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_s} = \frac{0.85}{29 \cdot 10} = 0.0029, \quad (\text{здесь } A_{sw} - \text{площадь сечения поперечных стержней; в трёх каркасах предусмотрено } 3 \text{ O } 6 A - 240C \text{ } A_{sw} = 3 \cdot 0.283 = 0.85 \text{ см}^2.)$$

напряжения в поперечных стержнях (хомутах): $\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} S < R_{s,cer}$, где

$$Q_{b1} = 0.8 \cdot \varphi \cdot b_4 (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt,ser} b h_0^2 / c = 0.8 \cdot 1.5 \cdot 1 \cdot 1.8(100) \cdot 29 \cdot 19.5^2 / 39 = 61 \cdot 10^3 \text{ Н}, \quad \text{здесь } \varphi_n = 0; \quad c = \eta h_0 = 2 \cdot 19 = 39 \text{ см.}$$

$$\sigma_{cw} = \frac{29000 - 61000}{0.85 \cdot 19.5} < 0$$

$Q^{\Pi} = 25230 \text{ Н}$ - поперечная сила от действия полной нормативной нагрузки при $\varphi_f = 1$; $Q^{n_{id}} = 22510 \text{ Н}$ то же от действия постоянной и длительной нагрузки. Так как σ_{sw} по расчёту величина отрицательная, то раскрытия трещин наклонных к продольной оси не будет.

Проверка панели на монтажные нагрузки.

Панель имеет четыре монтажные петли из стали класса А-240 С расположенные на расстоянии 35 см от концов панели. С учётом коэффициента динамичности $k_d = 1.4$, расчётная нагрузка от собственного веса панели будет равна:

$$q = k_d \gamma q_b = 1.4 \cdot 1.1 \cdot 2750 \cdot 1.49 = 6310 \text{ Н/м.}$$

Отрицательный изгибающий момент консольной части панели:

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{6310 \cdot 0.7^2}{2} = 1546 \text{ Нм}$$

Этот момент воспринимается продольной монтажной арматурой каркасов. Полагая, что $z_1 = 0.9h_0$, требуемая площадь сечения указанной арматуры составляет: $A_s = \frac{M}{z \cdot R_s} = \frac{154600}{0.9 \cdot 19 \cdot 280(100)} = 0.32 \text{ см}^2$, что значительно меньше принятой конструктивной арматуры 3 O 10 А-240 С, $A_s = 2.36 \text{ см}^2$.

При подъёме панели вес её может быть передан на две петли. Тогда усилие на одну петлю составляет: $N = \frac{ql}{2} = \frac{6310 * 6,27}{2} = 19782 \text{ Н}$.

Площадь сечения арматуры петли: $A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19782}{190000} = 0,104 \text{ см}^2$.

Принимаем конструктивно стержни диаметром 12 мм с $A_s = 1,13 \text{ см}^2$.

2.6. РАСЧЕТ ЛЕСТНИЧНОГО МАРША.

Укрупненные марши и площадочные плиты лестниц представляют собой железобетонные ребристые плиты, работающие на изгиб как элемент таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

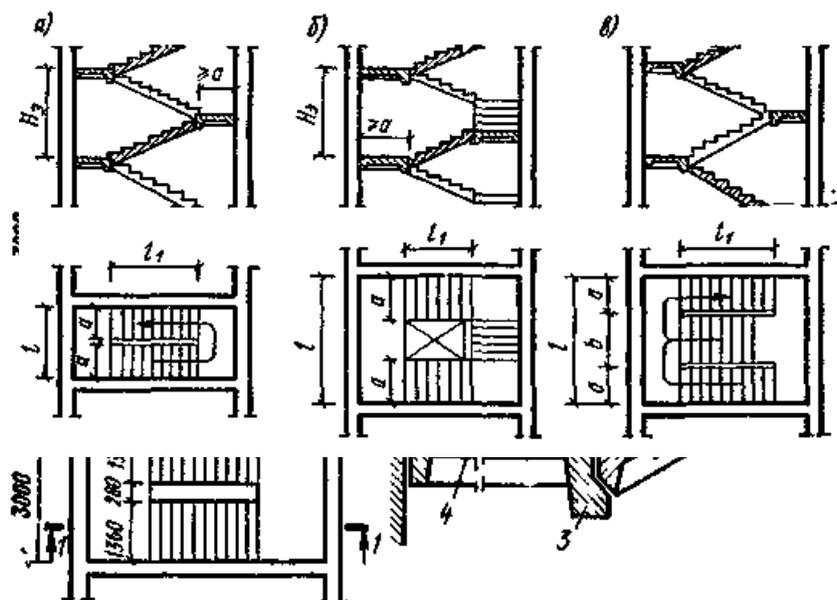


Рис 1. Расчет лестничных маршей и площадочных плит.

Косоуры отдельных маршей являются балочными элементами, рассчитываемыми на изгиб как свободно опертые балки на действующие нагрузки с учетом уклона марша. Нормативную временную нагрузку для расчета сборных железобетонных элементов лестниц принимают в зависимости от назначения здания пределах 3-5 кН/м².

Сборные железобетонные элементы лестниц рассчитывают, как и панели перекрытий по прочности (первая группа предельных состояний) и по деформациям (вторая группа предельных состояний).

2.6.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Задание для проектирования. Рассчитать и сконструировать железобетонный марш шириной 1,2 м для многоэтажного жилого дома. Высота этажа 3 м. Угол наклона марша $\alpha = 30^\circ$, ступени размером 15x30 см. Бетон класса В25:

$$\gamma_{b2} = 0.9; R_b = 14,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}; R_{bt,ser} = 1,5 \text{ МПа};$$

$$E_b = 27000 \text{ МПа}.$$

Продольная арматура класса А – 400 С

$$R_s = 355 \text{ МПа}, R_{sw} = 285 \text{ МПа при } d = 6 \dots 8 \text{ мм};$$

$$R_s = 365 \text{ МПа}, R_{sw} = 290 \text{ МПа при } d > 10 \text{ мм}; E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

2.6.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК И УСИЛИЙ

Собственный вес типовых маршей по каталогу промышленных изделий для жилищного и гражданского строительства $g^n = 3,6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальной проекции; коэффициент перезагрузки $n = 1,1$. Временная нормативная нагрузка для лестниц жилого дома $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$ коэффициент перезагрузки $n = 1,2$.

Расчетная нагрузка на 1 м длины марша

$$q = (g^n \gamma_f + p^n \gamma_f) a = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,2 = 9,07 \text{ кН/м}$$

2.6.3. РАСЧЕТ ЛЕСТНИЧНОГО МАРША НА ПРОЧНОСТЬ.

Расчетный изгибающий момент в середине пролета марша

$$M = \frac{ql^2}{8 \cos \alpha} = \frac{9,07 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,866} = 11,8 \text{ кНм}$$

Поперечная сила на опоре

$$Q = \frac{ql}{2 \cos \alpha} = \frac{9,07 \cdot 3}{2 \cdot 0,866} = 15,7 \text{ кН}$$

Предварительное назначение размеров сечения марша.

Применительно к типовым заводским формам назначаем:

толщину плиты (по сечению между ступенями) $h_f' = 30 \text{ мм}$,

высоту ребер (косоуров) $h = 150 \text{ мм}$, толщину ребер $b_f = 80 \text{ мм}$.

- Действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне: $B = 2b_f = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$; ширину полки b_f' при отсутствии поперечных ребер принимаем не более $B_f' = 2(l/6) + b = 2(300/6) + 16 = 116 \text{ см}$ или

$$b_f' = 12 \cdot h_f' + b = 12 \cdot 3 + 16 = 52 \text{ см}, \text{ принимаем за расчетное меньшее значение}$$

$$B_f' = 52 \text{ см}.$$

Подбор площади сечения продольной арматуры.

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения (при $x = h_n'$) при

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') - \text{нейтральная ось проходит в полке}$$

$$1180000 < 14,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 3 \cdot (12,5 - 0,5 \cdot 3) = 2239380 \text{ Нсм};$$

условие удовлетворяется, нейтральная ось проходит в полке.

Расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной $b'_f = 52$ см.

Вычисляем:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2} = \frac{1180000}{14.5 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 52 \cdot 12.5^2} = 0,11;$$

по таблицам находим $\eta = 0,94$; $\xi = 0,12$;

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{1180000}{0,94 \cdot 12.5 \cdot 270 \cdot 100} = 3,72 \text{ см}^2$$

По сортаменту принимаем 2ф16 А- 400 С: $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу К-1

Расчет наклонного сечения на поперечную силу.

Поперечная сила на опоре $Q_{max} = 15,7 \cdot 0,95 = 15$ кН. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось С по формуле:

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2$$

$$\text{где: } \varphi_n = 0, \varphi_f = 2 \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3^2}{16 \cdot 12,5} = 0,2 < 0,5$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0 + 0,2 = 1,2 < 1,5;$$

$$\text{Тогда: } B_b = 2 \cdot 1,2 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 12,5^2 = 5,67 \cdot 10^5 \text{ Н / см}$$

В расчете наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$, а так как $Q_b = \frac{B_b}{2}$, то

$$c = \frac{B_b}{0,5Q} = \frac{5,67 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 15000} = 75,6 \text{ см, что больше } 2h_0 = 2 \cdot 12,5 = 25 \text{ см.}$$

$$\text{Тогда } Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{5,67 \cdot 10^5}{25} = 22,68 \cdot 10^3 \text{ Н} = 22,68 \text{ кН} \quad \text{что больше}$$

$Q_{max} = 15$ кН, следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

В 1/4 пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни диаметром 6 мм из стали класса А-240 С, $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175$ МПа;

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{27000} = 7,75 \quad \mu_w = \frac{0,566}{16 \cdot 8} = 0,0044$$

В средней части ребер поперечную арматуру располагаем конструктивно с шагом 200 мм.

Проверяем прочность элемента по наклонной полосе между наклонными трещинами по формуле:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \gamma_{b2} b h_0$$

где:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7.75 \cdot 0.0044 = 1.17$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 \cdot 14.5 \cdot 0.9 = 0.87$$

тогда: $Q = 15000H < 0.3 \cdot 1.17 \cdot 0.87 \cdot 14.5 \cdot 0.9 \cdot 16 \cdot 12.5 \cdot 100 = 79702H$ - условие соблюдается, прочность марша по наклонному сечению обеспечена.

2.6.4. ПРОВЕРКА ЛЕСТНИЧНОГО МАРША НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ.

Пластический момент сопротивления расчетного сечения определяется следующим образом:

$$M_l = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{3,6}{8} \cdot 3^2 = 4,05 \text{кНм}$$

$$M_{sh} = \frac{p_n l_0^2}{8} = \frac{3}{8} \cdot 3^2 = 3,38 \text{кНм}$$

$$M_l + M_{sh} = 4,05 + 3,38 = 7,43 \text{кНм}$$

$$\varphi_f = \frac{b'_f - b}{bh_0} \cdot h'_f = \frac{52 - 16}{16 \cdot 12,5} \cdot 3 = 0,54$$

$$W_{pl} = (0,292 + 0,075\varphi_f)bh^2 = (0,292 + 0,075 \cdot 0,54) \cdot 16 \cdot 15^2 = 1197 \text{см}^3$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1,6 \cdot 100 \cdot 1197 / 10^5 = 1,92 \text{кНм}$$

$$M_{sh} + M_l = 7,43 \text{кНм} > M_{crc} = 1,92 \text{кНм}$$

Следовательно, в продольных ребрах возникают трещины, ширину раскрытия которых необходимо определить.

Предварительно определяем значение z - расстояние между равнодействующими внутренних усилий. Вычисления выполняются в следующей последовательности:

$$\varphi_f = 0,54, \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{27000} = 7,4$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,54 \left(1 - \frac{3}{2 \cdot 12,5} \right) = 0,475$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,02}{16 \cdot 12,5} = 0,02, \beta = 1,8$$

Дальнейшие вычисления выполняются по следующей схеме :

а)

$$\delta = \frac{M_{sh} + M_l}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2}; \quad \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}; \quad x = \xi \cdot h_0 < h_f; \quad z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)$$

б)

$$\delta = \frac{M_{sh}}{R_{b.ser} \cdot b \cdot h_0^2}; \quad \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}; \quad x = \xi \cdot h_0 < h_f; \quad z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$$

в)

$$\delta = \frac{M_l}{R_{b.ser} \cdot b \cdot h_0^2}; \quad \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}; \quad x = \xi \cdot h_0 < h_f; \quad z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2}\right)$$

Тогда:

$$а) \delta = \frac{7,43 \cdot 10^5}{18,5 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 12,5^2} = 0,161$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,161+0,475)}{10 \cdot 0,02 \cdot 7,4}} = 0,216$$

$$x = 0,216 \cdot 12,5 = 2,7 \text{ см} < h_f = 3 \text{ см}$$

$$z = 12,5 \left(1 - \frac{0,216}{2}\right) = 11,15 \text{ см}$$

$$б) \delta = \frac{3,38 \cdot 10^5}{18,5 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 12,5^2} = 0,07$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,07+0,475)}{10 \cdot 0,02 \cdot 7,4}} = 0,231$$

$$x = 0,231 \cdot 12,5 = 2,89 \text{ см} < h_f = 3 \text{ см}$$

$$z = 12,5 \left(1 - \frac{0,231}{2}\right) = 11,06 \text{ см}$$

в)

$$\delta = \frac{4,05 \cdot 10^5}{18,5 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 12,5^2} = 0,088$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,088+0,475)}{10 \cdot 0,02 \cdot 7,4}} = 0,228$$

$$x = 0,228 \cdot 12,5 = 2,86 \text{ см} < h_f = 3 \text{ см}$$

$$z = 12,5 \left(1 - \frac{0,228}{2}\right) = 11,08 \text{ см}$$

Определяем ширину продолжительного раскрытия трещин:

$$\sigma_{s,l} = \frac{M_l}{A_s z} = \frac{4,05 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 11,08 \cdot 100} = 90,9 \text{ МПа}$$

$$a_{crc,l} = (1,6 - 15\mu) \frac{\sigma_{s,l}}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = (1,6 - 15 \cdot 0,02) \frac{90,9}{200000} 20 \cdot \\ \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{16} = \\ = 0,05 \text{ мм} < a_{crc,u} = 0,3 \text{ мм}$$

Определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин

$$\sigma_{s,sh} = \frac{M_l + M_{sh}}{A_s z} = \frac{7,43 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 11,15 \cdot 100} = 165,76 \text{ МПа}$$

$$a_{crc,sh} = a_{crc,l} \left[1 + \left(\frac{\sigma_{s,sh}}{\sigma_{s,l}} - 1 \right) \frac{1}{1,6 - 15\mu} \right] = 0,05 \left[1 + \left(\frac{165,76}{90,9} - 1 \right) \frac{1}{1,6 - 15 \cdot 0,02} \right] = \\ = 0,08 \text{ мм} < a_{crc,u} = 0,4 \text{ мм}$$

2.6.5. РАСЧЕТ ЛЕСТНИЧНОГО МАРША ПО ДЕФОРМАЦИЯМ.

Расчет выполняется в следующей последовательности :

$$a) \varphi_m = \frac{1,92}{7,43} = 0,26, \psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,26 = 0,97$$

Принимаем $\psi_s = 0,97$

$$B_1 = \frac{12,5 \cdot 11,15 \cdot 10^7}{0,97 + \frac{0,9}{4,02 \cdot 2 + (0,54 + 0,216)27 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 1,25}} = 0,82 \cdot 10^{10} \text{ Нсм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{7,43 \cdot 10^5}{0,82 \cdot 10^{10}} = 9,06 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$б) \varphi_m = \frac{1,92}{4,05} = 0,47, \psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,47 = 0,73$$

$$B_2 = \frac{12,5 \cdot 11,06 \cdot 10^7}{0,73 + \frac{0,9}{4,02 \cdot 2 + (0,54 + 0,231)27 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 1,25}} = 0,99 \cdot 10^{10} \text{ Нсм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{4,05 \cdot 10^5}{0,99 \cdot 10^{10}} = 4,09 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$в) \varphi_m = 0,47, \psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,47 = 0,87$$

Принимаем $\psi_s = 0,87$

$$B_3 = \frac{12,5 \cdot 11,08 \cdot 10^7}{0,87 + \frac{0,9}{4,02 \cdot 2 + (0,54 + 0,228)27 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 1,25}} = 0,89 \cdot 10^{10} \text{ Нсм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{4,05 \cdot 10^5}{0,89 \cdot 10^{10}} = 4,55 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 9,06 \cdot 10^{-5} - 4,09 \cdot 10^{-5} + 4,55 \cdot 10^{-5} = 9,52 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогиб плиты в середине пролета определяется по формуле:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{5}{48} 3^2 \cdot 10^4 \cdot 9,52 \cdot 10^{-5} = 0,89 \text{ см} < f_u = \frac{l}{300} = 1 \text{ см}$$

Полученные значения $a_{crc,sh}$, $a_{crc,l}$, f сравниваем с допускаемыми величинами, которыми определяются условиями нормальной эксплуатации сооружений.

Плиту марша армируют сеткой из стержней диаметром 4-6 мм, расположенных шагом 100-300 мм. Плита монолитно связана со ступенями, которые армируют по конструктивным соображениям, и ее несущая способность с учетом работы ступеней вполне обеспечивается. Ступени, укладываемые на косоуры, рассчитывают как свободно опертые балки треугольного сечения. Диаметр рабочей арматуры ступеней с учетом транспортных и монтажных воздействий назначают в зависимости от длины ступеней l_{cm} :

при $l_{cm} = 1-1,4$ м диаметр стержней. 6 мм

при $l_{cm} = 1,5-1,9$ м диаметр стержней. 7-8 мм

при $l_{cm} = 2-2,4$ м диаметр стержней. 8-10 мм

хомуты выполняют из арматуры диаметром 4-6 мм шагом 200 мм.

2.7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ПЛОЩАДОЧНОЙ ПЛИТЫ

2.7.1 ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Задание для проектирования. Рассчитать и сконструировать ребристую плиту лестничной площадки двухмаршевой лестницы. Ширина 1500 мм, толщина 65 мм, ширина лестничной клетки в свету 2,5 м.

Бетон класса В25:

$$\gamma_{b2} = 0,9; R_b = 14,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}; R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа};$$

$$E_b = 27000 \text{ МПа}.$$

Арматура каркасов класса А-240 С: $R_s = 280 \text{ МПа}$,

$$R_{sw} = 215 \text{ МПа} \quad E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

Для сеток проволочная арматура класса Вр-I:

$$R_s = 365 \text{ МПа}, R_{sw} = 265 \text{ МПа} \text{ при } d = 4 \text{ мм}; E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

$$R_s = 375 \text{ МПа}, R_{sw} = 270 \text{ МПа} \text{ при } d = 3 \text{ мм};$$

2.7.2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК И УСИЛИЙ

- Собственный нормативный вес плиты при $h_f' = 6,5 \text{ см}$,

$$g^n = 0,065 \cdot 25000 = 1625 \text{ Н/м}^2 = 1,63 \text{ кН/м}^2$$

- Расчетный вес плиты:

$$g = 1,63 \cdot 1,1 = 1,79 \text{ кН/м}^2$$

- Расчетный вес лобового ребра (за вычетом веса плиты):

$$g = (0,28 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 1 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 9,80 \text{ кН/м}^2$$

- Расчетный вес крайнего пристенного ребра:

$$g = 0,15 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 3,7 \text{ кН/м}^2$$

- Временная расчетная нагрузка:

$$p^n = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2$$

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

2.7.3. РАСЧЕТ ЛЕСТНИЧНОЙ ПЛОЩАДКИ НА ПРОЧНОСТЬ.

Расчет полки плиты

Полку плиты при отсутствии поперечных ребер рассчитывают как балочный элемент с частичным защемлением на опорах. Расчетный пролет равен расстоянию между ребрами 1,28 м.

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

$$\bar{M} = M_s = \frac{ql^2}{16} = \frac{5,39 \cdot 1,28^2}{16} = 0,55 \text{ кНм}$$

$$q = (g + p)b = (1,79 + 3,6) \cdot 1 = 5,39 \text{ кН / м}; b = 1$$

При $b=100\text{см}$ и $h_0 = h - a = 6,5 - 2,5 = 4\text{см}$ вычисляем:

$$A_0 = \frac{M\gamma_n}{R_b\gamma_{b2}bh_0^2} = \frac{5500 \cdot 0,95}{14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 4^2} = 0,0025$$

По таблицам определяем $\eta = 0,995$; $\xi = 0,01$;

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{R_s\eta h_0} = \frac{5500 \cdot 0,95}{375 \cdot 100 \cdot 0,995 \cdot 4} = 0,35\text{см}^2$$

Укладываем сетку С-1 из арматуры ф3 мм Вр-I шагом $s = 200\text{мм}$ на 1 м длины с отгибом на опорах $A_s = 0,36\text{см}^2$.

Расчет лобового ребра

На лобовое ребро действуют нагрузки:

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

$$g = (1,79 + 3,6) \cdot 1,5/2 + 0,98 = 4,97 \text{ кН/м}^2$$

- равномерно распределенная нагрузка от опорной реакции маршей, приложенная на выступ лобового ребра и вызывающая его изгиб ($Q = 15,7 \text{ кН}$ смотр. расчет марша)

$$q_1 = \frac{Q}{a} = \frac{15,7}{15} = 1,047 \text{ кН / м}$$

Изгибающий момент на выпуске от нагрузки на 1 м:

$$M_1 = q_1 \frac{10+7}{2} = 1047 \cdot 8,5 = 8857 \text{ Нсм} = 0,885 \text{ кНм}$$

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра:

$$M = \frac{(q + q_1)l_0^2}{8} = \frac{(4,97 + 1,05) \cdot 2,7^2}{8} = 5,49 \text{ кНм}$$

Расчетное значение поперечной силы с учетом $\gamma_n = 0,95$

$$Q = \frac{(q + q_1)l}{2} \gamma_n = \frac{(4,97 + 1,05) \cdot 2,7 \cdot 0,95}{2} = 7,72 \text{ кН}$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой в сжатой зоне шириной $b'_f = 6h'_f + b_r = 6 \cdot 6,5 + 12 = 51\text{см}$

Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнять на действие только изгибающего момента $M = 5,49 \text{ кНм}$

В соответствии с общим порядком расчета изгибаемых элементов определяем:

- расположение нейтральной оси по условию при $x = h'_f$

$$M\gamma_n = 549000 \cdot 0,95 = 0,52 \cdot 10^6 < R_b\gamma_{b2}b'_fh'_f(h_0 - 0,5h'_f) = 14,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 51 \cdot 6,5 \cdot (26,5 - 0,5 \cdot 6,5) = 10,1 \cdot 10^7 \text{ Нсм}$$

Условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке.

$$A_0 = \frac{M\gamma_n}{R_b\gamma_{b2}b'_f h_0^2} = \frac{549000 \cdot 0.95}{14.5 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 51 \cdot 26.5^2} = 0.011$$

По таблицам определяем $\eta = 0,993$; $\xi = 0,011$;

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{R_s\eta h_0} = \frac{549000 \cdot 0.95}{280 \cdot 100 \cdot 0.993 \cdot 26,5} = 0.71 \text{ см}^2$$

Принимаем из конструктивных соображений 2ф10 А-240 С : $A_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу.

Вычисляем проекцию наклонного сечения на продольную ось С:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2$$

$$\text{где: } \varphi_n = 0, \varphi_f = \frac{0.75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 6,5^2}{12 \cdot 26,5} = 0,299 < 0,5$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0 + 0,299 = 1,299 < 1,5;$$

$$\text{Тогда: } B_b = 2 \cdot 1,299 \cdot 1,05 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 26,5^2 = 20,7 \cdot 10^5 \text{ Н / см}$$

В расчете наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$, а так как $Q_b = \frac{B_b}{2}$, то

$$c = \frac{B_b}{0.5Q} = \frac{20,7 \cdot 10^5}{0.5 \cdot 7720} = 531 \text{ см}, \text{ что больше } 2h_0 = 2 \cdot 26,5 = 53 \text{ см. Тогда}$$

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{20,7 \cdot 10^5}{53} = 39,1 \cdot 10^3 \text{ Н} = 39,1 \text{ кН} \quad \text{что больше } Q_{\max} = 7,72 \text{ кН},$$

следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

По конструктивным требованиям принимаем закрытые хомуты из арматуры диаметром 6 мм класса А-240 С шагом 150 мм. Консольный выступ для опирания марша армируют сеткой С-2 из арматуры

диаметром 6мм класса А-240 С поперечные стержни этой сетки скрепляют с хомутами каркаса К-1 ребра.

2.7.4. ПРОВЕРКА ЛЕСТНИЧНОЙ ПЛОЩАДКИ НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ.

Пластический момент сопротивления расчетного сечения определяется следующим образом:

$$M_l = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{3,6}{8} \cdot 2,5^2 = 2,8 \text{ кНм}$$

$$M_{sh} = \frac{P_n l_0^2}{8} = \frac{3}{8} \cdot 2,5^2 = 2,34 \text{ кНм}$$

$$M_l + M_{sh} = 2,8 + 2,34 = 5,14 \text{ кНм}$$

$$\varphi_f = \frac{b'_f - b}{bh_0} \cdot h'_f = \frac{51 - 16}{16 \cdot 19} \cdot 6,5 = 0,75$$

$$W_{pl} = (0,292 + 0,075\varphi_f)bh^2 = (0,292 + 0,075 \cdot 0,75) \cdot 16 \cdot 19^2 = 2011 \text{ см}^3$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} = 1,6 \cdot 100 \cdot 2011 / 10^5 = 3,2 \text{ кНм}$$

$$M_{sh} + M_l = 5,14 \text{ кНм} > M_{crc} = 3,2 \text{ кНм}$$

Следовательно, в продольных ребрах плиты возникают трещины.

Предварительно определяем значение z - расстояние между равнодействующими внутренних усилий. Вычисления выполняются в следующей последовательности:

$$\varphi_f = 0,75, \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{170000}{27000} = 6,3$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0,75 \left(1 - \frac{6,5}{2 \cdot 19} \right) = 0,622$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1,57}{16 \cdot 19} = 0,005, \beta = 1,8$$

Дальнейшие вычисления выполняются по следующей схеме :

а)

$$\delta = \frac{M_{sh} + M_l}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2}; \quad \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}; \quad x = \xi \cdot h_0 < h_f; \quad z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)$$

$$\text{б) } \delta = \frac{M_{sh}}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2}; \quad \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}; \quad x = \xi \cdot h_0 < h_f; \quad z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)$$

$$\text{в) } \delta = \frac{M_l}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2}; \quad \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}}; \quad x = \xi \cdot h_0 < h_f; \quad z = h_0 \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)$$

Тогда:

$$\text{а) } \delta = \frac{5,14 \cdot 10^5}{18,5 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 19^2} = 0,05$$

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(0.05 + 0.622)}{10 \cdot 0.005 \cdot 6.3}} = 0.064$$

$$x = 0.064 \cdot 19 = 1.215 \text{ см} < h_f = 6.5 \text{ см}$$

$$z = 19 \left(1 - \frac{0.064}{2} \right) = 18.39 \text{ см}$$

$$б) \delta = \frac{2.34 \cdot 10^5}{18.5 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 19^2} = 0.022$$

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(0.022 + 0.622)}{10 \cdot 0.005 \cdot 6.3}} = 0.066$$

$$x = 0.066 \cdot 19 = 1.25 \text{ см} < h_f = 6.5 \text{ см}$$

$$z = 19 \left(1 - \frac{0.066}{2} \right) = 18.37 \text{ см}$$

в)

$$\delta = \frac{2.8 \cdot 10^5}{18.5 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 19^2} = 0.026$$

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(0.026 + 0.622)}{10 \cdot 0.005 \cdot 6.3}} = 0.065$$

$$x = 0.065 \cdot 19 = 1.245 \text{ см} < h_f = 6.5 \text{ см}$$

$$z = 19 \left(1 - \frac{0.065}{2} \right) = 18.38 \text{ см}$$

Определяем ширину продолжительного раскрытия трещин:

$$\sigma_{s,l} = \frac{M_l}{A_s z} = \frac{2.8 \cdot 10^5}{1.57 \cdot 18.38 \cdot 100} = 97.03 \text{ МПа}$$

$$a_{crc,l} = (1.6 - 15\mu) \frac{\sigma_{s,l}}{E_s} 20(3.5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = (1.6 - 15 \cdot 0.005) \frac{97.03}{170000} 20 \cdot$$

$$\cdot (3.5 - 100 \cdot 0.005) \sqrt[3]{10} = 0.112 \text{ мм} < a_{crc,u} = 0.3 \text{ мм}$$

Определяем ширину непродолжительного раскрытия трещин

$$\sigma_{s,sh} = \frac{M_l + M_{sh}}{A_s z} = \frac{5.14 \cdot 10^5}{1.57 \cdot 18.39 \cdot 100} = 178 \text{ МПа}$$

$$a_{crc,sh} = a_{crc,l} \left[1 + \left(\frac{\sigma_{s,sh}}{\sigma_{s,l}} - 1 \right) \frac{1}{1.6 - 15\mu} \right] = 0.112 \left[1 + \left(\frac{178}{97.03} - 1 \right) \frac{1}{1.6 - 15 \cdot 0.005} \right] =$$

$$= 0.173 \text{ мм} < a_{crc,u} = 0.4 \text{ мм}$$

2.7.5. РАСЧЕТ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ.

Расчет выполняется в следующей последовательности :

$$а) \varphi_m = \frac{3,2}{5,14} = 0,62, \psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,62 = 0,57$$

Принимаем $\psi_s = 0,57$

$$B_1 = \frac{19 \cdot 18,39 \cdot 10^7}{\frac{0,57}{1,57 \cdot 2} + \frac{0,9}{(0,75 + 0,064)27 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 1,9}} = 1,65 \cdot 10^{10} \text{ Нсм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{5,14 \cdot 10^5}{1,65 \cdot 10^{10}} = 3,12 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$б) \varphi_m = \frac{3,2}{2,8} = 1,14, \psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 1,14 = 0$$

$$B_2 = \frac{19 \cdot 18,37 \cdot 10^7}{\frac{0}{1,57 \cdot 2} + \frac{0,9}{(0,75 + 0,066)27 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 1,9}} = 1,17 \cdot 10^{10} \text{ Нсм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{2,8 \cdot 10^5}{1,17 \cdot 10^{10}} = 2,39 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$в) \varphi_m = 1,14, \psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,47 = 0$$

Принимаем $\psi_s = 0,87$

$$B_3 = \frac{19 \cdot 18,37 \cdot 10^7}{\frac{0}{1,57 \cdot 2} + \frac{0,9}{(0,75 + 0,065)27 \cdot 0,45 \cdot 1,6 \cdot 1,9}} = 1,17 \cdot 10^{10} \text{ Нсм}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{2,8 \cdot 10^5}{1,17 \cdot 10^{10}} = 2,39 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 3,12 \cdot 10^{-5} - 2,39 \cdot 10^{-5} + 2,39 \cdot 10^{-5} = 3,12 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогиб плиты в середине пролета определяется по формуле:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \left(\frac{1}{r}\right) = \frac{5}{48} 2,5^2 \cdot 10^4 \cdot 3,12 \cdot 10^{-5} = 0,21 \text{ см} < f_u = \frac{l}{300} = 1 \text{ см}$$

Полученные значения $a_{crc,sh}, a_{crc,l}, f$ сравниваем с допускаемыми величинами, которыми определяются условиями нормальной эксплуатации сооружений.

3.1. Расчет и проектирование свайных фундаментов

3.1. Расчет и проектирование свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований производят по двум группам предельных состояний:

- первая группа — несущая способность свайных фундаментов почвы; по устойчивости грунтового массива со свайным фундаментом; по прочности материала свай и ростверки;*

- вторая группа — осадки свайных фундаментов от вертикальных нагрузок; по перемещениям свай совместно с грунтом оснований от действия горизонтальных нагрузок и моментов; по образованию или раскрытия трещин в железобетонных конструкциях свайных фундаментов.*

Расчет несущей способности грунтов основания включает в выполнении условия.

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k},$$

где N — расчетная нагрузка, передаваемая на сваю, кН; F_d — несущая способность сваи, γ_k — коэффициент надежности, принимаемый равным: 1,2 — если несущая способность сваи определена по результатам ее испытания статической нагрузкой; 1,25 — по результатам динамических испытаний, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам статического зондирования грунта или его испытания эталонной сваей или сваей-зондом; 1,4 — по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта, или расчетом практическим методом.

Фундаменты из свай, рассчитывать по деформациям от вертикальных нагрузок не требуется.

Расчет свай и ростверков по прочности материала зависит от материалов, используемых для соответствующих строительных норм и правил.

Типа свайного фундамента сваи выбирается в зависимости от назначения и дизайна конструкции. Основы часто селятся с низкого класса, высокового ростверка используется в основном в мосты и эстакады в порту гидротехнических сооружений (причалы, пирсы и т. д.).

В пучинистых грунтах ростверк закладывается ниже расчетной глубины промерзания. В противном случае меры по предотвращению или уменьшению влияния сил морозного пучения грунта.

Меры включают, например, создание воздушного зазора между днищем плота фундамента и поверхностью грунта, и на ростверки под наружные стены коры под подошвой ростверка шлакового слоя толщиной не менее 0,3 м или песка толщиной не менее 0,5 м.

Зная несущую способность сваи F_d и предполагая, что ростверк способствует равномерному перераспределению нагрузки на все сваи фундамента, необходимое число свай в кусте или на 1 м длины ленты определяется по формуле :

$$n = \frac{\gamma_k \cdot N_{01}}{F_d},$$

где γ_k — коэффициент надежности, принимаемый равным: 1,2 — если несущая способность сваи определена по результатам ее испытания статической нагрузкой; 1,25 — по результатам динамических испытаний, выполненных с учетом упругих деформаций грунта, а также по результатам статического зондирования грунта или его испытания эталонной сваей или сваей-зондом; 1,4 — по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта, или расчетом практическим методом, N_{01} — расчетная нагрузка на куст, кН, или на 1 м длины ленточного фундамента, кН/м.

Если сваи куста работают только на сжимающую нагрузку, то достаточно их заделки в ростверк на 5. 10 см. Если сваи воспринимают выдергивающие нагрузки или моменты, то их связь с ростверком делают надежнее, голову сваи разбивают и арматуру сваи заводят в ростверк.

После размещения свай в плане и уточнения габаритных размеров ростверка определяют нагрузку, приходящуюся на каждую сваю, и проверяем условие.

$$N = \frac{N_{01} + G_f + G_g}{n} \leq \frac{F_d}{\gamma_k},$$

Если условие не выполняется, то необходимо увеличить количество свай в фундаменте или подобрать другой вид свай и повторить расчет.

Для свайного фундамента под стену (ленточный свайный фундамент) число свай на 1 м, может быть дробным. Расчетное расстояние между осями свай по длине стены определяется по формуле :

$$a = \frac{1}{n}.$$

Полученный результат округляется таким образом, чтобы шаг свай был кратен 5 см. В зависимости от величины a определяется число рядов свай, при этом расстояние между осями свай принимается не менее $3d$.

Ширину ростверка ленточного свайного фундамента определяют по формуле

$$b_p = d + 2c_0 + (m - 1)c_p,$$

По опытным данным, несущая способность сваи куста и одиночной сваи может различаться за счет более интенсивного уплотнения грунта при забивке.

Формула для определения несущей способности сваи имеет вид:

$$F_d = \gamma_c [\gamma_{cR} (1 + B^b) RA + A^b u \sum \gamma_{cf} f_i h_i],$$

где B^b и A^b — коэффициенты соответственно увеличения сопротивления грунта под нижним концом сваи в результате его уплотнения и уменьшения сопротивления по боковой поверхности сваи в результате совместной работы свай в фундаменте.

На глубине 12,3 м от поверхности для песка мелкого получим $R=2690$ кПа. Расчетные сопротивления на боковой поверхности сваи:

3.2. Фундаменты в вытрамбованных котлованах.

Фундаменты, в вытрамбованных котлованах с расширенной основой, разработаны монолитным.

Вид твердого материала для создания расширенной базы выбирается в зависимости от нагрузки на фундамент, наличия местных материалов, размеров, увеличивается, и условия работы. Для фундаментов с поперечным нагрузкам от вертикали более чем на 0,8 целесообразно применять жесткий бетон. При производстве работ в зимнее время рекомендуется применять не замерзающий сыпучий материал: щебень, илистый гравий без частиц глины, шлак.

После вытрамбовывания жесткого материала в дно котлована трамбовкой с заостренным нижним концом создается распространение, имеющее форму шара. Форма уширения при вытрамбовывании жесткого материала отдельными порциями с высотой засыпки по 0,6—1,2 м принимается в виде:

- шара ($h_{br}=r_{br}$) для случаев, когда ниже дна вытрамбованного котлована залегают песчаные грунты с $\rho_d \geq 1,6 \text{ т/м}^3$ или пылевато-глинистые грунты с $\rho_d \geq 1,6 \text{ т/м}^3$ и степенью влажности $S_r < 0,7$, а также $\rho_d \geq 1,7 \text{ т/м}^3$ и $S_r > 0,7$;
- эллипсоида вращения с отношениями полуосей $\frac{h_{br}}{r_{br}} = 1,4$ при

залегании ниже дна котлована песчаных грунтов с $\rho_d < 1,5 \text{ т/м}^3$ или пылевато-глинистых грунтов с $S_r < 0,7$ при $\rho_d < 1,6 \text{ т/м}^3$ и $S_r \geq 0,7$ при $1,5 < \rho_d < 1,7 \text{ т/м}^3$ и $\frac{h_{br}}{r_{br}} = 1,8$ для глинистых грунтов с $S_r > 0,7$ и $\rho_d < 1,5 \text{ т/м}^3$.

Радиус уширения основания определяется по формуле

$$r_{br} = k_{br} \sqrt[3]{V_{cr}},$$

Максимальный диаметр уширения, получаемый при втрамбовывании жесткого материала, принимается не более удвоенного диаметра нижнего сечения трамбовки.

Площадь уширенного основания из жесткого материала в его наибольшем сечении принимается равной:

$$A_{br} = 3,14 r_{br}^2,$$

Толщина уплотненной зоны ниже уширенной части из втрамбованного материала определяется по формуле

$$h_s = r_s - r_{br}.$$

Радиус уплотненной зоны определяется по формуле

$$r_s = 0,95 r_{br} \sqrt{\frac{\rho_{d,s}}{(\rho_{d,s} - \rho_d)}} = r_{br} \eta_\rho,$$

где ρ_d и $\rho_{d,s}$ — соответственно средние значения плотностей сухого грунта природного сложения и уплотненного грунта.

Площадь сечения уплотненной зоны, образующейся при втрамбовывании жесткого материала, в месте наибольшего уширения принимается равной:

$$A_s = 3,14 r_s^2.$$

Несущая способность фундамента F_{f1} , исходя из несущей способности жесткого материала, втрамбованного в дно котлована, определяется по формуле

$$F_{f1} = \gamma_c F_{cr} A ,$$

где γ_c — коэффициент условий работы фундамента, принимаемый равным 1; F_{cr} — параметр жесткого материала, принимаемый равным для: жесткого бетона, щебня и гравия 10 000 кПа, для крупного песка — 5000 кПа; A — площадь нижнего сечения фундамента, м².

Несущая способность фундамента F_{f2} по уплотненному слою определяется по формуле

$$F_{f2} = [R_s A_{br} + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)],$$

где R_s — расчетное сопротивление уплотненного грунта под уширением; A_{br} — площадь поперечного сечения уширенного основания из жесткого материала в месте его наибольшего уширения; u_m — периметр поперечного сечения фундамента в его средней части; f_w — расчетное сопротивление грунта по боковой поверхности наклонной части; γ_{c1} — коэффициент условий работы грунта по боковой поверхности фундамента, принимаемый равным 0,8; i — уклон боковых стенок фундамента в долях единицы, определяемый как отношение полуразности сторон поперечного сечения в верхней и нижней частях фундамента к высоте фундамента; при $i \geq 0,025$ следует принимать $i = 0,025$; E — модуль деформации верхнего слоя грунта, залегающего в пределах наклонной части фундамента, определяемый по результатам компрессионных испытаний образцов грунта природного сложения в водонасыщенном состоянии при изменении давления на грунт от нуля до величины начального просадочного давления; γ_{c2} — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,5; ξ_r — коэффициент, принимаемый равным 0,8.

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

$$F_{f3} = \gamma'_g [R A_s + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_2)],$$

где γ'_g — коэффициент условий работы подстилающего неуплотненного грунта; R — расчетное сопротивление подстилающего слоя грунта, определяемое для непросадочных грунтов, а для просадочных грунтов — с коэффициентом k , вводимым к величине начального просадочного давления p_{s1} и принимаемым равным при определении p_{s1} по штамповым испытаниям $k=1,2$, по компрессионным испытаниям — $k=$

1,5; A_5 — площадь поперечного сечения уплотненной зоны в месте ее наибольшего размера.

3.3. Расчет ФВК.

Нагрузка на обрезах фундамента:

$$N = 662,77 \text{ кН.}$$

$$r_{br} \leq 2r_n = 0,6 \text{ м}$$

$$V_f = \left(\frac{r_{br}}{0,62} \right)^3 = \left(\frac{0,6}{0,62} \right)^3 = 0,91 \text{ м}^3$$

$$A_{br} = 0,6 \cdot \pi = 1,13 \text{ м}^2$$

$$r_s = r_{br} \cdot \eta_p = 0,6 \cdot 1,7 = 1,02 \text{ м}$$

$$A_s = \pi \cdot r_s^2 = 3,14 \cdot 1,02^2 = 3,27 \text{ м}^2$$

$$F_{f2} = [R_s A_{br} + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)],$$

где $R_s = 2170 \text{ кПа}$ ($h = 6,7 \text{ м}$);

$$A_{br} = 0,6 \cdot \pi = 1,13 \text{ м}^2$$

$$d_1 = 1,5 \text{ м}; u_{m1} = 2,51 \text{ м}; f_{w1} = 13 \text{ кПа}; E_1 = 6,0 \text{ МПа};$$

$$d_2 = 1,6 \text{ м}; u_{m2} = 2,36 \text{ м}; f_{w1} = 16 \text{ кПа}; E_1 = 6,0 \text{ МПа};$$

$$d_1 = 1,9 \text{ м}; u_{m1} = 2,04 \text{ м}; f_{w1} = 30,5 \text{ кПа}; E_1 = 10,0 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{c1} = 0,8;$$

$$i = 0,025;$$

$$\gamma_{c2} = 0,5;$$

$$\xi_r = 0,8.$$

$$F_{f2} = [R_s A_{br} + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)] =$$

$$= \left[\begin{array}{l} 2170 \cdot 1,13 + 1,5 \cdot 2,51 (13 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 6000 \cdot 0,5 \cdot 0,8) + \\ + 1,6 \cdot 2,36 (16 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 6000 \cdot 0,5 \cdot 0,8) + \\ + 1,9 \cdot 2,04 (30,5 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 10000 \cdot 0,5 \cdot 0,8) \end{array} \right] = 3474,22 \text{ кН}$$

$$R_z = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} \cdot \left[\begin{array}{l} 0,43 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 9,01 + 2,73 \cdot 7,17 \cdot 12,78 + \\ + (2,4 - 1,0) \cdot 12,78 + 5,31 \cdot 20 \end{array} \right] = 421,9 \text{ кН}$$

Допустимая нагрузка на сваю:

$$N_{\text{аи}} = \frac{F_d}{\gamma_n} = \frac{3474,22}{1,4} = 2481,6 \text{ кН};$$

$$N_1 = 793,01 \text{ кН} < N_{\text{аи}} = 2481,6 \text{ кН}.$$

Определяем количество свай на участке $l = 7,3 \text{ м}$:

$$n = \frac{793,01 \cdot 7,3}{2481,6} = 2,33 \phi \delta$$

ПОДСЧЕТ
нагрузок в уровне верха ростверка фундамента

Таблица 1

Стена по оси "А" в осях 17-20

Ширина грузовой площади b=3,65 м

№ п.п.	Наименование конструкций	Формула подсчета	Нагрузка для расчета, кН/м		
			по деформациям N _{II} (нормативная)	коэф. перегр.	по несущей способности N _I (расчетная)
1	2	3	4	5	6
1	Фундаментные блоки t=500 мм	0,5*4,15*25	51.88	1.1	57.06
2	Кирпичная кладка t=510 мм, h=18,0 м	0,51*18,0*18	165.24	1.1	181.76
3	Собственный вес от плит перекрытия и покрытия	0,12*25*3,65*7	76.65	1.1	84.32
4	Перегородки	1,7*3,65*5	31.03	1.1	34.13
<u>Полы</u>					
5	Конструкция пола на типовом этаже g=8,0кН/м2	8,0*3,65*5	146.00	1.3	189.80
<u>Покрытие</u>					
6	Конструкция покрытия g=1,0кН/м2	1,0*3,65	3.65	1.3	4.75
<u>Временные нагрузки</u>					
7	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытие типового этажа g=1,5кПа	1,5*3,65*5	27.38	1.3	35.59
8	Полезная нагрузка на перекрытие технического этажа g=2кПа	2*3,65*1	7.30	1.3	9.49
9	Снег g=1,0 кПа	1,0*3,65	3.65	1.4	5.11
ИТОГО:			512.77		602.00

ПОДСЧЕТ
нагрузок в уровне верха ростверка фундамента

Таблица 2

Стена по оси "Д" в осях 17-18

Ширина грузовой площади $b=5,4$ м

№ п.п.	Наименование конструкций	Формула подсчета	Нагрузка для расчета, кН/м		
			по деформациям N_{II} (нормативная)	коэф. перегр.	по несущей способности N_T (расчетная)
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
1	Фундаментные блоки $t=500$ мм	$0,5*4,15*25$	51.88	1.1	57.06
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
2	Кирпичная кладка $t=380$ мм, $h=18$ м	$0,38*18*18$	123.12	1.1	135.43
3	Собственный вес от плит перекрытия и покрытия	$0,12*25*5,4*7$	113.40	1.1	124.74
4	Перегородки	$1,7*5,4*5$	45.90	1.1	50.49
<u>Полы</u>					
5	Конструкция пола на типовом этаже $g=8,0$ кН/м ²	$8,0*5,4*5$	216.00	1.3	280.80
<u>Покрытие</u>					
6	Конструкция покрытия $g=1,0$ кН/м ²	$1,0*5,4$	5.40	1.3	7.02
<u>Временные нагрузки</u>					
7	Полезная нагрузка на междуэтажное перекрытие 1 этажа $g=2$ кПа	$2*5,4*1$	10.80	1.2	12.96
8	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытие типового этажа $g=1,5$ кПа	$1,5*5,4*4$	32.40	1.3	42.12
9	Полезная нагрузка на перекрытие технического этажа $g=2$ кПа	$2*5,4*1$	10.80	1.3	14.04
10	Снег $g=1,0$ кПа	$1,0*5,4$	5.40	1.4	7.56
ИТОГО:			615.10		732.22

ПОДСЧЕТ
нагрузок в уровне верха ростверка фундамента

Таблица 3

Стена по оси "7" в осях Л-Н

Ширина грузовой площади $b=6,15$ м

№ п.п.	Наименование конструкций	Формула подсчета	Нагрузка для расчета, кН/м		
			по деформациям N_{II} (нормативная)	коэф. перегр.	по несущей способности N_T (расчетная)
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
1	Фундаментные блоки $t=400$ мм	$0,4*4,15*25$	41,50	1,1	45,65
2	Кирпичная кладка $t=380$ мм, $h=18$ м	$0,38*18*18$	123,12	1,1	135,43
3	Собственный вес от плит перекрытия и покрытия	$0,12*25*6,15*7$	129,15	1,1	142,07
4	Перегородки	$1,7*6,15*5$	52,28	1,1	57,50
<u>Полы</u>					
5	Конструкция пола на типовом этаже $g=8,0$ кН/м ²	$8,0*6,15*5$	246,00	1,3	319,80
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
<u>Покрытие</u>					
6	Конструкция покрытия $g=1,0$ кН/м ²	$1,0*6,15$	6,15	1,3	8,00
<u>Временные нагрузки</u>					
7	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытие типового этажа $g=1,5$ кПа	$1,5*6,15*5$	46,13	1,3	59,96
8	Полезная нагрузка на перекрытие технического этажа $g=2$ кПа	$2*6,15*1$	12,30	1,3	15,99
9	Снег $g=1,0$ кПа	$1,0*6,15$	6,15	1,4	8,61
ИТОГО:			662,77		793,01

ПОДСЧЕТ
нагрузок в уровне верха ростверка фундамента

Таблица 4

Стена по оси "10" в осях Е-К

Ширина грузовой площади $b=3,7$ м

№ п.п.	Наименование конструкций	Формула подсчета	Нагрузка для расчета, кН/м		
			по деформациям N_{II} (нормативная)	коэф. перегр.	по несущей способности N_T (расчетная)
1	2	3	4	5	6
1	Фундаментные блоки $t=500$ мм	$0,5*4,15*25$	51,88	1,1	57,06
2	Кирпичная кладка $t=380$ мм, $h=18$ м	$0,38*18*18$	123,12	1,1	135,43
3	Собственный вес от плит перекрытия и покрытия	$0,12*25*3,7*7$	77,70	1,1	85,47
4	Перегородки	$1,7*3,7*5$	31,45	1,1	34,60
<u>Полы</u>					
5	Конструкция пола на типовом этаже $g=8,0$ кН/м ²	$8,0*3,7*5$	148,00	1,3	192,40
<u>Покрытие</u>					
6	Конструкция покрытия $g=1,0$ кН/м ²	$1,0*3,7$	3,70	1,3	4,81
<u>Временные нагрузки</u>					
7	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытие типового этажа $g=1,5$ кПа	$1,5*3,7*5$	27,75	1,3	36,08
8	Полезная нагрузка на перекрытие технического этажа $g=2$ кПа	$2*3,7*1$	7,40	1,3	9,62
9	Снег $g=1,0$ кПа	$1,0*3,7$	3,70	1,4	5,18
ИТОГО:			474,70		560,64

ПОДСЧЕТ
нагрузок в уровне верха ростверка фундамента

Таблица 5

Стена по оси "12" в осях В-Е

Ширина грузовой площади $b=6,15$ м

№ п.п.	Наименование конструкций	Формула подсчета	Нагрузка для расчета, кН/м		
			по деформациям N_{II} (нормативная)	коэф. перегр.	по несущей способности N_T (расчетная)
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
1	Фундаментные блоки $t=400$ мм	$0,4*4,15*25$	41,50	1,1	45,65
2	Кирпичная кладка $t=380$ мм, $h=18$ м	$0,38*18*18$	123,12	1,1	135,43
3	Собственный вес от плит перекрытия и покрытия	$0,12*25*6,15*7$	129,15	1,1	142,07
4	Перегородки	$1,7*6,15*5$	52,28	1,1	57,50
<u>Полы</u>					
5	Конструкция пола на типовом этаже $g=8,0$ кН/м ²	$8,0*6,15*5$	246,00	1,3	319,80
<u>Покрытие</u>					
6	Конструкция покрытия $g=1,0$ кН/м ²	$1,0*6,15$	6,15	1,3	8,00
<u>Временные нагрузки</u>					
7	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытие типового этажа $g=1,5$ кПа	$1,5*6,15*5$	46,13	1,3	59,96
8	Полезная нагрузка на перекрытие технического этажа $g=2$ кПа	$2*6,15*1$	12,30	1,3	15,99
9	Снег $g=1,0$ кПа	$1,0*6,15$	6,15	1,4	8,61
ИТОГО:			662,77		793,01

3.4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ КОНВЕЙЕРНЫХ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КИРПИЧНЫЕ СТЕНЫ И БОЛЬШОЙ БЛОК

Фундаменты под стены кирпичных и крупноблочных зданий на основе железобетонных свай, расположенных в один или два ряда, должны рассчитываться на эксплуатационные нагрузки и на нагрузки, возникающие в период строительства.

Расчет ростверка при однорядном расположении свай в поперечном направлении, производится как однопролетной балки на двух опорах. Определить расчетное усилие от эксплуатационных нагрузок в монолитном железобетонном ростверке шириной $B_p = 1,0$ м, высотой $H_p = 0,5$ м, на который опирается стена из бетонных блоков с шириной $B_c = 400$ мм при ширине крышки БК = 400 мм. Класс бетона по прочности на сжатие М150, раствор 75. Сваи с диаметром $D = 800$ мм, расположенных в один ряд. Расстояние между осями свай в ряду вдоль оси стенки $L = 3,1$ м. Расчетную нагрузку в нижней части ростверка

$$Q_0 = 662,77 + 0,5 * 1,0 * 25 = 675,27 \text{ кН/м.}$$

Расчет ростверка на эксплуатационные нагрузки должны быть условия распределения нагрузки в виде треугольников с наибольшей ординатой p , кПа, над осью свай, которая определяется по формуле

$$p = \frac{q_0 L}{a}, \quad (1)$$

где L — расстояние между осями свай по линии ряда или рядов, м; $L_{св}$ — расстояние между сваями в свету, м.; $L_{св} = 3,1 - 0,8 = 2,3$ м;

q_0 — равномерно распределенная нагрузка от здания на уровне низа ростверка (вес стен, перекрытий, ростверка и полезная нагрузка), кН/м; $q_0 = 662,77 + 0,5 * 1,0 * 25 = 675,27$ кН/м

a — длина полуоснования эпюры нагрузки, м, определяемая по формуле

$$a = 3,14 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_k b_k}}, \quad (2)$$

где E_p — модуль упругости бетона ростверка, МПа; $E_0 = E_p = 2,1 \cdot 10^5$ МПа

I_p — момент инерции сечения ростверка, м⁴;

$$I_p = \frac{b_p h_p^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 0,5^3}{12} = 10,4 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

E_k — модуль упругости кладки стены над ростверком, МПа;

Определяем модуль упругости кладки стены из бетонных блоков над ростверком по формуле 7 в [9]: $E_k = 0,5 E_0$,

Где $E_0 = \alpha k R$, формула 1 в [9],

α - упругая характеристика кладки, принимается по таблице 15 в [9] равна 1500.

k - коэффициент, принимаемый по табл. 14, равен 2.

R - расчетное сопротивление сжатию кладки, принимаемое по таблице 4 в [9], $R=3,1$ МПа.

$$E_0 = \alpha k R = 1500 \cdot 2 \cdot 3,1 = 9300 \text{ МПа.}$$

$$E_k = 0,5 E_0 = 0,5 \cdot 9300 = 4650 \text{ МПа.}$$

По формуле (2) вычисляем длину полуоснования эюры нагрузки:

$$a = 3,14 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_b b_b}} = 3,14 \sqrt{\frac{21000 \cdot 10,4 \cdot 10^{-3}}{4650 \cdot 0,4}} = 1,07 \text{ м.}$$

b_k — ширина стены, опирающейся на ростверк (ширина цоколя), м; $b_k = 400$ мм.

Наибольшую ординату эюры нагрузки над гранью свая p_o , кПа, можно определить по формуле

$$p_o = \frac{q_o L_p}{a}, \quad (3)$$

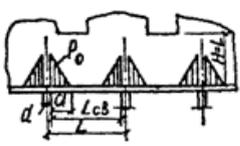
где q_o , a — значения те же, что и в формуле (1):

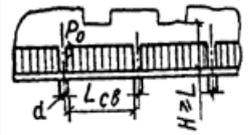
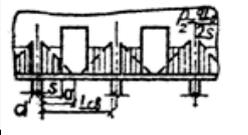
L_p — расчетный пролет, м, принимаемый равным $1,05 L_{св}$, (где $L_{св}$ — расстояние между сваями в свету, м.); $L_p = 1,05 L_{св} = 1,05 \cdot 2,3 = 2,42$ м.

$$p_o = \frac{675,27 \cdot 2,42}{1,07} = 1527 \text{ кПа}$$

Для различных схем нагрузок расчетные изгибающие моменты M_{on} и M_{np} определяются по формулам, приведенным в табл. 1.

Таблица 1

№ п. п.	Область применения	Схема применения	Момент на опоре M_{on}	Момент в середине пролета M_{np}
1	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$		$-\frac{q_o a (2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_o a^2}{12}$
2	$a \leq \frac{L_{св}}{2}$ $a < S$			

3	$\frac{L_{ce}}{2} \leq a \leq L_{ce}$		$\frac{-q_0 a(2L_p - a)}{12}$	$\frac{q_0}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3(L_p - 6a)}{a^2} \right]$
4	$a \geq L_{ce}$		$\frac{-q_0 L_p^2}{12}$	$\frac{q_0 L_p^2}{24}$
5	$a < S$		$\frac{-q_0 S(3L_p - 2S)}{12}$	$\frac{q_0 S^2}{6}$

Так как $a = 1,07 \text{ м} < \frac{L_{\text{н\acute{a}}}}{2} = \frac{2,3}{2} = 1,15 \text{ м}$, опорный и пролетный моменты определены по формулам, приведенным в табл. 1 данного приложения для схемы 1.

$$M_{\text{иr}} = \frac{-q_0 a(2L_p - a)}{12} = \frac{-675,27 \cdot 1,07(2 \cdot 2,42 - 1,07)}{12} = -229,00 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{и\delta}} = \frac{q_0 a^2}{12} = \frac{675,27 \cdot 1,07^2}{12} = 64,43 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечную силу определяем по формуле

$$Q_0 = \frac{q_p L_p}{2} = \frac{675,27 \cdot 2,42}{2} = 817,08 \text{ кН}.$$

По полученным расчетным усилиям в соответствии с требованиями главы СНиП II-21-75 «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНиП II-B.2-71 «Каменные и армокаменные конструкции» определяется продольное и поперечное армирование ростверка и проверяется прочность кирпичной кладки на местное сжатие (смятие) над сваей.

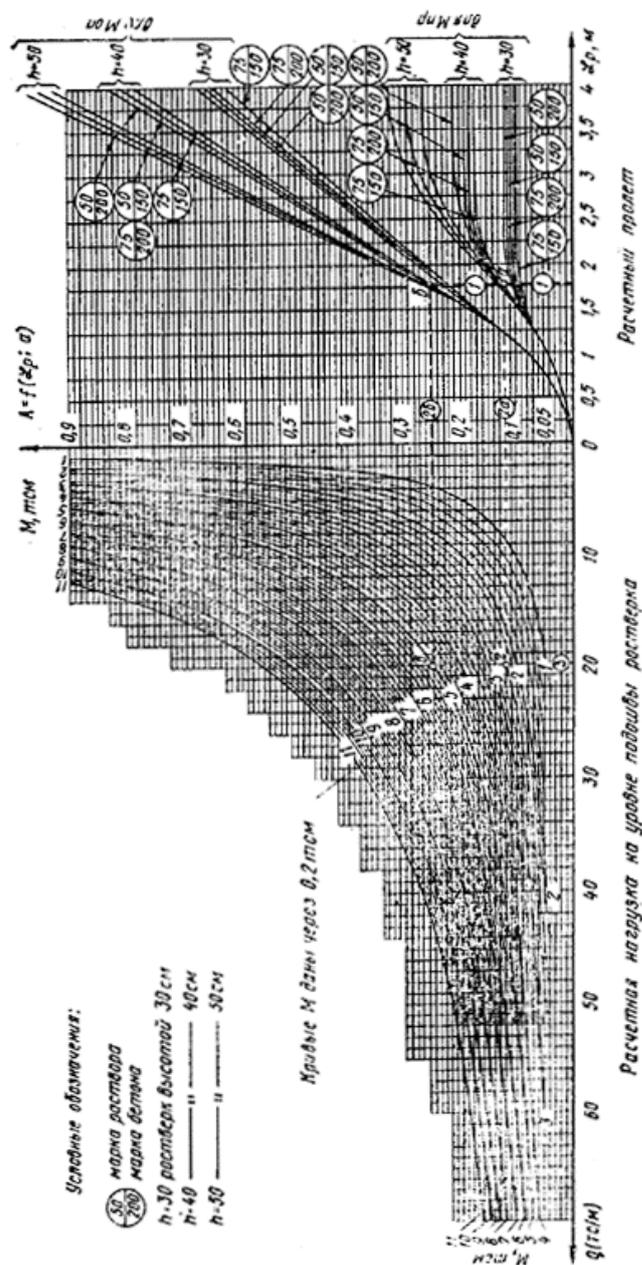


Рис. 1. График для определения опорного и пролетного моментов в свайном ростверке

3.4.1 Расчет продольной арматуры

Определяем площадь сечения продольной арматуры на опоре согласно п.3.18 пособия

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{227,00 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 440^2} = 0,152$$

Из табл. 18 для элемента из бетона класса В15 с арматурой класса А-II при $\gamma_{b2} = 0,9$ находим $\alpha_R = 0,499$.

Так как $\alpha_m = 0,152 < \alpha_R = 0,499$, сжатая арматура по расчету не требуется.

Из табл. 20 при $\alpha_m = 0,152$ находим $\zeta = 0,917$

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определим по формуле (23):

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{227,00 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,917 \cdot 440} = 2009,3 \text{ мм}^2$$

Принимаем на опоре $7 \varnothing 20 (A_s = 2199 \text{ мм}^2)$.

Подбираем площадь сечения арматуры в пролете.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{64,43 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 410^2} = 0,050$$

$\alpha_m = 0,050 < \alpha_R = 0,499$, сжатая арматура по расчету не требуется.

$\alpha_m = 0,050$, находим $\zeta = 0,975$

Определяем необходимую площадь арматуры по формуле

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{64,43 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,975 \cdot 410} = 575,6 \text{ мм}^2$$

Окончательно принимаем $A_s - 7 \varnothing 12 \text{ A-II } A_s = 792 \text{ мм}^2$

3.4.2 Расчет поперечной арматуры

Расчетная поперечная сила $Q = 911,34 \text{ кН}$.

Усилие, воспринимаемое бетоном согласно формуле 3.27 [3].

$$Q_0 = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}, \text{ где}$$

$\varphi_{b2} = 2$ - коэффициент для тяжелого бетона;

$R_{bt} = 0,675 \cdot 10^6$ - расчетное сопротивление бетона на растяжение, Па

$b = 1,0$ - ширина ростверка, м;

$h_0 = 0,44$ м - рабочая высота сечения;

$\tilde{n} = \frac{l_0}{4} = \frac{3,300}{4} = 0,825 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 0,88 \text{ м}$ - горизонтальная проекция наклонной

трещины принимаем $c = 0,825$ м.

$$Q_0 = \frac{2 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,44^2}{0,825} = 316,8 \text{ кН} < Q = 911,34 \text{ кН} .$$

Усилие, приходящееся на хомуты $Q_w = Q - Q_0 = 911,34 - 316,8 = 594,54 \text{ кН}$.

$$q_w = \frac{Q_w}{c} = \frac{594,54}{0,825} = 316,8 \text{ кН/м} .$$

Определяем шаг арматуры при $\varnothing 10 \text{ A-III}$

$$s = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{q_w} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 5,5 \cdot 10^{-4}}{721 \cdot 10^3} = 0,189 \text{ м}$$

Окончательно принимаем $7 \varnothing 10 \text{ A-III}$ шаг 150 мм.

СЕЧЕНИЕ 2-2

Расстояние между осями свай в ряду вдоль оси стены $L = 3,1$ м. Расчетная нагрузка на уровне низа ростверка $q_0 = 615,1 + 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 = 627,6 \text{ кН/м}$.

Пролет ростверка в свет равен: $L_{ce} = 3,4 - 0,8 = 2,6$ м;

Расчетный пролет $L_p = 1,05 L_{св} = 1,05 \cdot 2,6 = 2,73 \text{ м}$.

Так как $a = 1,07 \text{ м} < \frac{L_{\tilde{a}}}{2} = \frac{2,6}{2} = 1,3 \text{ м}$, то

$$M_{i\tilde{i}} = \frac{-q_o a(2L_p - a)}{12} = \frac{-627,6 \cdot 1,07(2 \cdot 2,73 - 1,07)}{12} = -245,67 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{i\delta} = \frac{q_o a^2}{12} = \frac{627,6 \cdot 1,07^2}{12} = 59,88 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$Q_o = \frac{q_p L_p}{2} = \frac{627,6 \cdot 2,73}{2} = 856,67 \text{ кН}.$$

3.4.3 Расчет продольной арматуры

На опоре:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{245,67 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 440^2} = 0,164 < \alpha_R = 0,499 \Rightarrow \zeta = 0,909$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{245,67 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,909 \cdot 440} = 2193,7 \text{ см}^2$$

Принимаем на опоре $6 \text{ } \varnothing 22 (A_s = 2281 \text{ мм}^2)$.

В пролете:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{59,88 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 410^2} = 0,046 < \alpha_R = 0,499 \Rightarrow \zeta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{59,88 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,977 \cdot 410} = 533,9 \text{ см}^2$$

Принимаем в пролете $6 \text{ } \varnothing 12 (A_s = 679 \text{ мм}^2)$.

3.4.4 Расчет поперечной арматуры

$Q = 856,67 \text{ кН}$.

$$\tilde{n} = \frac{l_{\delta}}{4} = \frac{3,730}{4} = 0,683 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 0,88 \text{ м}$$

$$Q_{\tilde{a}} = \frac{2 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,44^2}{0,683} = 382,7 \text{ кН} < Q = 856,67 \text{ кН}$$

$Q_w = Q - Q_{\tilde{a}} = 856,67 - 382,7 = 473,97 \text{ кН}$.

$$q_w = \frac{Q_w}{c} = \frac{473,97}{0,683} = 694 \text{ кН/м}$$

$$s = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{q_w} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4}}{694 \cdot 10^3} = 0,197 \text{ м}$$

Окончательно принимаем $6 \text{ } \varnothing 10 \text{ А-III шаг } 150 \text{ мм}$.

СЕЧЕНИЕ 3-3

Расстояние между осями свай в ряду вдоль оси стены $L = 4,1 \text{ м}$. Расчетная нагрузка на уровне низа ростверка $q_o = 512,77 + 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 = 525,27 \text{ кН/м}$.

Пролет ростверка в свет равен: $L_{св} = 4,1 - 0,8 = 3,3 \text{ м}$;

Расчетный пролет $L_p = 1,05 L_{св} = 1,05 \cdot 3,3 = 3,47 \text{ м}$.

Так как $a = 1,07 \text{ м} < \frac{L_{\text{н\acute{a}}}}{2} = \frac{3,3}{2} = 1,65 \text{ м}$, то

$$M_{\text{и\grave{r}}} = \frac{-q_o a (2L_p - a)}{12} = \frac{-525,27 \cdot 1,07 (2 \cdot 3,47 - 1,07)}{12} = -274,93 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{\text{и\grave{o}}} = \frac{q_o a^2}{12} = \frac{525,27 \cdot 1,07^2}{12} = 50,12 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$Q_o = \frac{q_p L_p}{2} = \frac{525,27 \cdot 3,47}{2} = 911,34 \text{ кН}.$$

3.4.5 Расчет продольной арматуры

На опоре:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{374,93 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 440^2} = 0,184 < \alpha_R = 0,499 \Rightarrow \zeta = 0,898$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{274,93 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,898 \cdot 440} = 2485 \text{ см}^2$$

Принимаем на опоре $6 \text{ } \varnothing 25 (A_s = 2945 \text{ мм}^2)$.

В пролете:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{50,12 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 410^2} = 0,039 < \alpha_R = 0,499 \Rightarrow \zeta = 0,980$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{50,12 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,980 \cdot 410} = 445,5 \text{ см}^2$$

Принимаем в пролете $6 \text{ } \varnothing 10 (A_s = 471 \text{ мм}^2)$.

3.4.6 Расчет поперечной арматуры

$Q = 911,34 \text{ кН}$.

$$\tilde{n} = \frac{l_{\delta}}{4} = \frac{3,470}{4} = 0,868 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 0,88 \text{ м}$$

$$Q_{\text{а}} = \frac{2 \cdot 0,675 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,44^2}{0,868} = 301,11 \text{ кН} < Q = 911,34 \text{ кН}$$

$$Q_w = Q - Q_{\text{а}} = 911,34 - 301,11 = 600,53 \text{ кН}.$$

$$q_w = \frac{Q_w}{c} = \frac{600,53}{0,868} = 692 \text{ кН/м}.$$

$$s = \frac{R_{sw} \cdot A_w}{q_w} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4}}{692 \cdot 10^3} = 0,197 \text{ м}$$

Окончательно принимаем $6 \text{ } \varnothing 10 \text{ А-III шаг } 150 \text{ мм}$.

3.5 Проектирование фундаментов мелкого заложения

Неглубокие фундаменты рассчитаны, как правило, в качестве базы для расчета по второй группе предельных состояний (деформациям). Расчет фундаментов и их оснований по деформациям должен производиться на основные сочетания расчетных нагрузок НИИ, с коэффициентами надежности, равными единице.

Предварительные размеры подошвы фундамента рассчитывается на основе сопоставления среднего давления под основанием фундамента и расчетное сопротивление грунта основания:

$$P \leq R,$$

где p -давление под фундаментной базой и R – расчетное сопротивление грунта основания в контакт с основанием фундамента.

Затем определяется величина расчетного количество осадков, которое сопоставляется с максимально допустимой для данного типа здания или сооружения.

В том случае, если $r < r$, то остаток Фонда должны быть определены с использованием расчетной схемы линейно деформируемого полупространства.

3.5.1 Расчет ленточного фундамента на естественном основании

Исходные данные. Фундамент проверяется на действие нагрузок, собранных в трех сечениях (смотри рисунок 4.1).

Предварительно принимаем ширину подошвы фундамента $b=1,0$ м.

Определяем расчетное сопротивление грунта основания по формуле:

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

где γ_{c1} и γ_{c2} - коэффициенты условий работы;

$k=1,0$, если прочностные характеристики грунта (φ и c) определены непосредственными испытаниями;

M_y, M_q, M_c – коэффициенты;

K_z - коэффициент, принимаемый равным (при $b < 10$ м) $K_z = 1$;

b - ширина подошвы фундамента, м;

γ_{II} - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих ниже подошвы фундамента; при наличии подземных вод определяется с учетом взвешивающего действия воды $\gamma_{взв} = (\gamma_s - \gamma_w) / (1 + e)$, кН/м³;

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

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

$$d_1 = h_s + \frac{h_{sf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 1,5 \cdot \frac{0,17 \cdot 20}{17,1} = 1,7 \quad - \quad \text{глубина заложения}$$

фундаментов;

$d_b = 2,2 \text{ м}$ - глубина подвала.

Находим коэффициенты

при $b=1$

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

$$\gamma_{II} = \frac{2,5 \cdot 17 + 11 \cdot 17,8}{2,5 + 11} = 17,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

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

$$\gamma'_{II} = \frac{1 \cdot 15 + 1,5 \cdot 17}{1 + 1,5} = 16,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

$d_b = 0 \text{ м}$;

$d_1 = 1,7 \text{ м}$;

$k=1,0$; $\gamma_{c1}=1,2$; $\gamma_{c2}=1,1$; $M_\gamma=0,21$; $M_q=1,83$; $M_c=4,29$; $k_z=1(b < 10\text{м})$;

$c_{II}=10 \text{ кПа}$.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,0} \cdot [0,21 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,4 + 1,83 \cdot 1,7 \cdot 16,2 + (1,83 - 1) \cdot 3,17 \cdot 16,2 + 4,99 \cdot 11] = 147,28 \text{ кПа}$$

Сечение 1-1.

Определяем примерную площадь подошвы на 1м фундамента, принимая среднее расчетное значение удельного веса фундамента и грунта при наличии подвала $\gamma_{cp} = 17 \text{ кН/м}^3$

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_{cp} d};$$

$$A = \frac{648,34}{147,28 - 17 \cdot 2,25} = 5,9 \text{ м}^2.$$

Принимаем $b=2\text{м}$ и $l=2,25\text{м}$

Собственный вес фундамента и грунта на его обрезах:

$$Q_{ф.гр.} = b \cdot l \cdot d_1 \cdot 20 \text{ кН/м} = 2,25 \cdot 2 \cdot 20 = 90 \text{ кН}$$

$$b \cdot 1\text{м} = \frac{648,34}{147,28 - 90} = 11,4 \text{ м}$$

Проверяем условие

При $b=2\text{м}$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{ф.гр.}}{b \cdot 1} = \frac{648,34 + 90}{2} = 369,17 \text{ кПа} \gg R = 147,28 \text{ кПа}$$

При $b=4$

$$P = \frac{N_{II} + Q_{\phi.эр.}}{b \cdot l} = \frac{648,34 + 90 \cdot 2}{4} = 207,09 \text{ кПа} > R = 147,28 \text{ кПа}$$

Условие прочности выполнено.

Более предпочтительным в использовании материалов, затрат труда и машинного времени является фундамент мелко заложения из фундаментных плит и фундаментных блоков, что позволяет принять вариант 3 фундамент мелко заложения в качестве основы для разработки выпускной квалификационной работы.

4.1. Календарное планирование

4.1.1 Основные положения и принципы календарного планирования

Исходными данными для проектирования календарного плана являются:

- 1. рабочие чертежи здания или сооружения (архитектурно-строительная и расчетно-конструктивная части проекта);*
- 2. данные об условиях осуществления строительства (возможность разделения объекта на захватки, участки, ярусы);*
- 3. нормативная и директивная продолжительности строительства;*
- 4. технологические карты;*
- 5. данные об организациях-участниках строительства (составы бригад и достигнутая ими производительность труда; сведения об имеющихся механизмах; возможность получения необходимых материальных ресурсов).*

Выполнять работы основного цикла строительства здания или сооружения разрешается только после окончания работ подготовительного периода, который предусматривает:

- сдачу-приемку геодезической разбивочной основы;*
- снятие растительного слоя грунта;*
- работы по защите строительной площадки от затопления и подтопления;*
- планировку строительной площадки;*
- устройство постоянных и временных дорог;*
- прокладку инженерных сетей;*
- устройство временных защитных ограждений;*
- устройство складских площадок;*
- организацию противопожарного водоснабжения, освещения.*

При разработке календарного плана необходимо соблюдать следующие принципы:

- приступать к выполнению работ основного цикла только после выполнения работ подготовительных;*
- возводить надземные части здания только после устройства подземной части и обратной засыпки пазух;*
- выполнять все виды работ поточным методом;*
- применять наиболее эффективные методы производства работ;*
- обеспечивать требуемый уровень качества строительной продукции;*

- планировать работу исполнителей и машин равномерной и бесперебойной.

Разработка календарного плана производится в такой последовательности:

- определяют номенклатуру и объем работ;
- выбирают методы производства работ с учетом их комплексной механизации;
- рассчитывают необходимое количество материально-технических ресурсов.

4.1.2 Определение объемов работ

Определение объемов работ – ответственный этап проектирования календарного плана. Объемы работ влияют на затраты труда, потребность в машинах, механизмах, строительных конструкциях, материалах.

4.1.3 Ведомость объемов работ

№	Наименование процесса	Единица измерения	Количество
1	Срезка растит. грунта, разработка грунта	100м ³	3,41
2	Песчаная, щебеночная и бетонная подготовка	м ³	1098
3	Монтаж фундаментных плит	шт.	168
4	Монтаж фундаментных блоков	шт.	605
5	Устройство монолитного ж/б пояса	м ³	139,2
6	Установка плит перекрытия над подвалом	шт.	74

4.1.4 Проектирование календарного плана

Календарный план производства работ составляется в виде таблицы-графика на основании ведомости затрат труда.

Профессиональный и качественный состав бригад принимаются в соответствии с рекомендациями ЕНиР.

В процессе разработки календарного плана необходимо соблюдать условие равномерного использования рабочих, которое может служить критерием оптимальности полученной модели. Для этого строят график движения рабочих.

4.1.5 Техничко-экономические показатели календарного плана

1. Продолжительность строительства:

$$T_{np} \leq T_{норм.}$$

где: T_{np} – проектируемый срок строительства объекта по календарному плану;

$T_{норм.}$ – нормативный срок строительства.

Продолжительность строительства здания с подвалом определяется по сумме общей площади жилой части здания и 50% площади помещений подвала. Продолжительность строительства здания с техническим этажом определяется по сумме общей площади жилой части здания и 75% площади технического этажа. Продолжительность строительства жилого здания со встроенными помещениями предприятий обслуживания определяется с прибавлением на каждые 100м² общей площади встроенных помещений 0,5мес.

$$\text{Площадь здания: } S_{зд} = 4203 + 1014,34 \cdot 0,5 + 1014,34 \cdot 0,75 \approx 5500 \text{ м}^2$$

2. Коэффициент неравномерности движения рабочей силы по объекту:

$$k_p = \frac{R_{max}}{R_{cp}} = \frac{21}{20} = 1,05 < 1,5;$$

где $R_{max}=54$ – максимальное количество рабочих силы в день по графику движения рабочих по объекту;

$R_{cp}=Q_{общ}/T_{np}=7835,8/390=20$ – среднее количество рабочих (отношение общей трудоемкости по строительству объекта к общей продолжительности строительства по календарному плану)

3. Совмещение строительных процессов во времени:

$$k_{совм} = \frac{\sum T_c - T_{np}}{\sum T_c} = \frac{738 - 390}{738} = 0,6$$

где $\sum T_c$ - суммарная продолжительность выполнения всех процессов при их последовательном выполнении.

4. Полная сметная стоимость строительства объекта: 177 282,7 тыс.руб.
5. Стоимость 1м^2 : 13000руб.
6. Общая трудоемкость возведения здания: 7835,8 чел-ч.
7. Трудоемкость на 1м^3 здания: $Q_{1\text{м}^3} = 7835,8 / 22620 = 0,35$ чел-ч.

4.2 Разработка стройгенплана объекта

В качестве исходных данных для разработки объектного стройгенплана используются следующие материалы:

1. Генплан участка строительства с существующими коммуникациями.
2. Рабочие чертежи здания.
3. Общеплощадочный стройгенплан в составе ПОС.
4. Календарный план возведения объекта.
5. Технологические карты на производство СМР.
6. Информация об источниках снабжения строительства ресурсами.

4.2.1 Принципы проектирования стройгенплана объекта

Строительный генеральный план (стройгенплан) отражает организацию строительной площадки на период возведения подземной части объекта и является основным проектным документом, который определяет объем временного строительства.

На стройгенплане показывает месторасположение:

- новый блок;
- временных зданий, сооружений и инженерных сетей;
- услуги строительной отрасли с учетом требований охраны здоровья и безопасности требованиям,
- Пожарная безопасность и промышленная экология.

Строительства решение Генерального плана обеспечивают наиболее полное удовлетворение производственных и бытовых нужд работающих на сайте.

Дизайнерские решения стройгенплан напрямую отражают технологию возведения здания.

Перед началом строительных работ на участке необходимо выполнить следующие подготовительные работы:

- полное временных ограждений строительной площадки;
- произвести разбивку геодезической сетки;
- проанализировать временные дороги и проезды для крана;

- установка временных коммуникаций и подключения временных сооружений;
- выполнить временное освещение строительной площадки;
- установить временные бытовые помещения.

Проектирование и строительство генеральный план начинается с размещения и монтажа крана, определение опасных зон, расчет временных инженерных сетей, объектов хранения, временные здания и сооружения, трассы временных дорог и определения конфигурации строительной площадки. При выставлении счета стройгенплан объекта требованиям норм пожарной безопасности и техники безопасности в строительстве.

Временные ограждения на внешних сторонах строительной площадки запроектированы из деревянных досок.

Для возведения здания используется кран РДК-25 и КС4361. Рабочая зона крана, в том числе опасный показано на стройгенплан.

Временные инженерные сети запроектированы следующие конструкции:

- временные электрические сети, воздушные воздуха;
- временный туалет типа сортир;
- пожар на строительной площадке осуществляется от имеющихся на территории пожарных гидрантов.

4.2.2 Проектирование временных внутрипостроечных дорог

Для обеспечения бесперебойной транспортировки материалов, машин и оборудования в процессе строительства на строительной площадке предназначены внутрипостроечный дороге.

Дизайн внутрипостроечный дорог в рамках ПМГ включает:

- разработка схемы движения транспорта и расположение дорог в плане;
- определение параметров дорожного движения;
- определение опасных зон;
- определение дополнительных условий;
- цель строительства дорог.

Схема движения транспорта и расположение дорог в плане обеспечивает вход в зону действия крана, склады и бытовые помещения. Дорога запроектирована кольцевой.

Параметры временных дорог:

- Ширина проезжей части однополосной дороги 3,5 м был принят;
- в области материалов милосердия устроить Ширина платформы 6м и длиной 12м;
- минимальный радиус закругления дороги принят 12м.

4.2.3 Проектирование складских площадок

Объект проектирования складов производится в следующей последовательности:

- 1) Определение требуемых ресурсов, потребляемых в процессе строительства;
- 2) выбрать метод хранения (открытое, закрытое);
- 3) расчет площадей складских помещений и выбор типа акций;
- 4) размещение и привязка складов на сайте;
- 5) размещение материалов и конструкций на открытых площадках для хранения.

Площадка складирования на территории склада рассчитываются на фактический объем запасов ресурсов. При этом следует учитывать использование складских площадей: возможность пропусков, соблюдение требований безопасности и правил пожарной безопасности.

Площадь склада для каждого вида ресурсов определяется по формуле:

$$S_{mp} = \frac{Q_{зан}}{\alpha \cdot K_u} = \frac{1590}{0,8 \cdot 0,5} = 276,5 \text{ м}^2$$

где $Q_{зан}$ - производственный запас каждого вида материалов и конструкций, т; м³; шт.;

α - количество ресурсов, складываемых на 1 м² полезной площади склада;

K_u - коэффициент использования склада, равный 0,5-0,7 для закрытых складских площадок и 0,5-0,6 для навесов и складов металла.

$Q_{зан}$ рассчитывается в зависимости от среднесуточной потребности того или иного ресурса и нормы запаса t , дн.:

$$Q_{зан} = \frac{Q_{общ}}{t} \cdot m \cdot K_1 \cdot K_2 = \frac{139}{1,5} \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 1590 \text{ шт}$$

$$m = 12$$

$$\alpha = 0,8; K_u = 0,5$$

где $Q_{общ}$ - общая потребность данного ресурса на весь период возведения объекта (по технологическим картам), т; м³; шт.;

t - длительность периода потребления, принимаемая по календарному плану, дн.;

m - нормативный запас материалов и конструкций, зависящий от вида ресурса, способа и расстояния доставки, дн.;

K_1 - коэффициент неравномерности поступления ресурсов на объект, равный 1,1 для автомобильного и железнодорожного транспорта и 1,2 для водного транспорта; K_2 - коэффициент неравномерности потребления ресурса в течение расчетного периода t , равный 1,3.

4.2.4 Определение потребности во временных зданиях и сооружениях

Временные здания и сооружения возводятся на период строительства объекта, поэтому их необходимо предусматривать:

- в уже существующих зданиях и сооружениях;
- в ранее построенных зданиях или в возводимом здании (в подвалах, бытовых помещениях и др.);
- в инвентарных мобильных временных зданиях и сооружениях.

На строительной площадке возводятся временные здания и сооружения различного назначения:

1) служебные здания (контора прораба и мастера, табельно-проходная, диспетчерская и т.п.);

2) санитарно-бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, здравпункт, а также помещения для приема пищи, обогрева рабочих зимой, сушки одежды, туалеты и др.);

3) здания и сооружения производственного назначения (мастерские, растворобетонные заводы, штукатурные и малярные станции, котельные, насосные станции и др.).

В промышленном строительстве целесообразно применять временные инвентарные сборно-разборные здания, а в гражданском - бытовые городки из зданий контейнерного типа.

Определение номенклатуры и площадей временных зданий производится на основании расчетной численности работающих на строительной площадке и норм площади на одного человека; при этом расчетное число работающих N_p принимается по времени нахождения на строительстве объекта максимального состава исполнителей согласно календарному плану производства работ и графику движения рабочих:

1. Число работающих мужчин и женщин соответственно

$$N_p^m = 0,7N_p = 0,7 \cdot 20 = 14 \text{ чел.}; N_p^{жк} = 0,3N_p = 0,3 \cdot 20 = 6 \text{ чел.}$$

2 Общая численность работающих на строительстве объекта

$$N = \frac{N_p}{K_p} = \frac{20}{0,85} = 23,5 \text{ чел.}$$

где K_p - нормативный коэффициент, учитывающий долю рабочих в общем количестве работающих на возводимом объекте.

3. Количество инженерно-технических работников $N_{ИТР}$ с учетом нормативных коэффициентов категорий работников:

$$N_{ИТР} = N \cdot K_u = 20 \cdot 0,08 = 1,6 \text{ чел.} = 2 \text{ чел.}$$

4. Количество служащих $N_c = N \cdot K_c = 20 \cdot 0,05 = 1 \text{ чел.}$, численность младшего обслуживающего персонала (МОП).

$$N_{МОП} = N \cdot K_m = 20 \cdot 0,02 = 0,4 = 1 \text{ чел.}$$

5. Расчет требуемых площадей и оборудования бытовых помещений производится отдельно для мужчин и женщин соответственно:

$$A_m^i = K_i^M \cdot N_p^M; A_{жс}^i = K_i \cdot N_p^{жс}$$

где K_i - нормативный показатель потребности по видам помещений и оборудования.

$$\text{Прорабская: } A_{пр} = 0,48 \cdot 2 = 0,96 \text{ м}^2.$$

$$\text{Гардеробная с умывальной: } A_m^c = 0,95 \cdot 14 = 13,3 \text{ м}^2; A_{жс}^c = 0,95 \cdot 6 = 5,7 \text{ м}^2$$

$$\text{Сушильная: } A_c = 0,2 \cdot 23,5 = 4,7 \text{ м}^2$$

$$\text{Помещение для обогрева и приема пищи: } A_o = 1 \cdot 23,5 = 23,5 \text{ м}^2$$

$$\text{Душевая с раздевалкой: } A_o = 0,43 \cdot 14 = 6,02 \text{ м}^2$$

$$\text{Туалет: } A_m = 0,07 \cdot 23,5 = 1,6 \text{ м}^2$$

4.2.5 Проектирование освещения строительной площадки

Основной задачей проектирования промышленного освещения: выбор системы и вида освещения, светильников и источников света; определение рационального числа, мощности и размещения на сайте.

Установки электрическое освещение, общее равномерное или локальное освещение. Общего равномерного освещения строительных площадок должны быть не менее 2 Лк. Если уровень освещенности E_n для конкретного типа работы более 2 Лк, в дополнение к общему равномерному освещению необходимо организовать местное освещение.

Для строительных площадок и участков, где работы по графику, выполняются в темное время суток (в течение 2-3-Ю смену), включает в себя использование рабочего освещения.

Если Вам требуется охрана строительных объектов, рабочего освещения выбираем светильники, обеспечивая горизонтальную на уровне земли или вертикальной плоскости защитного ограждения (забора) освещение безопасности 0,5 Лк.

Эвакуационное освещение предусматривается в местах основных путей эвакуации, а также в местах прохода, связанных с риском получения

травмы. В этой чрезвычайной освещении внутри строящегося здания (сооружения) должно быть не менее 0,5 Лк, а вне - 2 ЛК.

В тех случаях, когда на строительной площадке невозможно рационально или лампы не может выдержать Минимальное расстояние по горизонтали от воздушных линий электропередачи машин, механизмов, конструкций, используются прожектора. Его расчет производится на основе нормируемой освещенности и мощности лампы.

Для общего равномерного освещения строительной площадки определяется количество прожекторов по формуле

$$n = \frac{mE_p S}{P_n}$$

где m – коэффициент использования (0,35)

E_p – освещенность (ЛК); $E_p = E_n \cdot K_3 = 2 \cdot 1,5 = 3 \text{ ЛК}$

S – площадь освещения, м^2 (11230 м^2)

P_n – мощность лампы 1000 Вт

Принят прожектор ПСМ-5-1 с лампой мощностью 1000 Вт

$$n = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 11230}{1000} = 12 \text{ ламп установленных на прожекторных вышках высотой } 15 \text{ м.}$$

Для освещения мест производства кирпичной кладки и монтажных работ на монтажной захватке ($S=144 \text{ м}^2$) необходимо установить переносные прожекторные вышки высотой 6 м.

$$n = \frac{1,5 \cdot 0,35 \cdot 20 \cdot 144}{1000} = 2 \text{ лампы.}$$

4.2.6 Стройгенплан на устройство фундаментов мелко заложения

1. Стройгенплан на строительство 10-и этажного кирпичного жилого дома в г. Пенза выполнен на устройство фундаментов мелко заложения.
2. На площадках складирования в местах прохождения главных осей предусмотреть геодезические просветы шириной не менее 1,5 м для разбивочных работ.
3. В места необозреваемые машинистом, груз подавать с помощью сигнальщика.
4. Проезды, проходы, крановые пути и погрузочно-разгрузочные площадки регулярно очищать от мусора, снега, наледи и строительных отходов.
5. Временная электролиния подключается к электролинии идущей от существующих сетей.

6. Рубильник устанавливать в металлическом кожухе, дверцы которого закрывать на замок.
7. Площадка освещается прожекторами на деревянных опорах, подача электроэнергии от одной опоры к другой осуществляется через кабель, проложенный в местах пересечения дорог в трубе или подвешенный на опорах на высоте не менее 4-х метров.
8. Кран и такелажные приспособления должны регулярно осматриваться ответственным за безопасную работу крана.
9. Все работы по производству монтажных работ вести в строгом соответствии с требованиями .
10. Проходы между складываемыми конструкциями должны быть не менее 0,7-1,0м.
11. Временное ограждение стройплощадки выполнить в соответствии с ГОСТ 23407-78.
12. Запрещается поворот стрелы и пронос грузов за линию сигнальных флажков.
13. Все работы по устройству фундаментов, а также погрузо-разгрузочные работы производить при помощи кранов РДК-25 .
14. Съездной в котлован пандус должен иметь уклон не более 8° , в исключительных случаях не более 15° .
15. Временные дороги шириной 3,5 м с односторонним движением, а также в котловане под проходки РДК-25 выполняются с песчано-гравийным покрытием.
16. Перед началом производства работ в подготовительный период, стройплощадку спланировать до проектной отметки, а существующие выемки засыпать.
17. Временные дороги в котловане, а также водосборные лотки и приямки для удаления дождевых, талых и пр. вод в плане условно не показаны.
18. Стройгенплан разработан на устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах с уплотненным уширенным забоем.
19. До начала производства строительных работ на стройплощадке должны быть выполнены следующие работы:
 - проведена очистка территории производства работ от мусора и пр. предметов, мешающих производству работ;
 - устроено временное ограждение стройплощадки;
 - устроены временные дороги, подъезды для автотранспорта, транспорта;
 - устроены временные складские площадки;
 - устроено временное освещение;

- *устроены временные бытовые помещения.*
20. *Кроме того, должны быть завезены на стройплощадку машины, механизмы, приспособления, инструменты, конструкции и материалы, необходимые для начала строительно-монтажных работ.*
 21. *При устройстве временного электроснабжения надлежит использовать инвентарные электрические устройства заводского изготовления и руководствоваться требованиями ПУЭ-1998г. (Правила устройства электроустановок).*
 22. *Временную автодорогу следует выполнять с песчано-гравийным покрытием (ширина дороги - 3,5м,-одностороннее движение; в котловане - 3,5 м).*
 23. *Строительные материалы доставляются на стройплощадку автотранспортом и складировются при помощи кранов РДК-25 в кол-ве 2шт. на специально отведенных участках складирования. Поверхность площадок складирования должна быть спланирована и уплотнена.*
 24. *Стройплощадку следует оградить временным панельно-стоечным ограждением по ГОСТ 23407-78.*
 25. *Временные производственно-бытовые помещения следует располагать за пределами опасной зоны.*
 26. *Стройплощадка освещается прожекторами ПСМ на деревянных опорах.*
 27. *Временное электроснабжение стройплощадки осуществляется от существующих сетей.*
 28. *Опасную зону производства работ следует ограждать сигнальным ограждением по ГОСТ 23407-78 с сигнальными флажками и предупредительными надписям в дневное время и красными сигнальными лампочками - в ночное время.*
 29. *Грунт на разрезе показан условно.*

4.2.7 ПРОЦЕСС ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПРИ УСТРОЙСТВЕ ФУНДАМЕНТОВ

1. *Завозятся все необходимые материалы, механизмы, инструменты, приспособления.*
2. *Подключаются к временным эл/сетям.*
3. *Отрывают до проектной отметки котлован.*
4. *Устраивают съездной пандус в котлован. Величина уклона пандусов не должна превышать 8°, в исключительных случаях разрешается увеличивать уклон до 15°.*

5. Для удаления грунтовых, дождевых и талых вод устраивается обводной дренаж с приемным зумпфом, откуда вода при помощи насосов "Гном" удаляется в ливневую канализацию.
6. Производится разметка точек расположения свай и зондирование.
7. Растительный грунт складировается отдельно для дальнейшей рекультивации.
8. Устройство песчаной, щебневой и бетонной подготовки.
9. Монтаж фундаментных плит.
10. Монтаж фундаментных блоков.
11. Устройство монолитного ж/б пояса.
- 12.

Показатели по стройгенплану

<i>№</i>	<i>Наименование</i>	<i>Ед. изм.</i>	<i>Количество</i>
1.	<i>Временная автодорога с песчано-гравийным покрытием</i>	<i>кв.м</i>	<i>1356,6</i>
2.	<i>Временная автодорога из железобетонных плит 2П18.15-10</i>	<i>кв.м</i>	
3.	<i>Временное ограждение стройплощадки (панельно-стоечное по ГОСТ 23407-78)</i>	<i>м.п.</i>	<i>424,6</i>
4.	<i>Сигнальное ограждение</i>	<i>м.п.</i>	<i>70</i>
5	<i>Временная электролиния 220/380В</i>	<i>м.п.</i>	<i>424,6</i>
6.	<i>Прожекторы ПСМ-5-1</i>	<i>шт.</i>	<i>12</i>
7.	<i>Электроопоры временные деревянные</i>	<i>шт.</i>	<i>12</i>
8.	<i>Площадка складирования</i>	<i>кв.м</i>	<i>276,5</i>
9.	<i>Элементы фундамента</i>		
10	<i>Кран гусеничный РДК-25</i>	<i>шт.</i>	<i>2</i>

4.2.9 Техничко-экономические показатели стройгенплана

- 1 Площадь строительной площадки: 0,27 Га*
- 2 Площадь застройки постоянными зданиями и сооружениями: 873,6м²*
- 3 Площадь застройки временными зданиями и сооружениями: 42,5м²*
- 4 Протяженность временных дорог и коммуникаций:*
 - Дорог – 387,6 п.м.*
 - Водопровода – 117,3 п.м.*
 - Ограждения – 432,5 п.м.*
 - Осветительной линии – 424,5 п.м.*

4.3. Технологическая карта на производство фундамента мелкого заложения

4.3.1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

- 1. Технологическая карта разработана на устройство фундамента мелкого заложения.*
- 2. Калькуляция трудовых затрат, график выполнения работ в соответствии с условиями производства работ.*

4.3.2. ОРГАНИЗАЦИЯ И ТЕХНОЛОГИЯ СТРОИТЕЛЬНОГО ПРОЦЕССА

- 1. До начала устройства фундаментов должны быть выполнены следующие работы:*
 - отрыт котлован под здание и спланировано его дно;*
 - устройство водостоков и водоотлива с рабочей площадки (дна котлована);*
 - проложены подъездные пути, подведена электроэнергия;*
 - произведена геодезическая разбивка свай и свайных рядов в соответствии с проектом;*
 - произведена комплектация и складирование материалов;*
 - произведена перевозка и монтаж оборудования.*
- 2. Монтаж оборудования для устройства фундамента мелкого заложения, наличие материала для подготовки основания плит. (Наличие на кране захватывающего механизма).*
- 3. После окончания подготовительных работ составляют двухсторонний акт о готовности и приемке строительной площадки, котлована и других объектов, предусмотренных ППР.*
- 4. Раскладку материалов в рабочей зоне крана с оборудованием на расстоянии не более 10 м. производят с помощью автокрана на подкладки.*
- 5. На объекте должен быть запас материалов не менее чем на 2-3 дня.*

6. *Геодезическую разбивку рядов производят по окончании разбивки основных и промежуточных осей здания. Разбивку выполняют в продольном и поперечном направлениях, руководствуясь рабочими чертежами плана фундамента.*
7. *Вертикальные отметки верха плит и блоков привязывают к отметкам репера.*
8. *Операции по устройству фундамента мелкого заложения: устройство песчаной подушки до необходимой отметки с коэффициентом уплотнения 0,95, устройство щебеночной и бетонной подготовки.*
9. *Установку фундаментных плит и устройство монолитных участков произвести в соответствии с СП 52-103-2007.*
10. *Бетон должен соответствовать классам водонепроницаемости и морозостойкости: W6, F100.*
11. *Поверхности бетона соприкасающиеся с грунтом необходимо обмазать битумной мастикой или оклеить гидроизоляцией .*
12. *В настоящей технологической карте организация, методы и приемы труда по выполнению рабочих процессов и операции приняты в соответствии с типовыми картами трудовых процессов на заполнение вытрамбованных скважин бетоном.*
13. *Операционный контроль качества работ выполняется в соответствии с требованиями глав СП 45.13330.2012.*
14. *Подвал перекрывается многопустотными плитами перекрытия. Плиты монтируются краном РДК – 25.*
15. *При производстве работ необходимо соблюдать правила по технике безопасности, приведенные в главе СНиП 12-03-01, СНиП 12-04-02.*

Выбор монтажных механизмов

Для стреловых самоходных кранов на гусеничном и пневмоколесном ходу определяют высоту подъема крюка H_k , длину стрелы L_c и вылет крюка L_k .

Высота подъема крюка:

$$H_k = h_0 + h_3 + h_э + h_{cm}$$

где h_0 - отметка монтажного уровня; $h_0 = 7.56$ м

h_3 - расстояние от низа элемента до монтируемого уровня перед его установкой на место (1 м);

$h_э$ - высота или толщина монтируемого элемента;

h_{cm} - высота грузозахватных устройств;

$$H_k = 3,0 + 1,0 + 0,22 + 2,5 = 6,72 = 7 \text{ м}$$

где $h_{cm} = 2,5$ м – высота стропы;

$h_э = 0,22$ м – толщина плиты перекрытия.

$$H_{стр}^{mp} = H_k + h_n = 7 + 2 = 9 \text{ м.}$$

h_n – длина полиспаста.

Выбираем кран РДК-25.

4.4 Технико-экономические показатели

4.4.1 Устройство вытрамбованных котлованов.

1.1 Затраты труда на весь объем: 323,5 чел-см.

1.2 Затраты труда на 1 м^3 : $323,5/281 = 1,15$ чел-см/ м^3 .

1.3 Затраты маш-времени на весь объем: 81 маш-см.

1.4 Выработка на 1 рабочего в смену: $1/1,15 = 0,87 \text{ м}^3/\text{чел-см}$.

4.4.2 Устройство свайных фундаментов и ростверков.

1.1 Затраты труда на весь объем: 318,66 чел-см.

1.2 Затраты труда на 1 м^3 : $318,66/396,8 = 0,8$ чел-см/ м^3 .

1.3 Затраты маш-времени на весь объем: 92,1 маш-см.

1.4 Выработка на 1 рабочего в смену: $1/0,8 = 1,25 \text{ м}^3/\text{чел-см}$.

4.4.3 Монтаж блоков стен полвала и плит перекрытия.

1.1 Затраты труда на весь объем: 204,6 чел-см.

1.2 Затраты труда на 1 т: $204,6/1922,36 = 0,1$ чел-см/т.

1.3 Затраты маш-времени на весь объем: 49,53 маш-см.

1.4 Выработка на 1 рабочего в смену: $1/0,1 = 10 \text{ т/Маш-см}$.

4.5 Материально-технические ресурсы

Наименование материала, полуфабриката	марка	единица измерения	количество
блоки	ФБС24.5.6-т	т.	539,53
	ФБС12.5.6-т	т.	100,33
	ФБС9.5.6-т	т.	86,14
	ФБС12.5.3-т	т.	42,94
	ФБС24.4.6-т	т.	409,5
	ФБС12.4.6-т	т.	144,64
	ФБС9.4.6-т	т.	133,95
	ФБС12.4.3-т	т.	49,92
	ФБС24.3.6-т	т.	43,65
	ФБС12.6.3-т	т.	7,82
	ФБС9.3.6-т	т.	15,4
	ФБС24.6.6-т	т.	23,52
	ФБС12.6.6-т	т.	13,44
	ФБС9.6.6-т	т.	13,3
плиты	ПК36.15-8AmVта	т.	41,88
	ПК36.12-8AmVта	т.	10,56
	ПК42.15-8AmVта	т.	8,08
	ПК42.12-8AmVта	т.	3,05
	ПК51.12-8AmVта	т.	80,3
	ПК51.12-8K7T1	т.	50,93
	ПК63.15-8K7T1	т.	5,95
	ПК63.12-8AmVта	т.	13,5
	ПК72.15-8AmV	т.	51,0
	ПК72.12-8AmV	т.	28,27
	ПТП-32-14	т.	2,24
	ПТП-32-12	т.	2,56
	бетон	Б15	м ³

ПОТРЕБНОСТЬ В МАШИНАХ, ИНСТРУМЕНТЕ, ИНВЕНТАРЕ

<i>Наименование</i>	<i>Марка, стандарт</i>	<i>тип, Кол-во шт.</i>	<i>Техническая характерист.</i>
<i>Монтажный кран</i>	<i>РДК-25</i>	<i>1</i>	<i>Грузоподъемность 3т, длина стр. 18м</i>
<i>Башенный кран</i>	<i>КБ-408</i>	<i>1</i>	<i>Грузоподъемность 10т, дл. стрелы 40м.</i>
<i>Автобетоносмеситель</i>	<i>С-1036</i>	<i>1</i>	<i>Объем замеса 2,5 м³</i>
<i>Бетононасос</i>	<i>СБ-95</i>	<i>1</i>	<i>производит. 25 м³/ч.</i>
<i>Строп универсальный</i>	<i>1СК-0.4 ГОСТ 25573-82</i>	<i>1000 1</i>	<i>Грузоподъемность 0,4т</i>
<i>Строп ветвевой</i>	<i>4-х 4СК-3.2 ГОСТ 25573-82</i>	<i>3000 1</i>	<i>Грузоподъемность 3,2т</i>
<i>Опалубка</i>	<i>Р.Ч. «Главзапстрой»</i>	<i>102м²</i>	
<i>Поверхностный вибратор</i>	<i>ИВ-2А</i>	<i>2</i>	<i>Мощность 0,6 кВт частота тока 50 Гц</i>
<i>Понижающий трансформатор</i>	<i>ИВ-4</i>	<i>2</i>	<i>Мощность 1 кВт</i>
<i>Кабель</i>	<i>КРТП 3х4</i>	<i>50м</i>	
<i>Канат пеньковый</i>		<i>20м</i>	<i>Д 15мм</i>
<i>Мачта</i>	<i>Р.Ч.3.294.54.000 ЦНИИОМТП</i>	<i>2</i>	
<i>Кельма</i>	<i>КБ ГОСТ 9533-81</i>	<i>3</i>	<i>Масса 0,34кг</i>
<i>Лопата подборочная</i>	<i>ЛП-2 ГОСТ 7502-80*</i>	<i>4</i>	<i>Масса 2,2кг</i>
<i>Скребок</i>	<i>ТУ 22-4629-80</i>	<i>2</i>	<i>Масса 0,5 кг</i>

Щетка стальная	ТУ 36-2460-82	3	Масса 0,26кг
Кисть	КМА-1 ГОСТ 3 10597-80*		Масса 0,35кг
Гладилка стальн	ГЛК ГОСТ 2 10403-80		Масса 0,45кг
Молоток строит	МПЛ ГОСТ 2 11043-83		Масса 0,4кг
Приспособлен ие для вязки арматуры	трест "Оргтехстрой" Главзапстроя	2	Масса 0,35кг
Топор	А-2 ГОСТ 18578- 73*	2	Масса 1,97кг
Лом монтажный	ЛМ-24 ГОСТ 2 1405-83		Масса 4кг
Отвес	ОТ-400 ГОСТ 3 7948-80		Масса 0,4кг
Рулетка	ЗПК 2-20АНТ/1	3	Масса 0,35кг
Нивелир комплекте штативом	в НТ ГОСТ 10528- 1 со 76*	1 компл.	
Каска виниплас- товая	ГОСТ 12.4.087-84	13	
Монтажный кран	РДК-25	1	Грузоподъемнос- ть 25т, Длина стр. 12.5,22,5м

Указания по технике безопасности

- 1. При производстве работ по устройству фундаментов следует соблюдать нормы и правила, предусмотренные СНиП 12-03-01, СНиП 12-04-02. В случае применения машин, механизмов, инструмента, инвентаря, технологической оснастки, оборудования и т.д., по которым не предусмотрены нормы указанного СНиПа, следует соблюдать требования соответствующих государственных, а также норм и правил или инструкций, утвержденных органами госнадзора министерствами и ведомствами.*
- 2. Перед началом работ на территории жилого дома заказчик (предприятие) и генподрядчик с участием субподрядных организаций обязаны оформить акт-допуск. Ответственность за соблюдение мероприятий, предусмотренных актом-допуском несут руководители строительно-монтажных организаций и действующего предприятия.*
- 3. Рабочие, руководители, специалисты и пр. должны быть обеспечены спецодеждой, спецобувью и др. средствами индивидуальной защиты, соответствующими ГОСТ 12.4.011-89*
- 4. Все лица, находящиеся на строительной площадке, обязаны носить защитные каски.*
- 5. Руководители генподрядной строительной организации должны обеспечить своевременное оповещение о резких переменах погоды.*
- 6. Рабочие, вновь принятые в штат, не позднее месяца со дня зачисления должны быть обучены безопасным методам производства работ по 18-часовой программе. Персонал, производящий обслуживание машин, оборудования и пр., допускаются к работе в соответствии с правилами Госгортехнадзора и Госэнергонадзора.*
- 7. Рабочие и ИТР, занятые на работах с вредными и опасными условиями труда, должны проходить медицинский осмотр в порядке и сроки, установленные Минздравом.*
- 8. Для обозначения территории падения некоторых предметов при производстве работ устанавливается опасная зона - часть территории вблизи строящегося здания (от его внешнего периметра)- 5м.*
- 9. Пребывание в опасной зоне разрешается только рабочим, непосредственно занятым на подготовке и подаче конструкций, остальным пребывание в пределах опасной зоны запрещается. В связи с этим всякие подсобные и временные сооружения должны быть расположены за пределами опасной зоны.*
- 10. Панельно-стоечное ограждение стройплощадки должно иметь защитный козырек в местах прохода пешеходов.*

11. При необходимости производства каких-либо работ на земле вблизи жилых зданий целесообразно эти работы вести в разное время.
12. Монтажная площадка, особенно в пределах опасной зоны, должна быть недоступна для посторонних лиц.
13. Во время перерывов в работе (на ночное время, выходные и праздничные дни) все пусковые устройства механизмов должны быть приведены в состояние, препятствующее возможности воспользоваться ими.
14. В целях безопасного выполнения работ все оборудование должно подвергаться профилактическому осмотру не реже одного раза в неделю. Результаты осмотра оформляются в специальном журнале.
15. В процессе производства работ временное сигнальное освещение целесообразно устраивать в соответствии с основным проектом, используя материалы и приспособления, предназначенные для постоянного сигнального освещения.
16. Лица, проводящие работы на перепаде высот должны использовать, кроме касок, предохранительные пояса по ТУ 36-2103-82 с указанием места закрепления карабина и страховочные канаты по ГОСТ 12.4.107-84; спецодежду, которая не должна иметь болтающихся и свисающих частей во избежание зацепления с движущимися частями механизмов и токопроводящими элементами; маски, очки, респираторы и т.д.
17. Ежедневно перед началом работ должна быть организована проверка состояния подмостей, ограждений, люлек, лестниц и, в случае их неисправности, должны быть приняты соответствующие меры.
18. Зоны, в пределах которых постоянно действуют опасные производственные факторы, следует обозначать знаками опасности и надписями установленной формы.
19. Высотные работы следует проводить в светлое время суток.
20. Связь между работающими на высоте и на земле осуществляется с помощью радиотелефона или устанавливается порядок обмена условными сигналами.
21. Строительная площадка, участки работ, рабочие места, проезды и проходы к ним в темное должны быть освещены в соответствии с ГОСТ 12.1.046-85.
22. Представить материалы, строительство и др. рабочие места следует в технологической последовательности, чтобы обеспечить безопасность операции. Хранить материалы и оборудование на рабочих местах следует так, чтобы они не создавали опасность при выполнении работ и без ограничения проходов.

23. Не допускается пользоваться открытым огнем в радиусе менее 50 м от места применения и складирования материалов, содержащих легковоспламеняющиеся и взрывоопасные вещества.
24. Мусор и разобрано более мелкие структуры следует опускать по закрытым желобам, в закрытых ящиках или контейнерах. Сбрасывать мусор без желобов или других приспособлений разрешается с высоты не более 3М.
25. Эксплуатация строительных машин, включая техническое обслуживание, должна осуществляться в соответствии с требованиями ГОСТ 12.3.033-84, СНиП 3.01.01-85* и инструкций заводов-изготовителей.
26. Монтаж (демонтаж) машин должен производиться в соответствии с инструкцией завода-изготовителя и под руководством лица, ответственного за техническое состояние машин.
27. При использовании ручных машин надлежит соблюдать правила безопасной эксплуатации в соответствии с ГОСТ 12.1.019-79*, а также инструкциями изготовителя.
28. Инструменты подмащивания и т. д. приспособления, обеспечивающие безопасность работ, должны соответствовать ГОСТ 27321-87, ГОСТ 28012-89.
29. Средства подмащивания должен иметь ровные рабочие площадки с зазором между досками не более 5 мм, а при расположении настила на высоте 1,3 м - ограждения и бортовые элементы.
30. Поверхность грунта, на которую устанавливают леса, необходимо спланировать и утрамбовать. Леса должны быть прикреплены к стене реконструируемого здания.
31. При переноске или перевозке инструмента его острые части должны быть закрыты крышками
32. При выполнении электросварочных и газосварочных работ необходимо выполнять требования ГОСТ 12.3.003-86 и ГОСТ 12.3.036-84, а также санитарных правил, утвержденных Министерством здравоохранения. Кроме того, при выполнении сварочных работ необходимо соблюдать требования ГОСТ 12.1.019-79*.
33. При резке элементов конструкций должны быть приняты меры против случайного обрушения отрезанных элементов.
34. Газопровода Закрепление рукавов на ниппели горелок, резаков и редукторов, а также построения рукава необходимо осуществить сжатие струбцинами.
35. Соединение сварочных кабелей должны производиться путем опрессовки, пайки или приготовления пищи.

36. При прокладке сварочных проводов необходимо принимать меры против повреждения их изоляции и соприкосновения с водой, стальными канатами и горячими трубопроводами. Расстояние от сварочных проводов до горячих трубопроводов и баллонов с кислородом должно быть не менее 0,5 м.
37. Металлические части электросварочного оборудования, не находящиеся под напряжением, а также свариваемые изделия и конструкции на время сварки должны быть заземлены, а у сварочного аппарата, кроме того, необходимо соединить заземляющий болт корпуса с зажимом вторичной обмотки соединен с обратным проводом.
38. Для монтажа (демонтажа) работ в условиях действующего предприятия эксплуатируемые электросети и другие действующие инженерные системы должны быть отключены, закорочены, а оборудование и трубопроводы освобождены от взрывоопасных, горючих и вредных веществ.
39. Окраску и защиты от коррозии конструкций в тех случаях, когда они выполняются на строительной площадке, следует производить до их подъема. После подъема производить цвет должен быть только в местах стыков или соединений конструкций.
40. Предварительная сборка при условии монтаж конструкций должны производиться в специально отведенных для этого мест.

Средства индивидуальной защиты	Вредные и опасные производственные факторы и особые условия работы	Профессии
Очки закрытые защитные ЗПЗ-84 и ЗПЗ-84 (моноблок) или очки с прямой вентиляцией ЗПЗ-90	Пыль, песок, мелкие частицы, стружки, опилки, окалина, брызги раствора, осколки стекла, осколки при насечке поверхностей основания.	Землекоп, землекоп-проходчик, рабочий карты намыва, столяр, арматурищик, бетонщик, плотник, каменщик, монтажник, кровельщик, штукатур, маляр, паркетчик, стекольщик, гранитчик, облицовщик, изолировщик, кислотоупорщик.

Респиратор ШБ-1 «Лепесток»	Пыль, песок, мелкие частицы, электросварочные аэрозоли, пыль, стружки, опилки, брызги раствора, осколки стекла.	Землекоп, землекоп-проходчик, машинисты экскаваторов, скреперов, грейдеров, кровельщик, штукатур, маляр, паркетчик, стекольщик, гранитчик, изолировщик, кислотоупорщик, плотник, электросварщик.
Универсальный фильтрующий респиратор РУ-60М, респиратор РПГ-67	Вредные газы, аэрозоли, пары органических растворителей, соляная кислота при приготовлении хлористых растворов, кремнефтористый натрий	Землекоп, землекоп-проходчик, кровельщик, штукатур, маляр, паркетчик, облицовщик, изолировщик, плотник
Резиновые сапоги, кислотощелочстойкие мужские арт. 146ФЭТ, женские арт.346ФЭТ для работы в теплый период года.	Влага, соляная кислота при приготовлении хлористых растворов, контакт с лаками, органическими растворителями	Землекоп, землекоп-проходчик, рабочий карты намыва, бетонщик, штукатур, изолировщик
Резиновые сапоги с теплоизолирующей прокладкой арт. 155ФЭТ (ТУ 38-106-57-76) для работы в холодный период года		
Пояс предохранительный "Строитель и пояс предохранительный монтерский, страховочный канат	Работа по устройству откосов, выемок и насыпей (глубиной более 3м) работа на высоте, возведение наружных стен на уровне перекрытий, работа внутри емкостей	Землекоп, бетонщик, каменщик, монтажник, такелажник, кровельщик, штукатур, маляр, облицовщик, электро- и газосварщики

<p>Противошумные наушники Противошумные вкладыши «Беруши» Каска противошумная Резновые сапоги формовые арт.150ФЭТ для работы в теплый период года Резиновые сапоги с теплоизолирующей прокладкой арт. 156ФЭТ</p>	<p>Шум Влага</p>	<p>Машинисты экскаваторов, скреперов, грейдеров, клепальщик, кровельщик, столяр Рабочий карты намыва</p>
<p>Вибрационные рукавицы Перчатки резиновые, диэлектрические бесшовные Сапоги резиновые диэлектрические мужские арт.4150ФЭТ. женские арт.4350ФЭТ Щиток наголовный с бесцветным ударостойким корпусом НБТ1 Рукавицы для защиты от нефти (для работы с холодными</p>	<p>Локальная вибрация при работе с отбойным молотком, пробивка проемов в стенах при помощи механизированного инструмента Электрический ток при электропрогреве бетона в зимнее время Электрический ток Работа на высоте, осколки при насечке поверхностей и пробивке отверстий Контакт с расплавленными мастиками и органическими растворителями</p>	<p>Землекоп-проходчик, бетонщик, каменщик, машинисты всех профилей Бетонщик Бетонщик Монтажник, кровельщик, штукатур, гранитчик, облицовщик Кровельщик, паркетчик, облицовщик, плотник</p>

мастиками)		
Перчатки резиновые технические тип А	Соляная кислота при приготовлении хлористых растворов, контакт с органическими растворителями, нитрокрасками, контакт с мастиками	Штукатур, маляр, паркетчик, облицовщик, изолировщик, кислотоупорщик, плотник
Очки герметические ПО-3 с резиновой полумаской	Соляная кислота при приготовлении хлористых растворов, контакт с органическими растворителями, нитрокрасками, контакт с мастиками	Штукатур, маляр, паркетчик, облицовщик, изолировщик, кислотоупорщик, плотник
Промышленный фильтрующий противогаз	Вредные газы	Землекоп, землекоп- проходчик
Коврики диэлектрические резиновые	Электрический ток	Бетонщик
Фартук из прорезиненной ткани Паста ХИОТ-6	Контакт с мастиками, работа с соляной кислотой, с органическими растворителями	Кровельщик, штукатур, маляр, паркетчик, облицовщик, изолировщик, плотник
Паста ИЭР-1 Противогазы шланговые ПШ-1 ЛШ-2	Контакт с органическими растворителями, пары керосина, толуола, этилбензола и т.д.	Электросварщик, газосварщик-газорезчик
Рукавицы комбинированные	Осколки стекла	Стекольщик
Сапоги резиновые маслобензостойкие арт.154ФЭТ	Контакт с антисептическими веществами	Плотник
Щиток для электросварщика или наголовный щиток для	Брызги расплавленного металла, электросварочные аэрозоли, действие электрической дуги	Электросварщик, газосварщик-газорезчик

электросварки		
Очки защитные закрытые с непрямой вентиляцией и регулирующей переключкой ЗНР1-Э и ЗНР1-Д или очки защитные открытые двойные ОД 1-72-Г(В) и ОД2-72-Г	Брызги расплавленного металла, аэрозоли, слепящее действие света	Электросварщик, газосварщик-газорезчик
Рукавицы для защиты от брызг расплавленного металла	Брызги расплавленного металла	Электросварщик, газосварщик
Полусапоги юфтевые рабочие на виброгасящей подошве	Вибрация общая	Бетонщик

Контроль качества работ

<i>НАИМЕНОВАНИЕ ОПЕРАЦИЙ ПОДЛЕЖАЩИХ КОНТРОЛЮ</i>		<i>КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА ВЫПОЛНЕНИЯ ОПЕРАЦИЙ</i>			
<i>Производители работ</i>	<i>Мастером</i>	<i>Состав</i>	<i>СПОСОБЫ</i>	<i>ВРЕМЯ</i>	<i>ПРИВЛЕКАЕМЫЕ СЛУЖБЫ</i>
<i>Подготовительные работы</i>	-	<i>Качество выполнения разбивки, главных осей сооружения</i>	<i>Теодолит, рулетка металлическая</i>	<i>До начала детальной разбивки</i>	-

		<i>Качество разбивки свайных рядов и мест (точек) вытрамбованных котлованов</i>		<i>До начала устройства вытрамбованных котлованов</i>	
-	<i>Укладка бетонной смеси</i>	<i>Качество бетонной смеси (подвижность, кубиковая прочность)</i> <i>Правильность технологии укладки бетонной смеси</i> <i>Правильность выполнения рабочих швов</i>	<i>Конус СтройЦНИИЛ пресс (ПСУ-500)</i> <i>Визуально</i>	<i>До укладки в конструкцию</i> <i>В процессе укладки</i>	<i>Лаборатория</i>
		<i>Температура наружного воздуха и бетонной смеси</i>	<i>Термометр</i>	<i>В процессе укладки</i>	
-	<i>Уплотнение бетонной смеси</i>	<i>Шаг перестановки и глубина погружения вибраторов, правильность их установки.</i> <i>Достаточность вибрации и толщина бетонного слоя при укладке.</i>	<i>Визуально, метр складной металлический</i>	<i>В процессе укладки</i>	-
-	<i>Уход за бетонной смесью при твердении</i>	<i>Соблюдение влажностного и температурного режимов</i>	<i>Термометр</i>	<i>В процессе твердения</i>	

5.1. Определение сметной стоимости строительства

Экономика строительства – экономическая наука, изучающая специфические особенности развития производственных отношений в строительной отрасли в их взаимосвязи и взаимодействии с производственными силами.

Экономика изучает закономерности развития и эффективность капитального строительства, рассматривает вопросы планирования капитальных вложений и строительного производства в рамках организационно-правовых форм предприятий.

Народное хозяйство страны состоит из отдельных отраслей, которые в зависимости от характера выполняемых ими функций относятся к сфере материального производства или непродуцированной сфере. Продукцией отрасли строительства являются законченные и сданные объекты образующие основные фонды народного хозяйства страны. Отрасль капитального строительства занимается созданием основных фондов (ОФ). Этапы строительства:

- подготовка;
- строительство;
- реализация строительной продукции.

Строительный процесс – это совокупность взаимосвязанных основных, вспомогательных и обслуживающих технологических операций осуществляемых на строительной площадке.

Его экономическая сущность выражается затратами на его осуществление. Затраты по возведению объекта делят на единовременные (организация, материальные запасы, не завершенное строительство) и текущие (зарплата, строительные и вспомогательные материалы, амортизация и т.д.).

Технико-экономические особенности строительства:

1. Особый характер продукции строительства – продукция недвижимая, территориально закреплена, зависит от стоимости земельного участка, очень материальноемкая, трудоемкая, имеет большие размеры; большое разнообразие продукции.
2. Условия вложения денежных средств – деньги изымаются из обращения на длительный период, расчеты ведутся за условно готовую продукцию.
3. Зависимость от природно-климатических факторов, инженерно-геологического условия, климата, рельефа и т.п.

4. В строительстве участвуют: проектно-изыскательские, научно-исследовательские, строительно-монтажные организации; заводы-изготовители оборудования, конструкций; поставщики, банки и др.
5. Особая технология строительного производства – длительность производственного цикла.

Политика ценообразования является составной частью общей ценовой политики РФ. Система ценообразования до 1 января 1991 года основывалась на фиксированных оптовых ценах, тарифах.

Основные задачи рыночного ценообразования в строительстве:

1. Формирование свободных, договорных цен на строительную продукцию
2. Обеспечение полного набора сметных норматив
3. Определение сметной стоимости строительства.

Показатель сметной стоимости цены – один из важных, характеризующих экономичность проектного решения и определяющих сумму средств (инвестиций) на реализацию проекта. Цена строительства является предметом проведения подрядных торгов, переговоров заказчика с подрядчиком, инвестиционных конкурсов, а также основой при заключении контракта.

При определении сметной стоимости строительства объекта применяем базисно индексный метод – использование текущих и прогнозных индексов цен по отношению к стоимости, определенной в базисном уровне или текущих цен выполняется путем перемножения базисной стоимости по строкам сметы и каждому из элементов технологической структуры капитальных вложений на соответствующий индекс по отрасли или виду работ с последующим суммированием итогов сметного документа по графам. Для этого составляется следующая документация:

- локальные сметы на отдельные виды работ;
- объектная смета;
- сводный сметный расчет стоимости строительства.

Локальные сметы являются первичными сметными документами и составляются на отдельные виды работ и затрат на основе объемов работ, определяемых в составе рабочего проекта.

Объектные сметы объединяют в своем составе данные из локальных смет на объект в целом, основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты.

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства.

Утвержденный сводный сметный расчет стоимости строительства служит основанием для определения лимита капитальных вложений и открытия финансирования строительства. Он содержит 12 глав.

Стоимость строительства рекомендуется приводить в двух уровнях цен:

1. В базисном (постоянном) – 2001 года.
2. В текущем или прогнозном уровне на основе цен сложившихся ко времени составления сметы.

Индекс стоимости - это отношение текущих стоимостных показателей к базисным показателям на ресурсы.

Сметная стоимость строительства:

$$C_{CM} = C_{СТР} + C_{МОНТ} + C_{ОБОР} + C_{ПР}$$

где $C_{СТР}$ – стоимость строительных работ;

$C_{МОНТ}$ – стоимость работ по монтажу оборудования;

$C_{ОБОР}$ – затраты на приобретения оборудования, мебели, инвентаря;

$C_{ПР}$ – прочие затраты (проектно-изыскательные, зимние удорожание...).

Стоимость строительно-монтажных работ:

$$C_{СМР} = C_{СТР} + C_{МОНТ}$$

$$C_{СМР} = ПЗ + НР + СП$$

где $ПЗ$ – прямые затраты;

$НР$ – накладные расходы;

$СП$ – сметная прибыль.

Прямые затраты включают в себя:

- стоимость оплаты труда рабочим
- расходы по эксплуатации строительных машин и механизмов
- стоимость материалов, изделий и конструкций.

Накладные расходы – это совокупность затрат, связанных с созданием общих условий строительного производства, его организацией, управлением и обслуживанием (косвенные расходы).

$$ФОТ = ОЗП + ЗПМ$$

- $ФОТ$ – Фонд оплаты труда
- $ОЗП$ – Заработная плата основных рабочих
- $ЗПМ$ – Заработная плата машинистов

Нормативная прибыль – это сумма средств, необходимая для покрытия отдельных расходов строительно-монтажной организации, не относимых на себестоимость работ и является нормативной (гарантированной) частью стоимости строительной продукции.

$$СП = \% \text{ от } ФОТ$$

Сметная себестоимость определяется проектной организацией в ходе составления проектных документаций по сметным нормам.

$$C_c = ПЗ + НР$$

Дифференциальный график освоения капиталовложений

При выполнении строительно-монтажных работ возможно не только рациональное возрастание капиталовложений, которое легко прослеживается по интегральному графику капиталовложений. Денежные средства, освоенные в день по каждому процессу, определяем путем деления общей стоимости работы на ее продолжительность.

$$K_i = \text{Error!}$$

где C_i - сметная стоимость i -й работы;

t_i – продолжительность i -й работы.

Интегральный график освоения капиталовложений

Интегральный график освоения капиталовложений строим путем суммирования ежедневно осваиваемых денежных средств по всем видам работ

$$K_i = K_{i-1} \cdot \sum_{\gamma=1}^m \sum_{i=1}^n K_{i\gamma};$$

где K_{i-1} – величина осваиваемых средств за конец второго периода

$\gamma = 0, 1 \dots m$ – число дней в периоде;

$i = 0, 1 \dots n$ – число выполняемых работ;

$K_{i\gamma}$ - средства, затрачиваемые на выполнение i -й работы на γ -й день.

Расчет чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 50\%$)

Год сущест вова ния прое кта	Результаты	Затраты Z_t , в том числе		Разница между результатами и затратами	Коэффициент дисконтирования	Чистый дисконтированный поток доходов по годам проекта	ЧДД с нарастающим итогом
		Капитальные вложения	Эксплуатационные издержки				
t	R_t	K_t	Ξ_t	$(R_t - Z_t)$	$1/(1+E)^t$	$(R_t - Z_t)/(1+E)^t$	Σ
1	99438,78	204530,58	-	-105091,8	0,69	-72513,342	-72513,342
2	105499,28	136353,72	-	-30854,44	0,476	-14686,713	-87200,06
3	294564,29	-	8892,237	285672,05	0,328	93700,432	6500,372
4	219295,72	-	12312,328	206983,39	0,226	46778,246	53278,62

5	59379,03	-	13680,364	45698,67	0,156	7129	60407,62
---	----------	---	-----------	----------	-------	------	----------

$$E_{вн} = E_1 - ЧДД_1(E_2 - E_1) / (ЧДД_2 - ЧДД_1) = 0,1025 - 260586,63 \times (0,45 - 0,1025) / (60407,62 - 260586,63) = 0,5549$$

Расчет индекса рентабельности

$$\mathcal{E}_k = \sum(R_t - 3_t) \times \eta_t / \sum K_t \times \eta_t = 260586,63 / (204530,58 \times 0,907 + 136353,72 \times 0,823) = 1,72$$

Расчет стоимости экспертизы проекта

$$BC = (A_{ж.д.} + B_{ж.д.} \times X_{ж.д.} + C_{ж.д.} \times Y_{ж.д.}) \times K_n \times K_c + НДС = (100 + 0,035 \times 2700 + 0,0035 \times 873) \times 1 \times 1 + 0,18 \times 618,165 = 270,208 \text{ тыс.руб.}$$

A_{ж.д.} – первая постоянная величина, равная 100 тыс.руб.

B_{ж.д.} – вторая постоянная величина, равная 35 руб.

C_{ж.д.} – третья постоянная величина, равная 3,5 руб.

X_{ж.д.} – площадь земельного участка

Y_{ж.д.} – общая площадь объекта стр-ва.

Организация безопасных условий труда на строительной площадке

6.1 Ограждение стройплощадки

Для выделения территории стройплощадки, участков производства СМР и опасных зон предусматривается устройство защитных ограждений, удовлетворяющих требованиям ГОСТ 23407-78. в ограждении предусматриваются типовые ворота для проезда машин и калитки для прохода людей.

Для ограждения территории стройплощадки применяются металлические щиты, закрепленные на стойках, высота щитов 2 м.

6.2 Опасная зона работы крана и опасные зоны вокруг здания

Опасные зоны на площадке строительства образуются в зоне действия башенного крана и вокруг здания.

Опасная зона работы башенного крана определяется по формуле

$$R_{0,3} = L_{\text{стр}}^{\text{max}} + \sqrt{H \left[l(1 - \cos \alpha) + \frac{a}{2} \right]}$$

где $L_{\text{стр}}^{\text{max}}$ – максимальный вылет стрелы крана, м, $L_{\text{стр}}^{\text{max}} = 12$ м

H – высота подъема конструкции, м, $H = 15,5$ м

l – длина стропы, м, $l = 2,0$ м

α – угол между ветвью стропы и вертикалью, $\alpha = 45^\circ$

a – длина конструкции, $a = 6,3$ м

$$R_{0,3} = 12 + \sqrt{15,5 \left[2,0(1 - \cos 45^\circ) + \frac{6,3}{2} \right]} = 12 + \sqrt{15,5 \cdot [2,0 \cdot 0,3 + 3,15]} = 14,4 \text{ м}$$

Опасная зона возможного падения материалов при возведении здания составляет 7 м и обозначается специальными сигнальными знаками. подкрановые пути башенного крана ограждаются инвентарными стойками высотой 1,1 м.

6.3 Временные дороги

До начала строительства на стройплощадке сооружаются подъездные пути и внутрипостроечные дороги, имеющие твердое покрытие и обеспечивающие свободный доступ транспортных средств и строительных машин ко всем участкам производства работ. Ширина временной дороги

составляет 3,5м. имеется уширенная для съезда бетоно- и растворовозов и др. машин.

На выезде со стройплощадки устраивается площадка для мытья колес.

При въезде на территорию застройки, а также на опасных участках вывешиваются хорошо видимые, а в темное время освещаемые, предупредительные и указательные знаки безопасности и плакаты по технике безопасности.

6.4 Складирование конструкций и материала

Конструкции и материалы не требующие хранения в закрытых помещениях, складировются на открытых площадках в зоне действия крана и других механизмов.

Материалы и конструкции складировются на заранее устроенных площадках, имеющих уклон 3° для стока дождевых и поверхностных вод, грунт на площадках необходимо уплотнить, во избежание контакта конструкции с землей, вызывающего изменение статической схемы складирования.

Размещение штабелей конструкций выполняется с учетом технологической и последовательности монтажа.

Фундаментные блоки складировать в штабель по 3...4 шт.; плиты перекрытия и покрытия в штабель высотой не более 2,5м; лестничные площадки и лестничные марши по 4 шт.; кирпич на поддонах. Все конструкции укладываются на прокладки из деревянного бруса 50×50 мм, расположение которых должно строго соответствовать статической схеме работы элемента. между штабелями устраиваются проходы не менее 1м.

Для подъема рабочих на штабели плит перекрытия и покрытия используются стремянки.

6.5 Расчет освещенности

Для общего равномерного освещения строительной площадки l определяется число прожекторов по формуле

$$n = \frac{mE_p S}{P_n}$$

где m – коэффициент использования (0,35)

E_p – освещенность (ЛК); $E_p = E_n \cdot K_3 = 2 \cdot 1,5 = 3ЛК$

S – площадь освещения, m^2 (11230 m^2)

P_n – мощность лампы 1000 Вт

Принят прожектор ПСМ-5-1 с лампой мощностью 1000 Вт

$$n = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 11230}{1000} = 12 \text{ ламп установленных на прожекторных вышках высотой } 15 \text{ м.}$$

Для освещения мест производства кирпичной кладки и монтажных работ на монтажной захватке ($S=144\text{м}^2$) необходимо установить переносные прожекторные вышки высотой 6м.

$$n = \frac{1,5 \cdot 0,35 \cdot 20 \cdot 144}{1000} = 2 \text{ лампы.}$$

6.6 Электробезопасность на стройплощадке

Все пусковые устройства должны размещаться так, чтобы исключить возможность пуска строительных машин и механизмов посторонними людьми.

Временная, открытая, наружная проводка на строительной площадке выложена изолированными проводами на надежных опорах на высоте не менее 2,5м.

Для переносных светильников в условиях строительства напряжение должно быть не выше 36В, а в особо опасных местах не выше 12В.

6.7 Расчет заземляющего устройства башенного крана

Исходные данные:

6.7.1 Величина сопротивления заземляющего устройства $R_{\text{con}} = 40\text{Ом}$ в соответствии с ПУЭ

6.7.2 Электрическое сопротивление грунта $\rho = 60\text{Ом}$.

6.7.3 Размеры и условия размещения в грунте заземления: электроды располагаются в ряд;

– $l_c = 3\text{м}$ – длина одиночного электрода;

– $a = 3\text{м}$ – расстояние между двумя соседними электродами;

– $h = 0,8\text{м}$ – заглубление электрода;

– $d_c = 0,05\text{м}$;

– $b_{\text{пол}} = 0,05\text{м}$ – ширина соединительной полосы;

– $h' = 0,5l_c + h$ – расстояние от поверхности земли до середины электрода, $h' = 0,5 \cdot 0,3 + 0,8 = 2,3\text{м}$;

– ψ – коэффициент сезонности.

6.7.4 Грунт – суглинок

Решение

6.7.5 Определяем расчетное удельное сопротивление грунта:

$$\rho_{\text{расч}} = \rho \cdot \psi$$

$$\rho_{\text{расч}} = 60 \cdot 1,6 = 96 \text{ Ом} \cdot \text{м}$$

6.7.6 Определяем сопротивление растекания тока одиночного электрода:

$$R_{од} = \frac{S_{расч}}{2\pi l_c} \left[\ln \frac{2l_c}{d_c} + \frac{1}{2} \ln \frac{4h'+l_c}{4h'-l_c} \right]$$

$$R_{од} = \frac{96}{2 \cdot 3,14 \cdot 3} \left[\ln \frac{2 \cdot 3}{0,05} + \frac{1}{2} \ln \frac{4 \cdot 2,3 + 3}{4 \cdot 2,3 - 3} \right] = 30 \text{ Ом}$$

6.7.7 Определяем число вертикальных стержневых заземлителей n_ϕ с учетом коэффициента использования:

$$n = \frac{R_{од}}{\eta \cdot R_{кон}} = \frac{30}{1 \cdot 4} = 8, \quad \eta_{n=8} = 0,68;$$

$$n_{\eta=0,62} = \frac{30}{0,62 \cdot 4} = 12 \text{ шт.};$$

$$n_{\eta=0,59} = \frac{30}{0,59 \cdot 4} = 11 \text{ шт.}$$

Принимаем $n_\phi = 11$; $\eta_\phi = 0,59$

6.7.8 Определяем сопротивление растеканию тока полученного числа (11) электродов:

$$R'_s = \frac{R_{ос}}{n_\phi \cdot \eta_\phi} = \frac{30}{11 \cdot 0,59} = 4,72 \text{ Ом.}$$

6.7.9 Определяем длину горизонтального электрода соединительной полосы:

$$l_n = 1,05 \cdot a \cdot (n_\phi - 1) = 1,05 \cdot 3 \cdot (11 - 1) = 31,5 \text{ м}$$

6.7.10 Определяем сопротивление растеканию тока соединительной полосы без учета влияния вертикальных стержней:

$$R_{пол} = \frac{\rho_{расч}}{2\pi \cdot l_{пол}} \cdot \ln \frac{2l_{пол}^2}{v_{пол} \cdot h} = \frac{9,6}{2,314 \cdot 31,5} \cdot \ln \frac{2 \cdot 31,5^2}{0,05 \cdot 0,8} = 3,7 \text{ Ом}$$

6.7.11 Определяем сопротивление растеканию тока соединительной полосы с учетом влияния вертикальных стержней:

$$R'_{пол} = \frac{R_{пол}}{\eta_{пол}} = \frac{3,7}{0,62} = 5,9 \text{ Ом}$$

6.7.12 Определяем общее сопротивление растеканию тока разделителя R_3 , состоящего из стержней и соединительной полосы:

$$R_3 = \frac{R'_3 \cdot R'_{пол}}{R'_3 + R'_{пол}} = \frac{4,72 \cdot 5,9}{4,72 + 5,9} = 2,6 \text{ Ом} < R_{дон} = 4 \text{ Ом}$$

Условие выполнено.

6.8 Расчет временных зданий и сооружений

Максимальное число рабочих – 59 чел.

Максимальное количество рабочих в смену – 20 чел.

Рабочие – 20 чел. ИТР и служащие – 4 чел.

Мужчины – 14 чел. (60 %)

Женщины – 6 чел. (40 %)

Санитарно-бытовое обеспечение рабочих ИТР зависит от количества работающих на строительной площадке и включает в себя:

6.8.1 Гардеробные муж. $0,82 \times 14 = 11,48 \text{ м}^2$

жен. $0,82 \times 6 = 4,92 \text{ м}^2$

6.8.2 Умывальные муж. $0,2 \times 14 = 2,8 \text{ м}^2$

жен. $0,2 \times 6 = 1,2 \text{ м}^2$

6.8.3 Душевые муж. $0,54 \times 14 = 7,56 \text{ м}^2$

жен. $0,54 \times 6 = 3,24 \text{ м}^2$

6.8.4 Помещение для сушки одежды и обуви $0,2 \times 20 = 4 \text{ м}^2$

6.8.5 Помещение для отдыха обогрева и приема пищи $0,95 \times 20 = 19 \text{ м}^2$

Принимаем 3 передвижных вагончиков размером $3 \times 6 \text{ м}$.

6.9. Пожарная безопасность

При производстве работ внутри здания с применением горючих веществ и материалов запрещено производить вблизи этих мест сварочные и другие работы с применением открытого огня. Во время работ, связанных с устройством гидро- и пароизоляции на кровле запрещаются все виды огневых работ в связи с возможной опасностью воспламенения горючих стройматериалов. Порожня тара из-под горючих и легковоспламеняемых жидкостей должна храниться на специально отведенной площадке.

Не допускается применение веществ, материалов и изделий, на которые отсутствуют характеристики их пожарной опасности. Помещения, где проводятся работы с горючими веществами и материалами оборудуются первичными средствами пожаротушения из расчета 2 огнетушителя на 100 м^2 помещения.

Варка и разогрев битумных мастик производится в специальных котлах, расположенных на расстоянии не менее 10м от здания, рядом оборудуется пожарный пост. Запрещено подогревать битумные составы внутри помещения. У прорабской устанавливается пожарный щит, бытовые помещения оснащаются огнетушителями.

6.10 Безопасность производства строительно-монтажных работ

6.10.1 Безопасность производства земляных работ

Основной опасностью при производстве земляных работ является обрушение грунта в процессе разработки и последующих работах по устройству фундаментов и др. работ.

Предотвратить производственный травматизм при производстве земляных работ можно путем надежного устройства откосов и креплений стенок выемок, правильного выполнения водопонижения, безопасного расстояния движения строительных машин от бровки откоса и др.

Для обеспечения безопасности производства земляных работ предусматривается разработка грунта с откосами, спуск рабочих осуществляется по стремянкам.

6.10.2 Безопасность производства монтажных работ

Основными причинами травматизма при монтаже конструкций являются: неисправное такелажное оборудование, средства подмащивания; неустойчивое положение и перегрузка монтажного крана; отсутствие средств ограждения опасных мест.

В данном проекте при монтаже плит перекрытия и покрытия для безопасного производства работ предусмотрены места крепления страховочных тросов и монтажные площадки для подъема рабочих на высоту.

6.10.3 Безопасность производства кирпичной кладки

Основными причинами производственного травматизма при производстве кирпичной кладки являются: нарушение требований техники безопасности при организации рабочих мест, несоблюдение технической последовательности возведения каменных конструкций, возможное падение людей со средств подмащивания, отсутствие защитных козырьков и ограждений и ряд других.

Для предупреждения несчастных случаев в проекте производства работ предусмотрено использование инвентарных подмостей, ограждения открытых проемов в этажах, ограждения проемов на лестничных клетках и перекрытиях. Для предупреждения травматизма людей падающими предметами по всему периметру здания устраиваются защитные козырьки шириной 1,2м, первый ярус которых установлен на высоте 6м, а дальше по мере возведения здания через каждые 6-7м. Над входом в здание устраиваются навесы.

При выполнении кладки зимой обеспечиваются меры безопасности при ее оттаивании в период оттепели (разгрузка кладки путем установки распорок, на некоторых участках производится электропрогрев).

6.10.4 Безопасность производства отделочных работ

Во избежание случаев производственного травматизма при проектировании отделочных работ необходимо решить следующие вопросы:

- безопасной организации рабочих мест;
- применение технологии, исключая воздействие вредных веществ на работающих;
- использование необходимых средств защиты при работе с токсичными и пожароопасными веществами и материалами.

Для решения выше перечисленных вопросов проектом предусмотрено следующее:

- для наружных отделочных работ применяются передвижные телескопические вышки;
- при производстве отделочных работ внутри здания применяются подмости (для отделки лестничных клеток – специальные столики) с перильными ограждениями и бортовой доской. Все средства подмащивания должны иметь настил без зазоров. Места производства стекольных работ имеют сигнальные ограждения.

При работе с вредными, огнеопасными и взрывоопасными материалами помещение должно проветриваться постоянно во время работы, а также в течение 1 часа после ее окончания. При сухой очистке поверхностей и других работах, связанных с выделением пыли, при механизированной шпатлевке и окраске применяются индивидуальные средства защиты (респираторы, очки). При работе с растворонасосом необходимо следить за давлением в нем; продувку растворонасоса осуществлять при отсутствии людей в зоне 10м и ближе, а растворные пробки удалять только после отключения от сети и снятия давления.

6.10.5 Безопасность производства кровельных и изоляционных работ

Выполнение кровельных и изоляционных работ на высоте обуславливает возникновение производственной опасности, связанной с возможностью падения людей, инструмента и материалов. Применение горячих битумных мастик может быть источником ожогов.

Во избежание случаев производственного травматизма по всему периметру кровли строящегося здания устанавливается надежное временное ограждение, а также при невозможности устройства временного ограждения предусмотрено использование предохранительных монтажных поясов, крепящихся к страховочным тросам.

Битумоварочные котлы расположены на земле на расстоянии не менее 10м от здания, около них оборудованы противопожарные посты с необходимым набором первичных средств пожаротушения (песок, и т.д.).

Для переноски горячих битумных мастик применяются специальные бочки с самозакрывающимися крышками, наполненные на $\frac{3}{4}$ объема.

При работе с горячей мастикой рабочие обеспечиваются спецодеждой, спецобувью, очками, респираторами и перчатками.

6.11 Экологичность проектных решений

Введение

С целью обеспечения экологических требований основных нормативных документов: Закона РФ «Об охране окружающей природной среды» и Закона РФ «Об экологической экспертизе» в данном разделе разрабатываются следующие вопросы снижения вредного воздействия проектируемого объекта на окружающую среду: охраны водного бассейна, охраны почвы и утилизации отходов.

6.11.1 Характеристика объекта как потенциального источника загрязнения окружающей среды

Площадка под строительство проектируемого объекта расположена в г. Пенза

В настоящее время на площадке располагается незастроенная территория.

Рельеф участка спокойный.

Общая площадь в границе благоустройства составляет 0,27 Га

Площадь застройки 873,6м²

Площадь проездов 801м²

Площадь тротуаров (асфальтобетонное покрытие) 801м²

Здание является жилым домом, поэтому негативное воздействие на окружающую среду выражается в нарушении почвы, сброса хозяйственно-бытовых стоков и накоплении твердых бытовых отходов.

6.11.2 Охрана почвы

Для сохранения плодородного слоя почвы в проекте предусматривается срезка растительного слоя грунта до начала строительных работ. Объем срезанного слоя определяется по формуле:

$$V_{\text{срез.раст.сл.}} = h \cdot S = 0,15 \cdot 2285 = 343\text{м}^3$$

где h – толщина срезаемого слоя, м

S – площадь снятия плодородного слоя, м²

Строительный мусор, образующийся в процессе производства работ, собирается в специально отведенном месте, а затем используется для отсыпки при ремонте и строительстве дорог.

По окончании строительства предусмотрено озеленение территории.

6.11.3 Охрана водного бассейна

Жилой дом оборудуется хозяйственно-питьевым и противопожарным водопроводом.

Источником водоснабжения служит внутриквартальный водопровод диаметром 150мм. Горячее водоснабжение централизованное.

Бытовые сточные воды отводятся в систему городской канализации.

Поверхностный сток ливневых вод с территории застройки отводится по рельефу местности с дальнейшим перехватом ливневой канализацией.

Состав стоков, сбрасываемых в городскую канализацию, по составу идентичен городским бытовым сточным водам.

Объем водопотребления и водоотведения бытовых стоков зависит от количества проживающих в доме людей.

6.11.4 Утилизация бытовых отходов

Оценка влияния образующихся отходов на окружающую среду производится по аналогии с существующими объектами.

Количество отходов определяется в зависимости от источника их образования и делится на твердые бытовые отходы (ТБО) и уличный смет.

Количество определено согласно норм образования ТБО, утвержденных Госкомитетом по охране окружающей среды и справочника «Санитарная очистка и уборка населенных мест».

Расчет количества смета производится в соответствии с площадью, подлежащей уборке, и нормам уличного смета с твердых покрытий и газонов.

$$V_{\text{сметагод}} = V_{\text{норм.}} \cdot S, \text{ кг/м}^2$$

$$V_{\text{смета}} = V_{\text{норм.}} \cdot S_{\text{дорог}} + V_{\text{норм.}} \cdot S_{\text{тротуаров}} + V_{\text{норм.}} \cdot S_{\text{газонов}}$$

$$V_{\text{смета}} = 10 \cdot 4101 + 7,5 \cdot 1158 + 1210 \cdot 5 = 55745 \text{ кг}$$

$$V_{\text{тв.быт.отход.}} = N_{\text{чел.}} \cdot 250 = 324 \cdot 250 = 80000 \text{ кг}$$

Суточный объем смета составит: $\frac{V_{\text{см.год}}}{365} = \frac{55745}{365} = 153 \text{ кг}$

Суточный объем ТБО составит: $\frac{V_{\text{ТБО год}}}{365} = \frac{80000}{365} = 219 \text{ кг}$

Для сбора ТБО и утилизации мусора необходима установка 3 контейнеров $V=0,75\text{м}^3$ каждый и полным весом 150 кг. Вывоз отходов производить 1 раз в сутки.

Таким образом, предусмотренные проектом природоохранные меры сводят к минимуму негативное воздействие возводимого объекта на окружающую среду.

Список использованных источников

6.12 Архитектура

- 1. СНиП 2.01.01.82 «Строительная климатология и теплофизика», М., 1983.*
- 2. СНиП II-3-79* «Строительная теплотехника», М., 1986.*
- 3. СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия», М., 1985.*
- 4. Русскевич Н.А., Ткач Д.И., Ткач М.Н. «Справочник по инженерно-строительному черчению», Киев, Будивельник, 1987.*
- 5. Михеев А.П., Мельников В.Б. «Строительная климатология и теплотехника», Пенза, 1989.*

6.13 Основания и фундаменты

- 1. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты.*
- 2. Веселов В.А. «Проектирование оснований и фундаментов», М., 1990.*
- 3. Справочник проектировщика «Основания и фундаменты», М., 1985.*
- 4. Методические указания по расчету фундаментов при курсовом проектировании, Пенза, изд. ИСИ, 1989.*

6.14 Расчетно-конструктивная часть

- 1. СП 45.13330.2010 «Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования».*
- 2. Пособие к СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции.*
- 3. Байков В.Н. «Железобетонные конструкции», М., 1985.*
- 4. Мандриков А.П. «Примеры расчета железобетонных конструкций», М., 1985.*
- 5. Бондаренко В.М. и др. «Расчет строительных конструкций», М., Высшая школа, 1984.*

6.15 Экономика. Организация и управление строительством

- 1. СНиП 1.04.03-85 «Нормативная продолжительность строительства», М., 1987.*
- 2. СНиП IV-2-82 «Правила разработки и применения элементных сметных норм на строительство, конструкции и работы», М., 1984.*

3. Дикман Л.Г. «Организация и планирование строительного производства», М., Высшая школа, 1988.

4. Бородин Н.Г. «Технико-экономическое обоснование выбора монтажного крана», М., 1997.

5. Резник С.Д. «Мастер – Руководитель и организатор трудового коллектива строителей», М., Стройиздат, 1987.

6. Жаждин С.К., Карасев А.К. «Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование», М., Высшая школа, 1989.

7. Резник С.Д., Шибанова Н.В. «Методическая подготовка к защите дипломного проекта», Пенза, изд. ИСИ, 1989.

6.16 Безопасность и экологичность проектных решений

1. СНиП 12-03-01 «Безопасность труда в строительстве. ч.1 Общие требования»

2. СНиП 12-04-02 «Безопасность труда в строительстве. ч.2 Строительное производство»

3. СП-12-136-2002 «Решения по охране труда и промышленной безопасности в ПОС и ППР»

4. Бойцов А.Н., Миронов В.Г., Степанов И.В. «Санитарно-бытовое обслуживание работающих на строительных площадках»

5. Пособие к СНиП 11-01-95 по разработке раздела проектной документации «Охрана окружающей среды», М., Госстрой России, 2000.

6. ППБ-01-03 «Правила пожарной безопасности в РФ»

7. ГОСТ 12.1.046-85. ССБТ. Строительство. «Нормы освещения строительных площадок».

8. ГОСТ 28012-89 «Подмости передвижные сборно-разборные. Технические условия».

Содержание

Раздел 1. Архитектурно-строительная часть	5
1.1 Исходные данные для проектирования.....	6
1.2 Архитектурно-конструктивные особенности.....	7
1.2.1 Генеральный план и благоустройство.....	7
1.2.2 Объемно-планировочное решение.....	7
1.2.3 Конструктивные решения.....	8
1.3 Физико-технические расчеты.....	10
1.3.1 Теплотехнический расчет наружной стены.....	10.
Раздел 2. Расчетно-конструктивная часть	12
2.1. Расчет и конструирование многопустотной панели перекрытия...13	
2.2. Расчет лестничной площадки.....	22
Раздел 3. Основания и фундаменты	35
3.1 Расчет и проектирование свайных фундаментов.....	36
3.2 Фундаменты в вытрамбованных котлованах.....	38
3.3 Расчет ФВК.....	41
3.4 Расчет фундамента мелкого заложения.....	54
Раздел 4. Технология и организация строительного производства	57
4.1. Календарное планирование.....	58
4.1.1 Основные положения и принципы календарного планирования...58	
4.1.2 Определение объемов работ.....	59
4.1.3 Ведомость объемов работ.....	59
4.1.4 Проектирование календарного плана.....	60
4.1.5 Техничко-экономические показатели календарного плана.....	60
4.2 Разработка стройгенплана объекта.....	61
4.2.1 Принципы проектирования стройгенплана объекта.....	61
4.2.2 Проектирование временных внутрипостроечных дорог.....	62
4.2.3 Проектирование складских площадок.....	63

4.2.4	Определение потребности во временных зданиях и сооружениях...	64
4.2.5	Проектирование освещения строительной площадки.....	65
4.2.6	Стройгенплан на устройство фундаментов в вытрамбованных котлованах.....	66
4.2.7	Процесс производства работ при устройстве фундаментов.....	68
4.2.8	Показатели по стройгенплану.....	68
4.2.9	Технико-экономические показатели стройгенплана.....	70
4.3.	Технологическая карта на производство ФВК и устройство ростверков.....	70
4.3.1.	Область применения.....	70
4.3.2.	Организация и технология строительного процесса.....	70
4.4	Технико-экономические показатели.....	72
4.4.1	Устройство вытрамбованных котлованов.....	72
4.4.2	Устройство свайных фундаментов и ростверков.....	72
4.4.3	Монтаж блоков стен подвала и плит перекрытия.....	72
4.5	Материально-технические ресурсы.....	73
Раздел 5. Экономика строительства.....		85
5.1	Определение сметной стоимости строительства.....	86
Раздел 6. Вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности.....		109
Введение.....		110
6.1	Ограждение стройплощадки.....	110.
6.2	Опасная зона работы крана и опасные зоны вокруг здания.....	110
6.3	Временные дороги.....	110
6.4	Складирование конструкций и материала.....	111.
6.5	Расчет освещенности.....	111
6.6	Электробезопасность на стройплощадке.....	111
6.7	Расчет заземляющего устройства башенного крана.....	111
6.8	Расчет временных зданий и сооружений.....	113

6.9	Пожарная безопасность.....	113
6.10	Безопасность производства строительно-монтажных работ.....	114
6.11	Экологичность проектных решений.....	115
	Список использованных источников.....	120

Слой ФИМЗОЛА "В" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=2мм
 3 слоя ФИМЗОЛА "Н" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=6мм
 Стяжка из цементно-песчаного р-ра М100 армируемая сеткой 100/100/3/3 - 30мм
 Керамзитовый край для создания уклона У=600кг/м³ - 20-210мм
 Пароизоляция - 1 слой ФИМЗОЛА "Н" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=2мм
 Затирка из цементно-песчаного р-ра М50 - 10мм
 Железобетонная многослойная панель перекрытия - 220мм

РАЗРЕЗ 1-1

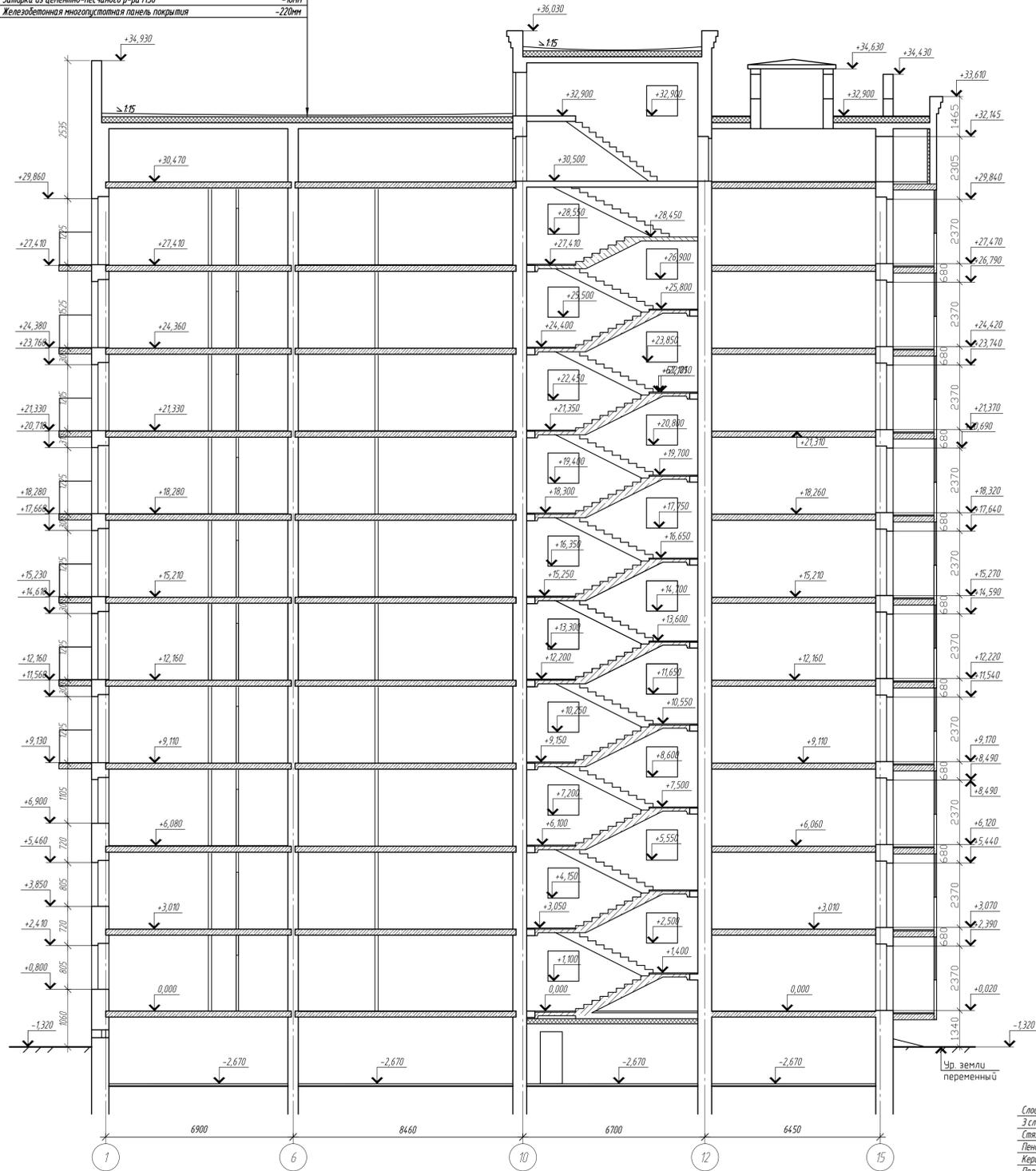
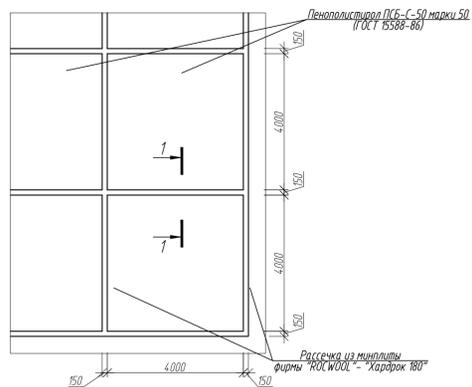
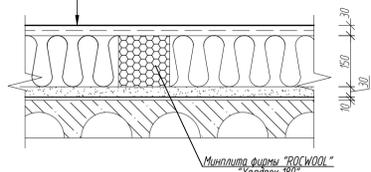


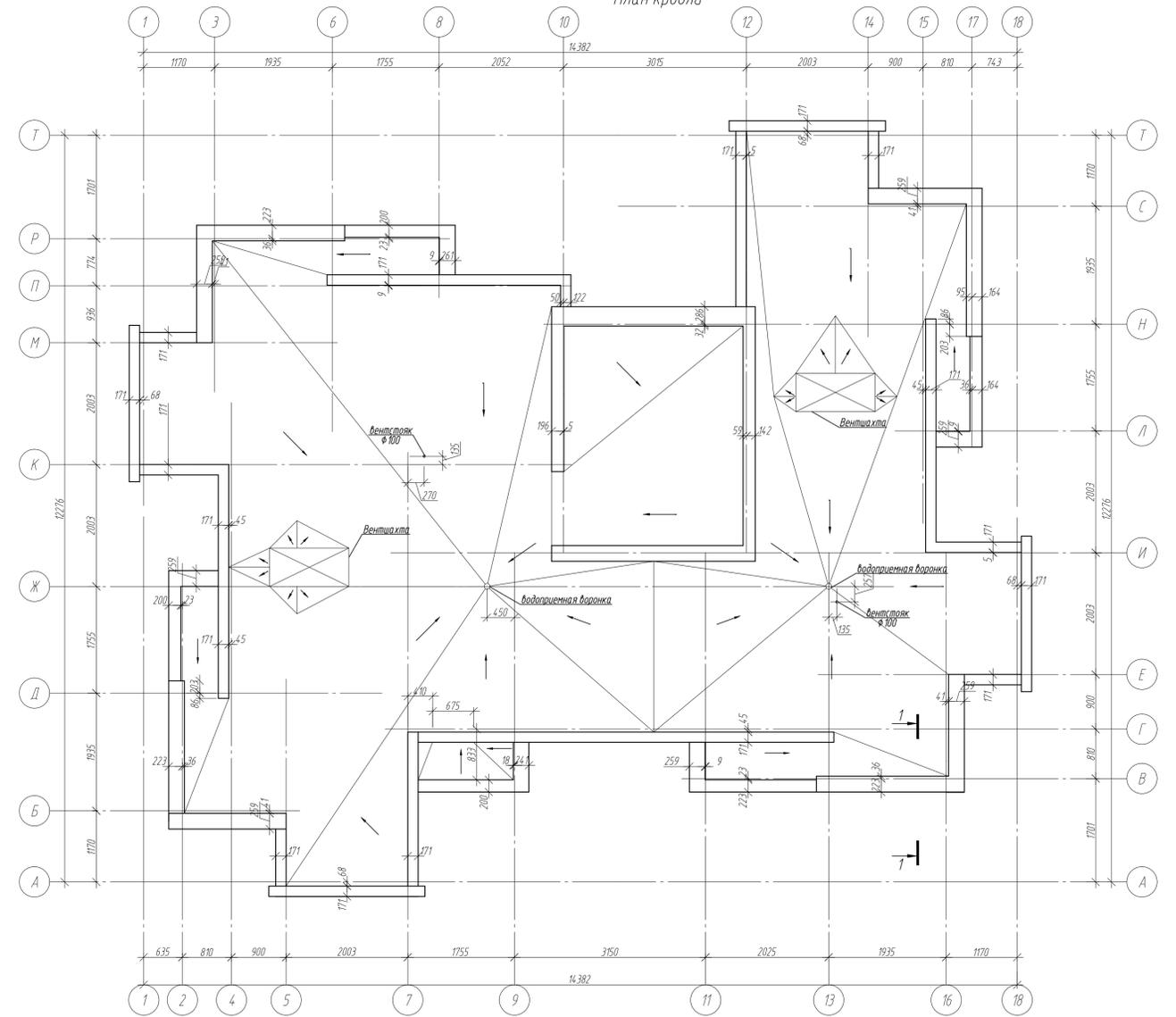
Схема размещения утеплителя в покрытии



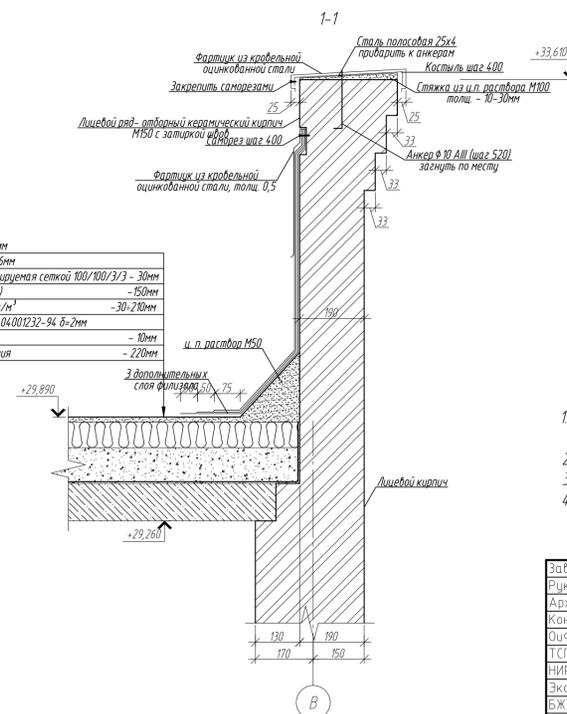
Защитный слой грабля (ГОСТ 8268-74) толщ 10-15 на горячей антикоррозийной битумной мастике МБХ-Г-55 (ГОСТ 2889-80) толщ 2мм
 Слой ФИМЗОЛА "В" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=2мм
 3 слоя ФИМЗОЛА "Н" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=6мм
 Стяжка из цементно-песчаного раствора М100 армируемая сеткой 100/100/3/3 - 30мм
 Пенополистирол ПСБ-С-25 марки 25 (ГОСТ 15588-86) - 150мм
 Керамзитовый край для создания уклона у=600кг/м³ - 30-210мм
 Пароизоляция - 1 слой ФИМЗОЛА "Н" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=2мм
 Затирка из цементно-песчаного раствора М50 - 10мм
 Железобетонная многослойная панель перекрытия - 220мм



План кровли



Слой ФИМЗОЛА "В" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=2мм
 3 слоя ФИМЗОЛА "Н" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=6мм
 Стяжка из цементно-песчаного раствора М100 армируемая сеткой 100/100/3/3 - 30мм
 Пенополистирол ПСБ-С-25 марки 25 (ГОСТ 15588-86) - 150мм
 Керамзитовый край для создания уклона у=600кг/м³ - 30-210мм
 Пароизоляция - 1 слой ФИМЗОЛА "Н" ТУ 5774-002-04.001232-94 б=2мм
 Затирка из цементно-песчаного раствора М50 - 10мм
 Железобетонная многослойная панель перекрытия - 220мм



1. За отм 0,000 принят уровень чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 253,30
2. На парапетах в плане фартуки условно не показаны.
3. На узле 1 защитный слой грабля условно не показан.
4. Поперечные швы фартуков выполнять с нахлестом не менее 200мм.

Заб. каф.	Ласьков НН			ВКР-2069059-08.03.01-131055-17		
Рисовод	Арискин МВ			10-и этажный кирпичный жилой дом в г. Пенза		
Архитект	Теплянина ЕН			Научно-исследовательская работа		
Конструкц	Арискин МВ			Стадия	Лист	Листов
Оцф	Ничкин А Ф			ВКР	11	
ТСП	Карпова ОВ			ПГУАС каф. СК		
НИР	Арискин МВ			Студент гр. СТ1-43		
Экономика	Софьянова А. И.					
БЖД	Разжилина П.					
Н.контроль	Арискин МВ					
Студент	Раевков С.					

