

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

Н. Н. Масков

подпись, инициалы, фамилия

“.....”20 г.

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

Тема ВКР Миссия дома перешедшей этажности (5-6 эт) на 58 квартал в г. Пензе

Автор ВКР Будякина Е.Т.

Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-13.09.10-2017 Группа СМ1-42

Руководитель ВКР Артюшина Д.В.

Консультанты по разделам:

архитектурно-строительный Ю.И. Тухов

расчетно-конструктивный Д.В. Артюшина

основания и фундаменты В.С. Тухов

технологии и организации строительства Н.В. Агафонкина

экономики строительства А.Н. Сафьянов

вопросы экологии и безопасность

жизнедеятельности Т.П. Разживина

НИР Д.В. Артюшина

Нормоконтроль Д.В. Артюшина

ПЕНЗА 2017 г.

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

«УТВЕРЖДАЮ»
Зав. кафедрой _____
_____ 20 ____ г.

ЗАДАНИЕ

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

Автор ВКР Будякина Екатерина Геннадьевна

Группа ст-42

Тема ВКР Мшмй дом переменной этажности
(15-6 этажей) на 58 квартир в г. Пензе

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Ю.М. Луков

расчетно-конструктивный раздел Д.В. Артюшин

основания и фундаменты В.С. Теуков

технология и организация строительства Н.В. Агафонкина

экономика строительства А.Н. Сафьянов

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Т.Т. Разживина

НИР Д.В. Артюшин

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Пенза

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

Мшмй 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 _____ по _____ 20____ г.

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

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

Дата выдачи « » _____ 20____ года.

Руководитель ВКР _____

Содержание

	Введение.....	6
1	Архитектурно-строительный раздел.....	7
1.1	Общие данные.....	8
1.2	Данные о районе и участке строительства.....	8
1.3	Генеральный план и благоустройство участка.....	8
1.4	Архитектурно-планировочное решение здания.....	10
1.5	Конструктивные решения здания.....	11
1.6	Архитектурно-композиционное решение здания.....	14
1.7	Внутренние инженерные сети.....	16
1.7.1	Отопление.....	16
1.7.2	Вентиляция.....	16
1.7.3	Водоснабжение.....	17
1.7.4	Канализация.....	17
1.7.5	Силовое электрооборудование и электроосвещение.....	18
1.7.6	Связь и сигнализация.....	18
1.8	Наружные инженерные сети.....	18
1.8.1	Теплоснабжение.....	18
1.8.2	Водоснабжение.....	19
1.8.3	Канализация.....	19
1.8.4	Электроснабжение.....	20
1.9	Теплотехнический расчет.....	20
1.9.1	Теплотехнический расчет стены.....	20
1.9.2	Теплотехнический расчет покрытия.....	23
2	Расчетно-конструктивный раздел.....	26
2.1	Расчет и конструирование многопустотной плиты перекрытия.....	27
2.1.1	Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы.....	27
2.1.2	Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям второй.....	31
2.2	Расчет сборного железобетонного марша.....	38
2.2.1	Определение нагрузок и усилий.....	38
2.2.2	Предварительное назначение размеров сечения марша.....	39
2.2.3	Подбор сечения продольной арматуры.....	40
2.2.4	Расчет наклонного сечения на поперечную силу.....	41
2.3	Расчет железобетонной площадочной плиты.....	43
2.3.1	Определение нагрузок.....	43
2.3.2	Расчет полки плиты.....	43

2.3.3	Расчет лобового ребра.....	44
2.3.4	Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу.....	45
2.3.5	Расчет продольного ребра.....	45
2.3.6	Расчет наклонного сечения продольного ребра на поперечную силу.....	46
3	Раздел Основания и фундаменты.....	48
3.1	Инженерно-геологические условия строительной площадки.....	49
3.2	Подсчет нагрузок на фундамент.....	50
3.2.1	Сбор нагрузок.....	50
3.2.2	Определение нагрузок по сечениям.....	53
3.3	Расчет свайного фундамента.....	54
3.3.1	Определение несущей способности свай.....	54
3.3.2	Определение количества и шага свай в свайном фундаменте.....	56
3.3.3	Расчет монолитного железобетонного ростверка под наружную стену.....	58
3.3.4	Расчет монолитного железобетонного ростверка под внутреннюю стену.....	61
3.3.5	Расчет осадки свайного фундамента.....	63
4	Раздел Технология и организация строительства.....	67
4.1	Расчет календарного плана.....	68
4.1.1	Технико-экономические показатели календарного плана.....	69
4.2	Расчет автотранспорта для поставки материалов.....	70
4.2.1	Расчет комплектной поставки на нулевой цикл.....	70
4.2.2	Расчет комплектной поставки на возведение надземной части.....	73
4.3	Методы производства работ.....	76
4.4	Строительный генеральный план.....	78
4.4.1	Методика проектирования стройгенплана.....	78
4.4.2	Подбор, размещение и привязка крана.....	79
4.4.3	Расчет зон влияния крана.....	81
4.4.4	Проектирование внутриплощадочных дорог.....	81
4.4.5	Расчет временных зданий и сооружений.....	82
4.4.6	Расчет временного водоснабжения строительной площадки.....	83
4.4.7	Расчет временного электроснабжения.....	86
4.4.8	Технико-экономические показатели стройгенплана.....	87

5	Раздел Экономика строительства.....	88
	Введение.....	89
5.1	Определение капиталовложений в строительство объекта.....	90
5.2	Объектная смета.....	91
5.3	Сводный сметный расчет стоимости строительства.....	91
5.4	Экономическая оценка проектного решения.....	96
6	Экология и безопасность жизнедеятельности.....	99
6.1	Безопасность труда на производстве.....	100
	6.1.1 Анализ опасных и вредных производственных факторов.....	100
	6.1.2 Мероприятия по снижению травматизма и улучшению условий труда.....	100
6.2	Безопасность в чрезвычайных ситуациях.....	104
6.3	Охрана окружающей среды.....	106
	6.3.1 Охрана атмосферного воздуха.....	108
	6.3.2 Охрана водных ресурсов от истощения и загрязнения.....	109
	6.3.3 Охрана и рациональное использование земельных ресурсов.....	109
7	НИР на применение сравнительного анализа вариантов армирования многопустотной плиты перекрытия.....	111
	Список используемой литературы.....	121

Введение

Капитальное строительство является одной из основных сфер производственной деятельности человека. Основной задачей капитального строительства является обеспечение расширенного воспроизводства основных фондов страны на базе научно-технического прогресса для удовлетворения постоянно растущих материальных и духовных потребностей людей.

По объему производимой продукции и количеству занятых людских ресурсов на строительную отрасль приходится примерно десятая часть экономики страны. В строительной отрасли действуют около 70 тыс. строительно-монтажных организаций.

Строительство, являясь материалоемким, трудоемким, капиталоемким, энергоемким и наукоемким производством, содержит в себе решение многих локальных и глобальных проблем, от социальных до экологических.

Жилищная сфера является важнейшей составной частью экономики России. В условиях современных крупных городов актуальность возведения многоэтажных жилых зданий приобрела огромные масштабы. С ростом городов растут и потребности жителей в новом, современном и благоустроенном жилье.

Основным вопросом, с которого начинается проектирование многоэтажных жилых домов, является возможность уравновесить экономические интересы застройщика и социальные потребности жителей, не забывая при этом о соблюдении норм и правил проектирования жилья.

Это ставит проектировщиков перед целым рядом препятствий и трудностей на пути создания проекта, учитывать не только совокупность существующих условий, норм и требований, но и наличие экономических факторов в процессе разработки надежного, комфортного, и одновременно недорогого жилья.

Проектирование многоквартирных домов неуклонно подчиняется основным современным тенденциям в строительстве, появлению новых материалов, технологий и методов, позволяющих создавать максимально комфортные и благоприятные условия обитания всех групп населения, а также улучшить эстетическое восприятие жилой среды.

1 Архитектурно-строительный раздел

1.1 Общие данные

Проект жилого дома переменной этажности (5-6 этажей) в г. Пензе разработан на основании задания на проектирование, архитектурно-планировочного задания, технических условий на присоединение к инженерным коммуникациям.

Проектируемое здание характеризуется следующими основными показателями:

- класс капитальности – II;
- степень огнестойкости – II;
- степень долговечности основных конструктивных элементов – II.

1.2 Данные о районе и участке строительства

Участок, отведенный под строительство, расположен г. Пензе по ул. Красная. Рельеф участка в целом ровный спокойный. Есть незначительный естественный уклон.

Расчетная зимняя температура воздуха для отопления: - 27 °С.

Расчетная глубина промерзания грунтов: 1,5 м.

Грунты, залегающие под зданием, в основном глинистые пучинистые.

Уровень ответственности здания - II ($\gamma_n=1$, в соответствии с ГОСТ 27751-88).

1.3 Генеральный план и благоустройство участка

Генеральный план выполнен в соответствии со схемой генерального плана города. Основные планировочные решения, выполненные на чертеже генерального плана, обусловлены соблюдением санитарных и противопожарных требований, предусмотренных нормами и правилами строительного проектирования.

Здание имеет широтную ориентацию, лестничные клетки размещены на север.

Подъезд к проектируемому многоквартирному жилому дому осуществляется

с ул. Красная. Проезд тупиковый с разворотной площадкой. Ширина проезда 5,5 м. В дворовой части участка запроектированы две автостоянки для временного хранения автомобилей. К каждому входу в здание предусмотрен тротуар. Ширина тротуаров 3 м, 2,25 м, и 1,5 м. Проезды и тротуары имеют асфальтобетонное покрытие.

На участке расположены площадки:

- детская;
- для отдыха;
- спортивная;
- хозяйственная (для сушки, чистки вещей, мусоросборник, для выгула собак);
- для долговременной парковки машин (перспективное строительство гаражей).

Элементы благоустройства и малые архитектурные формы приняты по типовым проектам. Возле каждого входа в здание размещаются скамейки и урны.

Озеленение участка предусмотрено посадкой декоративных деревьев, живой изгороди, посевом газонов. Спортивная и детская площадки ограждены. Полоса между зданием и проездом используется под цветники и газоны. Для маломобильных групп населения в местах пересечения тротуара с проездом предусмотрены пандусы-съезды.

Учитывая, что на площадке имеется плодородный слой почвы толщиной 0,2 метра, перед началом строительства производится его срезка со всей площади застраиваемой территории в соответствии с планом организации рельефа с последующим восстановлением только в пределах зеленых зон.

Вертикальная планировка выполнена с учетом полного отвода поверхностных вод с площадки. Водоотвод с участка предусмотрен поверхностный по проезжей части с дальнейшим выпуском в существующую ливневую канализацию.

Основные показатели по генеральному плану приведены в таблице 1.1

Таблица 1.1 - Основные показатели по генеральному плану

Наименование	Ед. изм.	Количество
Площадь участка	м ²	5 568,0
Площадь застройки	м ²	878,4
Площадь озеленения	м ²	1 968,2
Площадь проездов и площадок с твердым покрытием	м ²	1 590,2
Коэффициент застройки	-	0,29
Коэффициент озеленения	-	0,16

1.4 Архитектурно-планировочное решение здания

Проектируемое здание переменной этажности состоит из трех блок-секций (первая и третья секция имеют 5 этажей, вторая секция – 6 этажей), прямоугольное в плане, с размерами в осях 60,0 x 13,66 м. Высота этажа принята 2,8 м. Для хозяйственных нужд жильцов предусмотрены кладовые, находящиеся в подвале.

Архитектурную выразительность фасадам придают фронтоны над балконами, карнизы и декоративные элементы.

В здании запроектировано 58 квартир, в том числе:

- однокомнатных – 16;
- двухкомнатных – 36;
- трехкомнатных – 6.

Общие площади квартир от 37,44 м² до 68,65 м².

Объемно-планировочные показатели здания приведены в таблице 1.2

Таблица 1.2 - Объемно-планировочные показатели здания

Наименование показателей	Ед. изм.	Количество
Площадь застройки $S_{застр.}$	м ²	878,4
Общая площадь квартир $S_{общ.}$	м ²	3 111,96
Жилая площадь $S_{жил.}$	м ²	1 619,7
Строительный объем здания общий $V_{общ.}$	м ³	18 045,0
Строительный объем подземной части здания $V_{стр.подз.}$	м ³	2 125,6
Строительный объем надземной части здания $V_{стр.надз.}$	м ³	15 919,4
Коэф-т эффективности использования площади $K_1 = S_{жил.} / S_{общ.}$	-	0,52
Коэф-т эффективности использования объема $K_2 = V_{общ.} / S_{общ.}$	-	5,8

1.5 Конструктивные решения здания

Проектируемое здание жилого дома бескаркасное. Пространственная жёсткость обеспечивается фундаментами, наружными и внутренними несущими кирпичными стенами, жёсткими дисками перекрытий.

Фундаменты приняты свайные из забивных железобетонных свай сечением 300х300 мм по ГОСТ 19804.1-79* «Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения. Сваи висячие».

Ростверки монолитные железобетонные из тяжелого бетона В15 F75, армированные пространственными каркасами.

Наружные и внутренние стены подвала выполнены из бетонных блоков по ГОСТ 13579-78* «Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия».

Горизонтальная гидроизоляция на отметке -0,340 состоит из двух слоев гидроизола на битумной мастике, на отметке -2,450 – из цементного раствора состава 1:2 толщиной 30 мм.

Вертикальная гидроизоляция стен подвала – обмазка горячей асфальтовой мастикой за 2 раза общей толщиной 5 мм; остальные конструкции в грунте обмазываются горячим битумом за 2 раза.

Наружные стены выполняются из силикатного кирпича по ГОСТ 379-95 «Кирпич и камни силикатные. Технические условия» ($\gamma=1800 \text{ кг/м}^3$).

Первый и второй этажи – из кирпича марки М125 на растворе М100, третий-пятый этажи – из кирпича марки М100 на растворе М75. Наружные стены выполняются толщиной 380 мм с утеплением снаружи пенополистиролом ПСБ-С-25 ($\gamma=25$ кг/м³) толщиной 100 мм по ТУ 5763-002-00287697-97 «Плиты теплоизоляционные из пенополистирола ПСБС-25» и облицовкой из силикатного кирпича толщиной 120 мм. Общая толщина стены 620 мм. Кладка наружных стен выполняется под расшивку швов, частично под штукатурку.

Внутренние стены выполняются толщиной 250, 380 и 510 мм (в лестничных клетках) из силикатного кирпича по ГОСТ 379-95 ($\gamma=1800$ кг/м³). Первый и второй этажи – из кирпича марки М125 на растворе М100, третий-пятый этажи – из кирпича М100 на растворе М75.

Участки стен с вентканалами и в санузлах выполняются из керамического полнотелого кирпича по ГОСТ 530-95* «Кирпич и камни керамические. Технические условия». Первый и второй этажи – из кирпича марки М125 на растворе М100, третий-пятый этажи – из кирпича марки М100 на растворе М75.

Перегородки выполняются армокаменными толщиной 120 мм и 250 мм из силикатного кирпича, в санузлах из керамического полнотелого кирпича М75 на растворе М50.

Лестничные марши и площадки – сборные железобетонные по серии 1.050.1-2 в.1. Перемычки – сборные железобетонные по серии 1.038.1-1 в.1, индивидуальные. Прогоны, опорные подушки – сборные железобетонные по серии 1.225-2 в.12, индивидуальные.

Перекрытия – сборные железобетонные многопустотные плиты по серии 1.141-1 в.60, 64, индивидуальные.

Таблица 1.3 – Спецификация ж/б изделий

<i>Марка, поз.</i>	<i>Обозначение</i>	<i>Наименование</i>	<i>Кол-во</i>	<i>Масса ед.кг.</i>	<i>Примечание</i>
<i>П-1</i>	<i>серия 1.14.1.1</i>	<i>ПК 68.15-8 Т</i>	<i>124</i>	<i>3200</i>	
<i>П-2</i>	<i>серия 1.14.1.1</i>	<i>ПК 68.12-8 Т</i>	<i>150</i>	<i>2500</i>	
<i>П-3</i>	<i>серия 1.14.1.1</i>	<i>ПК 63.15-8 Т</i>	<i>119</i>	<i>2950</i>	
<i>П-4</i>	<i>серия 1.14.1.1</i>	<i>ПК 63.12-8 Т</i>	<i>19</i>	<i>2200</i>	
<i>П-5</i>	<i>серия 1.14.1.1</i>	<i>ПК 60.15-8 Т</i>	<i>52</i>	<i>2800</i>	
<i>ПБ-36</i>	<i>ГОСТ 25697-83</i>	<i>ПБК 36.16.60</i>	<i>58</i>	<i>1700</i>	
<i>ЛМ-1</i>	<i>серия 1.050.1-2</i>	<i>ЛМ 27.12.14-4</i>	<i>29</i>	<i>1520</i>	
<i>ЛМ-2</i>	<i>серия 1.050.1-2</i>	<i>ЛМ 17.12.9-4</i>	<i>3</i>	<i>930</i>	
<i>ЛП-1</i>	<i>серия 1.050.1-2</i>	<i>ЛП 28.15.2</i>	<i>16</i>	<i>2340</i>	
<i>ЛП-2</i>	<i>серия 1.050.1-2</i>	<i>ЛП 28.21.2</i>	<i>16</i>	<i>3320</i>	

Балконы – сборные железобетонные индивидуальные.

Крыша стропильная из деревянных элементов. В качестве утеплителя приняты маты минераловатные прошивные МПСГ-75 по ТУ 21-028722-03-93 «Маты прошивные из стеклянного волокна на основе горных пород без связующего». Покрытие – гибкая черепица Ruflex.

Окна и балконные двери запроектированы индивидуальные ПВХ с двойным стеклопакетом (ОР 15-15, ОР 15-18, ОР 15-9, ОР 12-12, БР 22-9).

Двери – деревянные по ГОСТ 24698-81 «Двери деревянные наружные для жилых и общественных зданий. Типы, конструкция и размеры», и ГОСТ 6629-88 «Двери деревянные внутренние для жилых и общественных зданий. Типы и конструкция» (ДН 23-9, ДГ 21-9, ДО 21-9, ДГ 21-7).

1.6 Архитектурно-композиционное решение здания

Наружная отделка стен – силикатный кирпич под расшивку швов, декоративная штукатурка архитектурных деталей и ограждений балконов, отделка цоколя – декоративная штукатурка.

Внутренняя отделка стен и перегородок – по высококачественной штукатурке: жилых комнат, коридоров – оклейка обоями; кухонь – оклейка обоями, облицовка глазурованной плиткой по всей длине кухонного оборудования на высоту 0,6 м между напольными и навесными шкафами, включая боковые стены у плиты и мойки; ванных комнат, санузлов - облицовка глазурованной плиткой; тамбуров, лестничных клеток, подвальных помещений - окраска эмалью.

Отделка потолков по затирке: в квартирах – водоэмульсионная окраска; в тамбурах, лестничных клетках, подвале – известковая окраска.

Полы приняты по сериям 2.244-1 в.6 и 2.144-1/88. Экспликация полов представлена в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Экспликация полов

Наименование помещений	Тип пола	Схема пола или тип пола по серии	Данные элементов пола	Площадь, м ²
1	2	3	4	5
1 этаж				
Гостиные, спальни, кухни, прихожие, кладовые	1	128 2.144-1/88	Линолеум Утеплитель - минераловатная плита $\gamma=200$ кг/м ³ – 50 мм	548,14
Ванные, санузлы	2	134 2.144-1/88	Плитка керамическая Утеплитель - минераловатная плита $\gamma=200$ кг/м ³ – 50 мм	53,3
Лестничные клетки	3	733 2.244-1 в.6	Бетон В20	173,2
Балконы	5		Цементно-песчаная стяжка М200, F50 – 30 мм	210,4
2 -6 этажи				
Гостиные, спальни, кухни, прихожие, кладовые	6	61 2.144-1/88	Линолеум	2 334,3
Ванные, санузлы	7	62 2.144-1/88	Плитка керамическая	227,8
Подвал				
Тепловой узел, комната дворника, комната учета тепловой энергии	8	747 2.244-1 в.6	Бетон В15 Гидроизоляция из 2-х слоев гидроизола на битумной мастике	38,6
Подвал	9	542 2.244-1 в.6	Уплотненный грунт – 60 мм Слой щебня с пропиткой битумом – 40 мм Грунт основания	661,4

1.7 Внутренние инженерные сети

1.7.1 Отопление

Отопление здания принято в соответствии с СП 60.13330.2012 «Отопление, вентиляция и кондиционирование» для расчетной температуры наружного воздуха -27°C (согласно СП131.13330.2012 «Строительная климатология»). Расчетная температура внутреннего воздуха принята согласно установленных норм ГОСТ 30494-2011 «Здания жилые и общественные. Параметры микроклимата в помещениях».

Параметры теплоносителя в системе отопления $95-70^{\circ}\text{C}$. Система отопления жилого дома однотрубная, тупиковая с нижней разводкой. Нагревательные приборы – радиаторы чугунные МС-140-108. Для поддержания требуемой температуры в помещениях у отопительных приборов устанавливаются терморегуляторы типа РТД-Ж.

Удаление воздуха из системы отопления осуществляется через воздушные краны, устанавливаемые в пробках радиатора верхнего этажа.

Трубы системы отопления приняты стальные водогазопроводные легкие по ГОСТ 3262-75* «Трубы стальные водогазопроводные». Технические условия. Магистральные трубопроводы прокладываются в подвале и изолируются плитами минераловатными М75 толщиной 40 мм. Покровный слой – асболат. Антикоррозийную изоляцию трубопроводов выполнить одним слоем грунтовки ГФ-021 и двумя слоями алюминиевой краски БТ-177.

1.7.2 Вентиляция

Вентиляция здания принята в соответствии с СП 60.13330.2012 «Отопление, вентиляция и кондиционирование» Кратность воздухообмена принята согласно установленным норм ГОСТ 30494-96.

Проектом предусматривается естественная вентиляция из кухонь и санузлов через вентиляционные каналы, расположенные в кирпичных стенах. Для санузлов и кухонь всех этажей тяга естественная, удаляемый воздух поступает в чердачное

помещение по каналам, из чердака удаление воздуха предусмотрено через центральную вытяжную шахту каждой секции.

1.7.3 Водоснабжение

В проектируемом здании предусмотрено хозяйственно-питьевое и горячее водоснабжение в соответствии со СП 30.13330.2012 «Внутренний водопровод и канализация зданий».

На вводе водопровода устанавливается водомерный узел со счетчиком ВКОС-8 диаметром 40 мм и обводной линией.

Горячее водоснабжение предусматривается от скоростного водоподогревателя, установленного в тепловом пункте жилого дома.

Трубы для систем холодного и горячего водоснабжения приняты оцинкованные водогазопроводные легкого типа по ГОСТ 3262-75* «Трубопроводы холодного и горячего водоснабжения, прокладываемые в подвале, изолируются минераловатными плитами М75 с покрытием асболатом». Трубопроводы холодного водоснабжения покрывают пароизоляцией из одного слоя пергамина.

В жилом доме предусмотрен поквартирный учет расхода воды счетчиками. Счетчики устанавливают на высоте не менее 0,4 метра от пола.

1.7.4 Канализация

Проектом предусматривается хозяйственно-фекальная канализация с отводом стоков в дворовую канализационную сеть.

Внутренняя сеть канализации монтируется из чугунных канализационных труб диаметром 50, 100 мм по ГОСТ 6942.3-80 «Трубы чугунные канализационные и фасонные части к ним. Трубы. Технические условия».

Прокладка магистральных трубопроводов производится в подвале.

1.7.5 Силовое электрооборудование и электроосвещение

Электроприемниками жилого дома являются этажные щитки.

Напряжение распределительной сети 380/220 В. Защита электроприемников осуществляется автоматическими выключателями, установленными в этажных щитках и плавкими вставками предохранителей на вводно-распределительном устройстве жилого дома. На вводах в квартиры устанавливаются устройства защитного отключения.

На вводе в здание выполняется заземляющее устройство сопротивлением $R=10$ Ом и система уравнивания потенциалов согласно ВСН 59-88 «Электрооборудование жилых и общественных зданий. Нормы проектирования и ПУЭ-9 изд.7».

1.7.6 Связь и сигнализация

Проектом предусматриваются внутридомовые сети телефонизации, радиофикации и телевидения.

Квартиры оборудуются автономными датчиками пожарной сигнализации.

1.8 Наружные инженерные сети

Наружные сети многоэтажного жилого дома в г. Пензе проектируются на основании задания заказчика, технических условий.

1.8.1 Теплоснабжение

Источник теплоснабжения – ТЭЦ. Теплоноситель – вода с параметрами 130-70°C. Подключение жилого дома предусматривается от тепловой сети к жилому дому по ул. Красная. Точка подключения – проектируемая камера УТ-1.

Теплосеть от точки подключения до теплофикационной камеры УТ-3 прокладывается с учетом перспективного подключения.

Компенсация тепловых удлинений осуществляется с помощью угла поворота и П-образными компенсаторами. Трубопроводы приняты стальные электросварные термообработанные по ГОСТ 10705-80* «Трубы стальные

электросварные. Технические условия». Прокладка теплосети осуществляется в непроходных каналах. В теплофикационной камере устанавливаются люки типа «Т» по ГОСТ 3634-99 «Люки смотровых колодцев и дождеприемники ливнесточных колодцев. Технические условия».

Тепловая изоляция трубопроводов принята матами теплоизоляционными прошивными из стеклянного волокна на основе горных пород марки МПСГ 125. Покрытие теплоизоляции предусмотрено изолатом. Антикоррозийное покрытие труб – температуроустойчивый изол в два слоя по холодной изольной мастике.

На вводе теплосети в здание выполнить герметическую заделку.

1.8.2 Водоснабжение

Источник водоснабжения – водопроводная сеть города. Непосредственное подключение предусматривается от проложенного водопровода к существующему 58-квартирному жилому дому в проектируемом колодце ВК-1.

Водопровод прокладывается в грунте и выполняется из чугунных напорных труб по ГОСТ 9583-75* «Трубы чугунные напорные, изготовленные методами центробежного полунепрерывного литья. Технические условия».

Водопроводные колодцы выполняются из сборных железобетонных колец и оборудуются люками типа «Т» по ГОСТ 3634-99 с двойной утепленной деревянной крышкой.

1.8.3 Канализация

Удаление сточных вод предусмотрено в существующую канализационную сеть. Точка подключения – проектируемый колодец.

Канализационная сеть выполняется из безнапорных асбестоцементных труб по ГОСТ 1839-80* «Трубы и муфты асбестоцементные для безнапорных трубопроводов. Технические условия».

В связи с малой глубиной заложения канализационной сети в проекте выполнено утепление сети. Утеплитель – глиняно-керамзитовая смесь состава 1:4.

Смотровые колодцы предусматриваются из сборного железобетона. Горловины колодцев оборудуются люками типа «Т» по ГОСТ 3634-99 с двойной

утепленной деревянной крышкой.

1.8.4 Электроснабжение

Электроснабжение здания выполняется согласно техническим условиям, выданных МП «Горэлектросеть», задания на проектирование и генерального плана.

Проектируемый жилой дом является потребителем II категории.

Электроснабжение предусматривается от существующей трансформаторной подстанции 424 кабелями марки ААБлу-2(3x150÷1x95)-1кВт.

Проектом предусматривается установка в трансформаторной подстанции: линейных панелей ЩО70-1-03У1 (2 шт.), ограничителей перенапряжения (3 шт.), счетчиков активной энергии.

1.9 Теплотехнический расчет

1.9.1 Стеновое ограждение

Район строительства: г. Пенза. Условия эксплуатации А.

Климатические данные:

1) Расчётная температура внутреннего воздуха, $^{\circ}\text{C}$, принимаемая согласно нормам проектирования соответствующих зданий и сооружений, $t_{\text{int}}=20^{\circ}\text{C}$

2) Расчётная зимняя температура наружного воздуха, $^{\circ}\text{C}$, принимаемая в соответствии с п.2.3 [29], $t_{\text{ext}}= - 27^{\circ}\text{C}$

3) Средняя температура, $^{\circ}\text{C}$, периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$ по [29]; $t_{\text{ht}}=-4,1^{\circ}\text{C}$

4) Продолжительность, сут., отопительного периода со средней суточной температурой воздуха $\leq 8^{\circ}\text{C}$ [29]; $Z_{\text{ht}}=200$ суток

5) Коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 4* [28]; $\alpha_{\text{int}}=8,7$ ($\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$)

6) Коэффициент теплоусвоения наружной поверхности ограждающей конструкции по табл. 4* [28]; ; $\alpha_{\text{ext}}=23$ $\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$

7) Коэффициент ориентации, принимаемый в зависимости от положения

наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху по таблице 3* [28]; $n=1$.

8) Нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, принимаемый по таблице 5 [28]; $\Delta t_n=4^{\circ}\text{C}$.

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

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

$$R_0 = \frac{1 \cdot (20 - (-27))}{4 \cdot 8,7} = 1,35 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$$

Определяем градусо-сутки отопительного периода:

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

$$D_d = (20 - (-4,1)) \cdot 200 = 4820 \text{ }^{\circ}\text{C} \cdot \text{сут}$$

По табл. 3 [28] определяем требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкции:

$$R_{\text{req}} = a \cdot D_d + b,$$

где a, b - коэффициенты, значения которых следует определять по табл. 3 [28] для соответствующих групп зданий и вида ограждающей конструкции. Для наружных стен жилых зданий $a=0,00035$; $b=1,4$:

$$R_{\text{req}} = 0,00035 \cdot 4820 + 1,4 = 3,1 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}.$$

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

$$R_{\text{req}} = 3,1 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}.$$

Формула определения приведенного сопротивления теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{\text{ext}}} \quad (1.3)$$

где δ - толщина слоя, м.

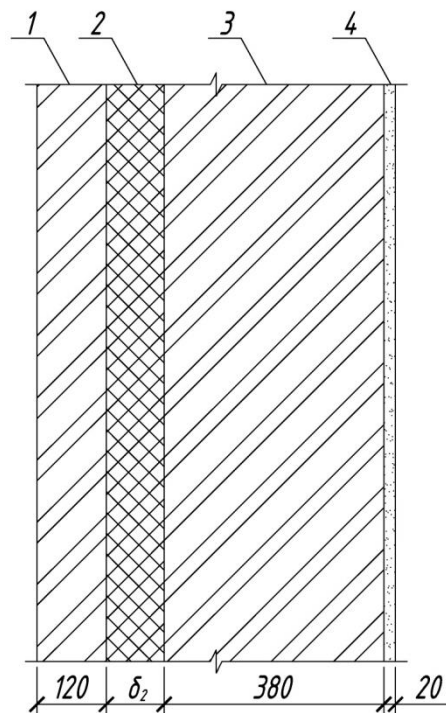


Рисунок 1 - Конструкция наружной стены

Характеристики материала слоев:

Номер слоев	Наименование материала слоя	Плотность материала γ , кг/м ³	Толщина слоя δ , м	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°С)	Расчётное сопротивление R , (м·°С)/Вт
1	Кирпич силикатный	1800	0,12	0,7	0,171
2	Утеплитель пенополистирол ПСБ-С-25	25	δ_2	0,041	R_2
3	Кирпич силикатный	1800	0,38	0,76	0,671
4	Цементно-песчаная стяжка	1800	0,02	0,76	0,013

Определим требуемую толщину утеплителя:

$$\delta_2 = \left(3,1 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,12}{0,7} - \frac{0,38}{0,76} - \frac{0,02}{0,76} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,092 \text{ м.}$$

Принимаем толщину утеплителя $\delta_2 = 100 \text{ мм}$. Исходя из этого, толщина стены составит: $\delta_{ст} = 380 + 100 + 120 + 20 = 620 \text{ мм}$

Сопротивление теплопередачи стены, следовательно, будет равно:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,38}{0,76} + \frac{0,1}{0,041} + \frac{0,12}{0,7} + \frac{0,02}{0,76} + \frac{1}{23} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт} > R_{\text{req}} = 3,1 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Расчетный температурный перепад Δt_0 равен:

$$\Delta t_0 = \frac{1 \cdot (20 - (-27))}{3,3 \cdot 8,7} = 1,64 \text{ °C} < 4 \text{ °C} - \text{условие выполняется.} \quad (1.4)$$

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

Количество тепла, проходящее за 1 ч через 1 м² ограждения равно:

$$Q = \frac{1}{3,3} (20 - (-27)) \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 14,24 \text{ Вт} / \text{м}^2 \quad (1.5)$$

Температура внутренней поверхности ограждения:

$$\tau_{\text{int}} = 20 - \frac{(20 - (-27))}{3,3 \cdot 8,7} = 18,36 \text{ °C}. \quad (1.6)$$

Температуре внутреннего воздуха 20 °C соответствует $E_{t_{20^\circ}} = 17,54 \text{ мм.рт.ст.}$, а $\tau_{\text{int}} = 18,36 \text{ °C} - E_\tau = 15,78 \text{ мм.рт.ст.}$

Относительная влажность будет равна:

$$\varphi' = \frac{E_\tau}{E_{t_{20^\circ}}} \cdot 100 \% = \frac{15,78}{17,54} \cdot 100 \% = 90 \% > 55 \%, \quad \text{следовательно, конденсат на}$$

внутренней поверхности не образуется.

1.9.2 Теплотехнический расчет покрытия здания

По табл. 3 [28] определяем требуемое приведенное сопротивление теплопередаче конструкции:

$$R_{\text{req}} = 0,00045 \cdot 5121 + 1,9 = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Чердачное перекрытие состоит из следующих слоев:

№ п/п	Наименование материала слоя	Толщина слоя δ , мм	Коэффициент теплопроводности λ , Вт/(м·°С)	Расчетное сопротивление R, (м ² ·°С)/Вт
1	Железобетонная плита	220	1,92	0,115
2	2 слоя полиэтиленовой пленки "Изоспан"	3		
3	Минераловатные плиты ($\gamma=75$ кг/м ³)	250	0,06	4,167
4	Цементно-песчаная стяжка ($\gamma=1800$ кг/м ³)	30	0,76	0,039

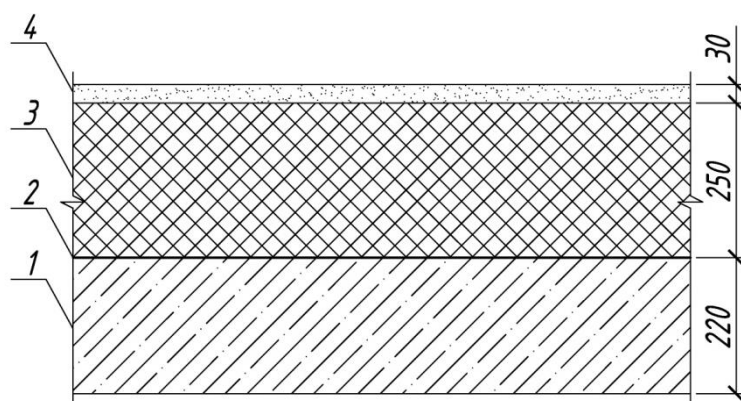


Рисунок 2 - Конструкция чердачного перекрытия

Термическое сопротивление R, м²·°С/Вт, слоя многослойной ограждающей конструкции, а также однородной (однослойной) ограждающей конструкции:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, \quad (1.7)$$

где δ - толщина слоя, м

λ - расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, Вт/(м·°С), принимаемый по прил. 3 [28].

Суммарное сопротивление слоев ограждающей конструкции (сопротивление облицовки не учитываем) $R = 4,321 \text{ м}^2 \cdot \text{°С} / \text{Вт}$

Сопротивление теплопередаче ограждающей конструкции:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + R + \frac{1}{\alpha_{ext}} \quad (1.8)$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + 4,321 + \frac{1}{12} = 4,52 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт},$$

где α_{int} - коэффициент теплоотдачи внутренней поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 4 [28], $\alpha_{int} = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°C}$

α_{ext} - теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждающих конструкций, принимаемый по табл. 6:

$$\alpha_{ext} = 12 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°C}$$

$$R_0 = 4,52 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт} > R_{req} = 4,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

Следовательно, данная конструкция покрытия соответствует теплотехническим требованиям.

2 Расчетно-конструктивный раздел

2.1 Расчет и конструирование многопустотной плиты перекрытия

2.1.1 Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетный пролет и нагрузки

Расчетный пролет плиты перекрытия $l_0 = 6,695$ м;

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия производится согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» и сводится в таблицу 2.1.

Таблица 2.1 - Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия.

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, кН/м ²
Постоянная: собственный вес ж/б многопустотной плиты	3,000	1,1	3,300
слой цементно-песчаного раствора $\delta=40$ мм ($\rho=1\ 800$ кг/м ³)	0,720	1,3	0,936
линолеум ($\rho=4,5$ кг/м ³)	0,045	1,2	0,054
Итого	3,765		4,290
Временная	1,500	1,3	1,950
В том числе: длительная	1,200	1,3	1,560
кратковременная	0,300	1,3	0,390
Полная нагрузка	5,265		6,240
В том числе: постоянная и длительная	4,965		
кратковременная	0,300		

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты 1,5 м с учетом уровня ответственности здания здания – II ($\gamma_n=1$):

- постоянная $q = 4,29 \cdot 1,5 = 6,435$ кН/м;

- полная $q + v = 6,24 \cdot 1,5 = 9,36$ кН/м;

- временная $v = 1,95 \cdot 1,5 = 2,925$ кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 м:

- постоянная $q = 3,765 \cdot 1,5 = 5,648$ кН/м;

- полная $q + v = 5,265 \cdot 1,5 = 7,898$ кН/м;

- постоянная и длительная $4,965 \cdot 1,5 = 7,448$ кН/м.

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок

От расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(q + v)\ell_0^2}{8} = \frac{9,36 \cdot 6,695^2}{8} = 52,44 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{(q + v)\ell_0}{2} = \frac{9,36 \cdot 6,695}{2} = 31,33 \text{ кН}.$$

От нормативной полной нагрузки:

$$M = \frac{(q + v)\ell_0^2}{8} = \frac{7,898 \cdot 6,695^2}{8} = 44,25 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$Q = \frac{(q + v)\ell_0}{2} = \frac{7,898 \cdot 6,695}{2} = 26,44 \text{ кН}.$$

От нормативной постоянной и длительной нагрузок:

$$M = \frac{7,448 \cdot 6,695^2}{8} = 41,73 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Установление размеров сечения плиты

Высота сечения многопустотной (7 круглых пустот $\varnothing 159$ мм)

предварительно напряженной плиты ℓ_0 определяется по формуле:

$$h \approx \frac{\ell_0}{30} = \frac{6695}{30} \approx 220 \text{ мм}. \quad (2.1)$$

Рабочая высота сечения: $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190$ мм.

Размеры: толщина верхней и нижней полок $h_f' = (220 - 160)/2 = 30$ мм; ширина ребер: средних 26 мм, крайних 98 мм.

В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h_f' = 30$ мм; отношение $h_f' / h = 30/220 = 0,14 > 0,1$, при этом в расчет вводится ширина полки $b_f' = 1460$ мм; расчетная ширина ребра $b = 1460 - 7 \cdot 159 = 347$ мм.

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Многопустотную предварительно напряженную плиту армируют стержневой арматурой класса А800 с электротермическим натяжением на упоры форм. К трещиностойкости плит предъявляют требования третьей категории. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении. Бетон тяжелый

класса В30 соответствующий напрягаемой арматуре. Нормативная призмная прочность $R_{bn}=R_{b,ser}=22,0$ МПа, расчетная $R_b=17,0$ МПа, коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$; нормативное сопротивление при растяжении $R_{btm}=R_{bt,ser}=1,75$ МПа, расчетное $R_{bt}=1,15$ МПа, начальный модуль упругости бетона $E_b=32\,500$ МПа. Передаточная прочность бетона R_{bp} устанавливается так, чтобы при обжатии отношение напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp}\leq 0,755$.

Арматура продольных ребер класса А800, нормативное сопротивление $R_{sn}=800$ МПа, расчетное сопротивление $R_s=695$ МПа; модуль упругости $E_s=200\,000$ МПа. Предварительное напряжение арматуры принимаем равным: $\sigma_{sp} = 0,755R_s = 0,755 \cdot 695 = 525$ МПа.

Проверяется положение нейтральной оси:

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 17 \cdot 1000 \cdot 1,46 \cdot 0,03 \cdot \left(0,19 - \frac{0,03}{2} \right) = 130,3 \text{ кНм} > > M = 52,44 \text{ кНм.} \quad (2.2)$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами: $b'_f = 1,46$ м, $h'_f = 0,03$ м, $h_0 = 0,19$ м.

Вычисляется табличный коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{5244000}{17 \cdot 146 \cdot 19^2 \cdot 100} = 0,06. \quad (2.3)$$

Граничная высота сжатой зоны бетона при $\sigma_{sp}/R_s \approx 0,75$ и арматуре А800

$$\xi_R = 0,44$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - \xi_R / 2) = 0,44 \cdot (1 - 0,44 / 2) = 0,343. \quad (2.4)$$

Проверяется выполнение условия $\alpha_m = 0,06 \leq \alpha_R = 0,343$, следовательно, сжатая арматура не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062; \quad (2.5)$$

$$\xi / \xi_R = 0,062 / 0,44 = 0,14.$$

Так как условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше

условного предела текучести:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,14 = 1,22 > 1,1. \quad (2.6)$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b' f'_{\square 0}}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,062 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 695 \cdot 10^3} = 0,000382 \text{ м}^2 = 3,82 \text{ см}^2.$$

(2.7)

Принимаем 6 $\emptyset 10$ А800, $A_{sp} = 4,71 \text{ см}^2$.

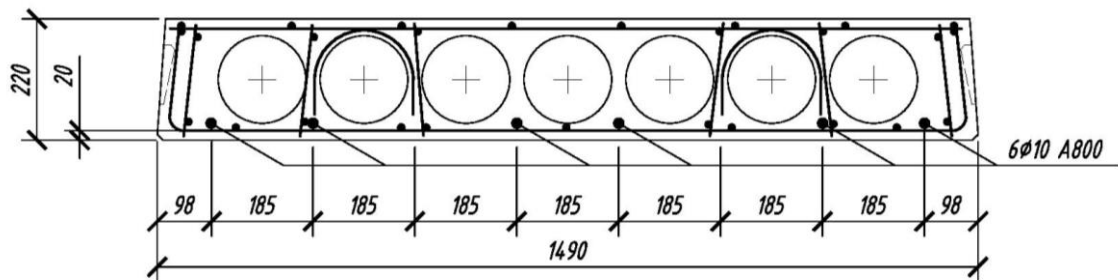


Рисунок 2.1 – Армирование многопустотной плиты

Расчет прочности наклонных сечений плиты

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (2.8)$$

где Q – поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b :

$$Q_b = M_b / c \quad (2.9)$$

$$M_b = 1,5 \varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,26 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19^2 = 27,23 \text{ кНм}. \quad (2.10)$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь:

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 525 \cdot 10^3 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4} = 248 \text{ кН}. \quad (2.11)$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right) - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,192 - 1,16 \cdot 0,192^2 = 1,26, \quad (2.12)$$

где A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки:

$$A_1 = b h = 0,22 \cdot 0,347 = 0,076 \text{ м}^2; \quad (2.13)$$

$$P/R_b A_I = 248 / (17 \cdot 10^3 \cdot 0,076) = 0,192 \text{ м}^2; \quad (2.14)$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{27,23}{7,9}} = 1,8 \text{ м}. \quad (2.15)$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 9,36 - 0,5 \cdot 2,925 = 7,9 \text{ кН/м}. \quad (2.16)$$

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

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}. \text{ При этом должны выполняться условия: } h_0 < c < 3h_0.$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 180 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см}.$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем $c = 0,57 \text{ м}$ и вычисляем Q_b :

$$Q_b = M_b / c = 27,23 / 0,57 = 47,8 \text{ кН}. \quad (2.17)$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min} \quad (2.18)$$

$$Q_b = 47,8 \text{ кН} > Q_{b,min} = 0,5R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,19 \cdot 0,347 = 37,9 \text{ кН};$$

$$Q_b = 47,8 \text{ кН} < Q_{b,max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,19 \cdot 0,347 = 189,5 \text{ кН}.$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем $Q_b = 47,8 \text{ кН}$.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw} :

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0$ в зависимости от величины:

$$Q_{bl} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{27,23 \cdot 7,9} = 29,3 \text{ кН}. \quad (2.19)$$

Проверяем условие:

$$Q_{bl} = 29,3 \text{ кН} < \varphi_n R_{bt}bh_0 = 1,26 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 95,5 \text{ кН}. \quad (2.20)$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0q_1) / 1,5h_0 = (31,33 - 37,9 - 3 \cdot 0,19 \cdot 7,9) / (1,5 \cdot 0,19) = -38,9 \text{ кН/м}. \quad (2.21)$$

Поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

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

2.1.2 Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики приведенного сечения.

Площадь поперечного сечения бетона:

$$A = b'_f h - n\pi d^2/4 = 146 \cdot 22 - 7 \cdot 3,14 \cdot 15,9^2/4 = 1823 \text{ см}^2 = 0,1823 \text{ м}^2. \quad (2.22)$$

Круглое очертание пустот заменим эквивалентным квадратным со стороной $h_l = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ мм}$.

Толщина полок эквивалентного сечения $h'_f = f_f = (h - h_l)/2 = (220 - 143)/2 = 38,5 \text{ мм}$. Ширина ребра равна $b_p = 1460 - 7 \cdot 143 = 460 \text{ мм}$. Ширина пустот $b_n = 1460 - 460 = 1000 \text{ мм}$.

Площадь приведенного сечения A_{red} , (см^2) определим по формуле:

$$A_{red} = b'_f h - b_n h_l = 146 \cdot 22 - 100 \cdot 14,3 = 1782 \text{ см}^2. \quad (2.23)$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения y_0 определяется по формуле:

$$y_0 = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 22 = 11 \text{ см}. \quad (2.24)$$

Момент инерции симметричного сечения равен I_{red} определяется по формуле:

$$I_{red} = \frac{b'_f h^3}{12} = \frac{146 \cdot 22^3}{12} = 129551 \text{ см}^4. \quad (2.25)$$

Момент сопротивления сечения по нижней зоне W_{red} определяется по формуле:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{129551}{11} = 11777 \text{ см}^3; \quad (2.26)$$

то же, по верхней зоне $W'_{red} = 11777 \text{ см}^3$.

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней), до центра тяжести сечения r определяется по формуле:

$$r = \varphi_n \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} \right) = 0,85 \left(\frac{11777}{1782} \right) = 5,6 \text{ см}; \quad (2.27)$$

$$\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85. \quad (2.28)$$

Расстояние от ядровой точки, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней), до центра тяжести сечения $r_{inf} = r = 5,6$ см.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне W_{pl} , определяется по формуле:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,3 \cdot 11777 = 15311 \text{ см}^3, \quad (2.29)$$

где γ - коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения. Для двутавровых сечений при $2 < b'_f/b = 146/46 = 3,2 < 6$ принимается $\gamma = 1,25$.

Упругопластический момент сопротивления в стадии изготовления:

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,25 \cdot 11777 = 14721 \text{ см}^3. \quad (2.30)$$

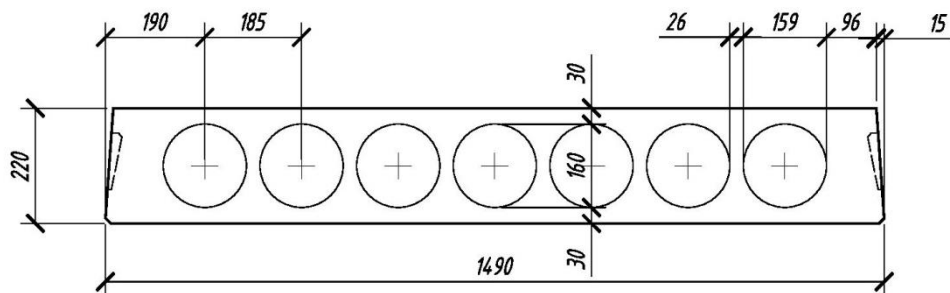


Рисунок 2.2 – Геометрические характеристики плиты

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически-упрочненной арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия:

$$\sigma_{sp} \leq 0,9R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}. \quad (2.31)$$

Коэффициент точности натяжения арматуры принимаем $\gamma_{sp} = 1$.

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

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 800 = 640 \text{ МПа}. \quad (2.32)$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Первые потери

$\Delta\sigma_l$ – потери от релаксации напряжений в стержневой арматуре при

электротермическом способе натяжения:

$$\Delta\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 640 = 19,2 \text{ МПа}; \quad (2.33)$$

$\Delta\sigma_2$ – потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами:

$\Delta\sigma_2 = 0$, т.к. форма пропаривается пропарочной камере вместе с изделием;

$\Delta\sigma_3$ – потери от деформации формы:

$\Delta\sigma_3 = 0$, в расчетах не учитываются, т.к. учтены в расчете удлинений арматуры;

$\Delta\sigma_4$ – потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры:

$\Delta\sigma_4 = 0$, в расчетах не учитываются, т.к. учтены в расчете полных удлинений стержней;

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4 = 19,2 + 0 + 0 + 0 = 19,2 \text{ МПа}. \quad (2.34)$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 4,71 \cdot 10^{-4}(640 - 19,2) \cdot 10^3 = 292,4 \text{ кН}. \quad (2.35)$$

Вторые потери

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

$$\Delta\sigma_5 = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа}. \quad (2.36)$$

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

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

$$\sigma_{sp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_0}{J_{red}} = \frac{292,4 \cdot 10^3}{1782 \cdot 10^{-4}} + \frac{292,4 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{129551 \cdot 10^{-8}} = 3,63 \text{ МПа}. \quad (2.37)$$

Передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 15 МПа и не менее 50 % прочности от класса бетона. Принимаем $R_{bp} = 15$ МПа. Сжимающие

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

$$\sigma_{bp} = 3,63 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа.} \quad (2.38)$$

Требование выполняется.

Определим напряжение в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при $y_0 = e_{op} = 0,08$ м. Из таблицы 2.1 нагрузка от веса 1 м^2 плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0 = 6,695$ м.

$$M_{cв} = \frac{3 \cdot 1,5 \cdot 6,695^2}{8} = 25,2 \text{ кНм}; \quad (2.39)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{op} - M_{cв}) e_{op}}{I_{red}} = \frac{292,4 \cdot 10^3}{1782 \cdot 10^{-4}} + \frac{(292,4 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 25200) \cdot 0,08}{129551 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= 1,53 \text{ МПа.} \quad (2.40)$$

$\Delta\sigma_6$ – потери от ползучести арматуры;

$$\Delta\sigma_6 = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp} \left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,53}{1 + 6,2 \cdot 0,0026 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1782 \cdot 10^{-4}}{129551 \cdot 10^{-8}} \right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 15,6 \text{ МПа, где} \quad (2.41)$$

коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b \approx 6,2$; эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{sp} = y_0 - a = 11 - 3 = 8$ см = 0,08 м; коэффициент армирования сечения $\mu_{sp} = A_{sp}/A = 4,71/1823 = 0,0026$; коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 2,3$ (для бетона В30 и влажности 40-75%).

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_5 + \Delta\sigma_6 = 40 + 15,6 = 55,6 \text{ МПа.} \quad (2.42)$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 19,2 + 55,6 = 74,8 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа.} \quad (2.43)$$

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

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = 640 - 100 = 540 \text{ МПа.} \quad (2.44)$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = 4,71 \cdot 10^{-4} \cdot 540 \cdot 10^3 = 254,34 \text{ МПа.} \quad (2.45)$$

Расчет трещиностойкости плиты

Этот расчет заключается в проверке условия о том, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, не образуются, если момент внешних сил M не превосходит момента внутренних усилий в сечении перед образованием трещин, т.е.

$$M \leq M_{crc}. \quad (2.46)$$

Вычисляем момент образования трещин M_{crc} , (кН·м) по приближенному способу ядровых моментов, по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}, \quad (2.47)$$

где M_{rp} – ядровый момент усилия обжатия, который определяется по формуле

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 254,34(0,08 + 0,056) = 34,6 \text{ кНм.} \quad (2.48)$$

Тогда $M_{crc} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,015311 + 34,6 = 61,4 \text{ кНм.}$

Поскольку $M = 44,25 \text{ кНм} < M_{crc} = 61,4 \text{ кНм}$, трещины в растянутой зоне не образуются.

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

$$\gamma_{sp} P_1(e_{op} - r_{inf}) \leq R_{btp} W'_{pl}, \quad (2.49)$$

где $R_{btp}=1,1 \text{ МПа}$ – сопротивление бетона растяжению, соответствующее передаточной прочности бетона 15,5 МПа.

$$1,1 \cdot 292,4 \cdot (0,08 - 0,056) = 7,72 \leq 1,1 \cdot 10^3 \cdot 14721 \cdot 10^{-6} = 16,12 \text{ кНм,}$$

условие выполняется, следовательно, начальные трещины не образуются.

Расчет прогиба плиты

Прогиб определяется от постоянной и длительной нагрузок, предельный прогиб $[f] = 3 \text{ см}$ согласно табл. 4 [31].

Вычисляем параметры, необходимые для определения прогиба плиты с учетом трещин в растянутой зоне.

Заменяющий момент равен моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = 41,73$ кНм. Суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma_{sp} = 1$; $N_{tot} = P_2 = 254,34$ кН.

Эксцентриситет $e_{s,tot}$ определим по формуле:

$$e_{s,tot} = M/N_{tot} = 41,73/254,34 = 0,16 \text{ м.} \quad (2.50)$$

Коэффициент, характеризующий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами ψ_s определим по формуле:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_l \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m)e_{s,tot} / h_o} \leq 1, \quad (2.51)$$

где $\varphi_l = 0,8$ – коэффициент при длительном действии нагрузок;

φ_m – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1,75 \cdot 15311 \cdot 100}{4173000 - 3460000} = 3,8 > 1; \quad (2.52)$$

Принимаем $\varphi_m = 1$.

$$\text{Отсюда } \psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 - 1^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 1)16/19} = 0,45 < 1.$$

Вычисляем кривизну оси при изгибе $\frac{1}{r}$ по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_o z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_o E_s A_s}, \quad (2.53)$$

здесь $\varphi_b = 0,9$; $\lambda_b = 0,15$ – при длительном действии нагрузок;

$A_b = (\gamma' + \xi) b h_o = b_f' h_f' = 146 \cdot 3 = 438 \text{ см}^2$ при $A_s' = 0$ и допущении, что $\xi = h_f'/h_o$ – площадь сечения сжатой зоны бетона;

$z_1 \approx h_o - 0,5 h_f' = 19 - 0,5 \cdot 3 = 17,5 \text{ см}$ – плечо внутренней пары сил.

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \frac{4173000}{19 \cdot 17,5 \cdot 100} \left(\frac{0,45}{20 \cdot 10^4 \cdot 4,71} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 32500 \cdot 438} \right) - \\ &- \frac{254340 \cdot 0,45}{19 \cdot 190000 \cdot 4,71 \cdot 100} = 4,9 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

Вычисляем прогиб f по формуле:

$$f = \frac{5}{48} \ell_0^2 \frac{1}{r}. \quad (2.54)$$

$$f = \frac{5}{48} 669,5^2 \cdot 4,9 \cdot 10^{-5} = 2,3 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см}, \text{ следовательно, плита имеет}$$

допустимый прогиб.

2.2 Расчет сборного железобетонного марша

Требуется рассчитать железобетонный марш шириной 1,2 м для лестниц жилого дома, высота этажа – 2,8 м; уклон наклона марша $\alpha=26^0$; ступени размером 1543300 мм; бетон класс В25; арматура каркасов класса А300; арматура сеток класса В500.

Для бетона класса В25: $R_B=14,5$ МПа; $\gamma_{B2}=0,9$;

$R_{Bt}=1,05$ МПа; $E_B=30000$ МПа;

$R_{B,ser}=18,5$ МПа; $R_{Bt,ser}=1,65$ МПа.

Для арматуры класса А300: $R_s=270$ МПа;

$R_{sn}=300$ МПа; $E_s=200000$ МПа.

Для проволочной арматуры класса В500:

$R_s=415$ МПа; $R_{sw}=300$ МПа.

2.2.1 Определение нагрузок и усилий

Вес железобетонного лестничного марша, согласно проекту: $P = 1520 \text{ кг} \approx 15,2 \text{ кН}$.

Площадь горизонтальной проекции лестничного марша: $S = 2,4 \times 1,2 = 2,88 \text{ м}^2$.

Собственный вес железобетонного лестничного марша на 1 м² горизонтальной проекции составляет:

$$g_n = P / S = 15,2 / 2,88 = 5,278 \text{ кН/м}^2.$$

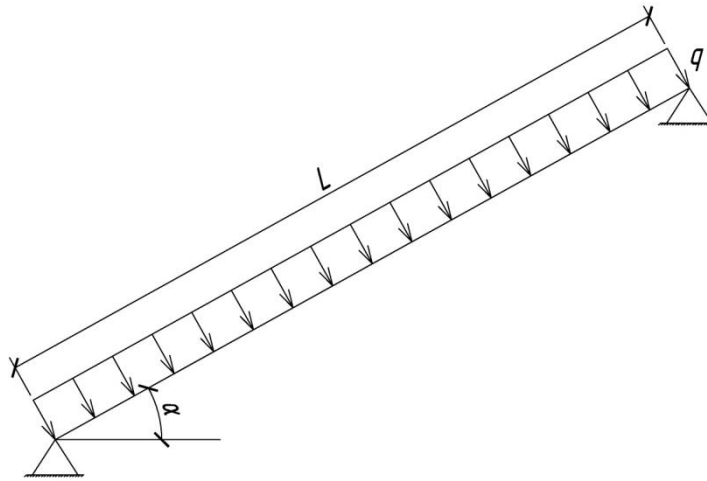


Рисунок 2.3 - Расчетная схема

Временная нормативная нагрузка согласно СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия» для лестниц гражданского здания $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$, длительнодействующая временная расчетная нагрузка $p^{n_{ld}} = 1 \text{ кН/м}^2$ на 1 м длины марша:

$$q = (g\gamma_f + p^n\gamma_f)a = (5,278 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,2 = 11,29 \text{ кН / м} \quad (2.55)$$

Расчетный изгибающий момент в середине пролета марша:

$$M = \frac{ql^2}{8 \cos \alpha} = \frac{11,29 \cdot 2,4^2}{8 \cdot 0,899} = 9,04 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.56)$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{ql}{2 \cos \alpha} = \frac{11,29 \cdot 2,4}{2 \cdot 0,899} = 15,07 \text{ кН} . \quad (2.57)$$

2.2.2 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) $h = 170 \text{ мм}$; толщину ребер $b_r = 80 \text{ мм}$; действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне: $b = 2 \cdot b_r = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}$.

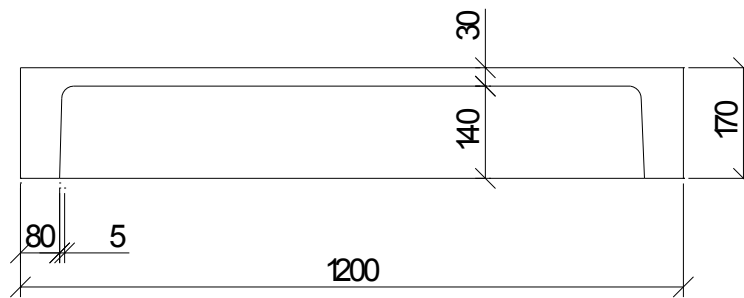


Рисунок 2.4 - Фактическое сечение

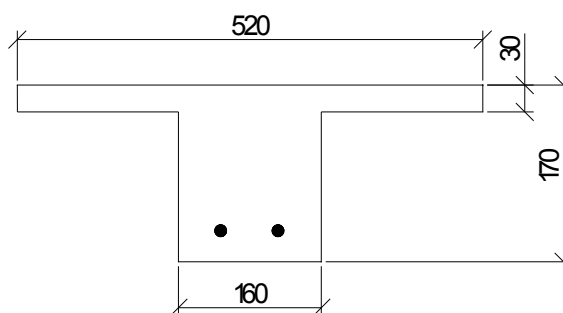


Рисунок 2.5 - Приведенное сечение

Ширину полки b'_f , при отсутствии поперечных ребер, принимаем не более:

$$b'_f = 2 \cdot \frac{l}{6} + b = 2 \cdot \frac{2400}{6} + 160 = 960 \text{ мм или } b'_f = 12 \cdot h'_f + b = 12 \cdot 30 + 160 = 520 \text{ мм.}$$

Принимаем за расчетное меньшее значение $b'_f = 520$ мм.

2.2.3 Подбор сечения продольной арматуры

По условию: $M \leq R_b b'_f (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$.

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения при $x = h'_f$.

При $M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5 \cdot x)$ нейтральная ось проходит в полке:

$$M = 9,04 < 14,5 \cdot 0,9 \cdot 520 \cdot 30 (145 - 0,5 \cdot 30) = 26,47 \text{ кНм}$$

Нейтральная ось проходит в полке, условие удовлетворяется, расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной $b'_f = 520$ мм.

Вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{9,04 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 400 \cdot 145^2} = 0,074; \quad (2.58)$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,145 \cdot 0,52 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,074})}{270 \cdot 10^6} = 312 \text{ мм}^2. (2.59)$$

Принимаем: 2&16 А300, $A_{s,f} = 402 \text{ мм}^2$ (4,5% допустимо). В каждом ребре устанавливаем по одному плоскому каркасу.

2.2.4 Расчет наклонного сечения на поперечную силу

Проверяем условие:

$$Q \leq 0,3 R_b b h_0 \quad (2.60)$$

$$15070 \text{ кН} < 0,3 \cdot 14,5 \cdot 160 \cdot 145 = 100920 \text{ кН} .$$

Условие выполняется, принятые сечения ребер достаточные.

$$Q \leq \kappa_1 \cdot R_{bt} b h_0 \quad (2.61)$$

$$15070 \text{ кН} > 0,6 \cdot 1,05 \cdot 160 \cdot 145 = 14616 \text{ кН} .$$

Условие не удовлетворяется, следовательно, требуется расчет поперечной арматуры.

По расчету проектируем поперечную арматуру в $\frac{1}{4}$ пролета от опоры, так как поперечная сила в сечении марша на расстоянии $\frac{1}{4}$ пролета от опоры равна:

$$Q_1 = Q - \frac{ql}{4} = 15070 - \frac{11,29 \cdot 2400}{4} = 8296 \text{ кН} < 14616 \text{ кН} . \quad (2.62)$$

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

В $\frac{1}{4}$ пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни $\varnothing 6$ мм А240 шагом 80 мм (не более $h/2 = 170/2 = 85$ мм) $A_s = 28,3 \text{ мм}^2$ $R_{sw} = 175$ МПа, для двух каркасов $n = 2$: $A_s = 28,3 \cdot 2 = 56,6 \text{ мм}^2$.

Принятый шаг 80 мм также удовлетворяет условию,

$$s_{\max} = R_{bt} b h_0^2 / Q = 1,05 \cdot 0,9 \cdot 160 \cdot 145^2 / 15,07 \cdot 10^3 = 235 \text{ мм}. \quad (2.63)$$

Вычисляем значение усилия воспринимаемыми поперечными стержнями на единицу длины ребер марша, по формуле:

$$q = \frac{R_{sw} A_s}{s} = \frac{170 \cdot 56,6}{200} = 48,1 \text{ кН/м}. \quad (2.64)$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и поперечными стержнями:

$$Q_b = 2\sqrt{kbh_0^2 R_b q} = 2\sqrt{2 \cdot 160 \cdot 145 \cdot 1,05 \cdot 48,1} = 96,8 \text{ кН} > Q = 15,07 \text{ кН}. \quad (2.65)$$

Прочность марша по наклонному сечению обеспечена.

2.3 Расчет железобетонной площадочной плиты

Требуется рассчитать ребристую плиту лестничной площадки двух маршевой лестницы:

- ширина плиты – 1420 мм; толщина плиты – 60 мм;
- временная нормативная нагрузка 3 кН/м²;
- коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Марки материалов приняты те же, что и для лестничного марша.

2.3.1 Определение нагрузок

Собственный вес плиты при $h_f' = 60$ мм: $q^n = 0,06 \cdot 25 = 1,5$ кН/м².

Расчетный вес плиты: $q = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65$ кН/м².

Расчетный вес лобового ребра (за вычетом веса плиты):

$$q = (0,26 \cdot 0,11 + 0,07) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,71 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетный вес крайнего ребра:

$$q = 0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,35 \text{ кН/м}^2.$$

Временная расчетная нагрузка: $p = 3 \cdot 1,2 = 3,6$ кН/м².

При расчете площадочной плиты рассчитывают полку, заделанную в ребрах, на которые опираются марши и пристенное ребро, воспринимающее нагрузку от половины пролета полки плиты.

2.3.2 Расчет полки плиты

Полку плиты при отсутствии поперечных ребер рассчитывают как балочный элемент с частичным защемлением на опорах.

Расчетный пролет равен расстоянию между ребрами и равен 1,13 м.

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

$$M_s = \frac{ql^2}{16} = \frac{5,25 \cdot 1,13^2}{16} = 0,42 \text{ кНм}, \quad (2.66)$$

где $q = (g + p)b = (1,65 + 3,6) \cdot 1 = 5,25$ кН/м.

При $b = 1000$ мм и $h_0 = h - a = 60 - 20 = 40$ мм, вычисляем:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0} = \frac{0,42 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 1000 \cdot 40^2} = 0,018; \quad (2.67)$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,04 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018})}{415 \cdot 10^6} = 25 \text{ мм}^2. \quad (2.68)$$

Укладываем сетку из арматуры $\&3$ мм В500 шагом $s = 200$ мм на 1 м длины с отгибом на опорах, $A_{s,f} = 35,3$ мм².

2.3.3 Расчет лобового ребра

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

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

$$q = (g + p)b = (1,65 + 3,6) \cdot 1,6/2 + 1 = 5,2 \text{ кН/м}. \quad (2.69)$$

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

$$q_1 = Q/a = 15,07/1,4 = 9,42 \text{ кН/м}. \quad (2.70)$$

Изгибающий момент на выступе от нагрузки q на 1 м:

$$M_1 = \frac{q_1(100 + 70)}{2} = \frac{9,42 \cdot 170}{2} = 80,07 \text{ кНм}. \quad (2.71)$$

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

$$M = \frac{(q + q_1)l_0^2}{8} = \frac{14,62 \cdot 2,78^2}{8} = 14,12 \text{ кНм}. \quad (2.72)$$

Расчетное значение поперечной силы:

$$Q = \frac{(q + q_1)l_0}{2} = \frac{14,62 \cdot 2,78}{2} = 20,32 \text{ кН}. \quad (2.73)$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой, в сжатой зоне, шириной $b'_f = 6 \cdot h'_f + b_f = 6 \cdot 60 + 120 = 480$ мм. Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнить на действие только изгибающего

момента, $M = 14,12$ кНм.

В соответствии с общим порядком расчета изгибающих элементов определяем.

Расположение центральной оси найдем при $x = h'_f$:

$$M = 14,12 \cdot 10^6 = 14,12 \text{ кНм}$$

$$< R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 14,5 \cdot 480 \cdot 60 \cdot (315 - 0,5 \cdot 60) = 119,1 \text{ кНм.}$$

Условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке,

$$\alpha_m = \frac{M}{b'_f h_0^2 R_b} = \frac{14,12 \cdot 10^6}{480 \cdot 315^2 \cdot 14,5} = 0,02; \quad (2.74)$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,315 \cdot 0,48 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02})}{270 \cdot 10^6} = 164 \text{ мм}^2. \quad (2.75)$$

Принимаем из конструктивных соображений 2&12 А300, $A_{s,f} = 226 \text{ мм}^2$;

процент армирования $\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{226 \cdot 100}{120 \cdot 315} = 0,6 \%$.

2.3.4 Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу

$$Q = 20,32 \text{ кН}$$

Проверяем соблюдение условий:

$$R_{bt} b h_0 \leq Q \leq 0,3 R_{bt} b h_0 \quad (2.76)$$

$$1,05 \cdot 120 \cdot 315 = 39,7 \text{ кН} \geq Q = 20,32 \text{ кН} \geq 0,3 \cdot 1,05 \cdot 120 \cdot 315 = 11,9 \text{ кН}.$$

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

2.3.5 Расчет продольного ребра

На продольное ребро действуют следующие нагрузки:

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

$$q = (g + p)b = (1,65 + 3,6) \cdot 1,6 / 2 + 1 = 5,2 \text{ кН/м.} \quad (2.77)$$

Определяем расчетный изгибающий момент в середине пролета ребра:

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{5,2 \cdot 2,78^2}{8} = 5,02 \text{ кНм.} \quad (2.78)$$

Расчетное значение поперечной силы:

$$Q = \frac{ql_0}{2} = \frac{5,2 \cdot 2,78}{2} = 7,2 \text{ кН.} \quad (2.79)$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой, в сжатой зоне, шириной $b'_f = 6 \cdot h'_f + b_f = 6 \cdot 60 + 120 = 480 \text{ мм}$. Так как ребро монолитно связано с полкой, способствующей восприятию момента от консольного выступа, то расчет лобового ребра можно выполнить на действие только изгибающего момента, $M = 5,02 \text{ кНм}$.

В соответствии с общим порядком расчета изгибающих элементов определяем.

Расположение центральной оси найдем при $x = h'_f$:

$$M = 5,02 \cdot 10^6 = 5,02 \text{ кНм}$$

$$< R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) = 14,5 \cdot 480 \cdot 60 \cdot (185 - 0,5 \cdot 60) = 64,73 \text{ кНм.}$$

Условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке,

$$\alpha_m = \frac{M}{b'_f h_0^2 R_b} = \frac{5,02 \cdot 10^6}{480 \cdot 185^2 \cdot 14,5} = 0,02; \quad (2.80)$$

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,185 \cdot 0,48 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02})}{270 \cdot 10^6} = 96 \text{ мм}^2. \quad (2.81)$$

Принимаем из конструктивных соображений 2&12 А300, $A_{s,f} = 226 \text{ мм}^2$;

процент армирования $\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{226 \cdot 100}{120 \cdot 315} = 0,6 \%$.

2.3.4 Расчет наклонного сечения продольного ребра на поперечную силу

$$Q = 7,2 \text{ кН}$$

Проверяем соблюдение условий:

$$R_{bt} b h_0 \leq Q \leq 0,3 R_{bt} b h_0 \quad (2.82)$$

$$1,05 \cdot 120 \cdot 185 = 23,3 \text{ кН} \geq Q = 7,2 \text{ кН} \geq 0,3 \cdot 1,05 \cdot 120 \cdot 185 = 6,9 \text{ кН}.$$

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

3 Раздел Основания и фундаменты

3.1 Инженерно-геологические условия строительной площадки

Для получения информации о инженерно-геологических условиях строительства было выполнено бурение четырех разведочных скважин глубиной по 10 м каждая, расположенных равномерно по периметру проектируемого дома с расстоянием между соседними скважинами около 35 м.

В разрезе строительной площадки выделено три инженерно-геологических слоя (см. рис.3.1).

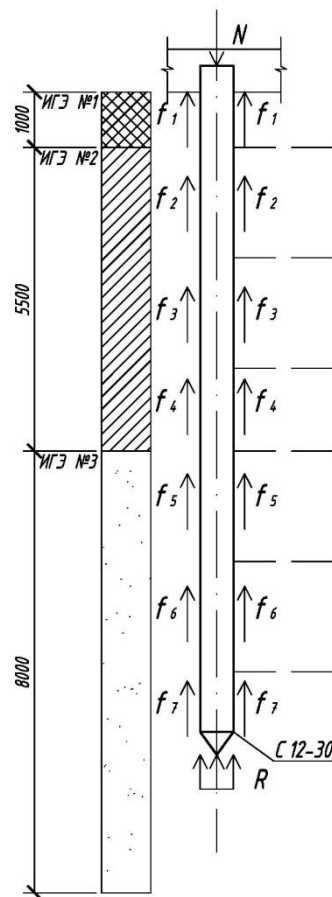


Рисунок 3.1 - Геологический разрез строительной площадки

ИГЭ №1 – насыпной грунт представляет собой материал многолетней отсыпки строительной площадки в процессе ее освоения и развит повсеместно. Имеет мощность до 1,0 м. Грунт слежавшийся (самоуплотнившийся), малой степени водонасыщения. Состоит из суглинка (до 60%), гальки и гравия (до 30%) с примесью бытовых отходов (шлак, древесные остатки).

ИГЭ №2 – суглинок тугопластичный легкий пылеватый подстилает насыпные. Имеет мощность 5,5 м.

Суглинок коричневый, реже серый, в основном легкий пылеватый. Повсеместно суглинок с прослойками песка мощностью до 7 см. Песок в прослоях пылеватый средней плотности сложения, средней степени водонасыщения.

ИГЭ №3 – песок мелкий залегает в основании разреза и имеет вскрытую мощность до 12 м. На отдельных участках содержит линзы суглинка тугопластичного мощностью до 0,4 м.

Исходя из приведенных инженерно-геологических условий на площадке возможно применение свайных фундаментов из свай-стоек.

В связи с наличием в верхней части грунтов, обладающих пучинистыми свойствами при промерзании, во время строительства элементы фундаментов должны быть защищены от воздействия сил морозного пучения.

3.2 Подсчет нагрузок на фундамент

3.2.1 Сбор нагрузок

Сбор нагрузок на 1 м² кровли приведен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 - Сбор нагрузок на 1 м² кровли

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, Н/м ²
Снеговая	1260	-	1800
Гибкая черепица по деревянной обрешетке и деревянными стропилами	400	1,1	440
Итого:	1660	-	2240

Сбор нагрузок на 1 м² чердачного перекрытия приведен в таблице 2.2.

Таблица 3.2 - Сбор нагрузок на 1 м² чердачного перекрытия

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, Н/м ²
Постоянная:			
Цементно-песчаная стяжка δ=30 мм (ρ=1 800 кг/м ³)	540	1,3	702
Маты прошивные МПСГ-75 δ=250 мм (ρ=75 кг/м ³)	187,5	1,2	225
Ж/б многопустотная плита δ=220 мм(ρ=2 500 кг/м ³)	3 000	1,1	3 300
Временная нагрузка	700	1,3	910
Итого:	4 427,5	-	5 137

Сбор нагрузок на 1 м² междуэтажного перекрытия приведен в таблице 3.3.

Таблица 3.3 - Сбор нагрузок на 1 м² междуэтажного перекрытия

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, Н/м ²
1	2	3	4
Постоянная:			
собственный вес ж/б многопустотной плиты	3 000	1,1	3 300
слой цементно-песчаного раствора δ=40 мм (ρ=1 800 кг/м ³)	720	1,3	936
линолеум (ρ=4,5 кг/м ²)	45	1,2	54
Итого	3 765		4 290
Временная	1500	1,3	1950
В том числе:			
длительная	1 200	1,3	1560
кратковременная	300	1,3	390
Полная нагрузка	5265		6240
В том числе:			
постоянная и длительная	4965		
кратковременная	300		

Сбор нагрузок на 1 м² балконной плиты приведен в таблице 3.4.

Таблица 3.4 - Сбор нагрузок на 1 м² балконной плиты

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, Н/м ²
Постоянная:			
собственный вес балконной плиты	3 750	1,1	4 125
слой цементно-песчаного раствора δ=30 мм (ρ=1 800 кг/м ³)	540	1,3	702
Итого	4 290		4 827
Временная	400	1,3	520
В том числе:			
кратковременная	400	1,3	520
Полная нагрузка	4 690		5 347

Сбор нагрузок на 1 п.м. наружной стены приведен в таблице 3.5.

Таблица 3.5 - Сбор нагрузок на 1 п.м. наружной стены

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, Н/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, Н/м
Кирпичная кладка из силикатного кирпича δ=380 мм (ρ=1 800 кг/м ³)	6 840	1,1	7 524
Пенополистирол δ=100 мм (ρ=30 кг/м ³)	30	1,2	36
Прижимная стенка из силикатного кирпича δ=120 мм (ρ=1 800 кг/м ³)	2 160	1,1	2 376
Итого			9 936
Итого с учетом коэффициента проемности κ=0,75			7 452

В стене учитываем проемы. Высота этажа 2,8 м.

Расстояние между осями проемов: 3,18 м.

Размер оконного проема: $(1,47 \cdot 1,38)/2 + (1,47 \cdot 1,68)/2 = 2,24 \text{ м}^2$.

Площадь стены общая: $2,8 \cdot 3,18 = 8,9 \text{ м}^2$.

Площадь стены с вычетом проемов: $8,9 - 2,24 = 6,66 \text{ м}^2$.

Коэффициент проемности: $K = 6,66/8,9 = 0,75$.

Сбор нагрузок на 1 п.м. внутренней стены приведен в таблице 3.6.

Таблица 3.6 - Сбор нагрузок на 1 п.м. внутренней стены

Вид нагрузки и расчет	Нормативная, Н/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная, Н/м
1	2	3	4
Кирпичная кладка из силикатного кирпича $\delta=380 \text{ мм}$ ($\rho=1800 \text{ кг/м}^3$)	6840	1,1	7524
Итого			7524
Итого с учетом коэффициента проемности $k=0,95$			7148

3.2.2. Определение нагрузок по сечениям

Определяем нагрузки по сечениям, указанным на схеме (рис. 3.2).

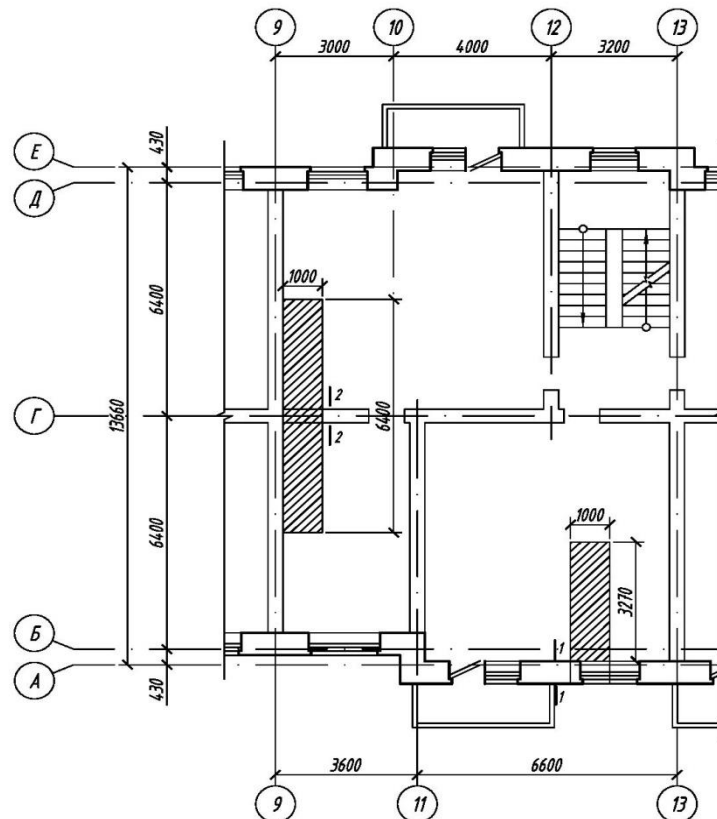


Рисунок 3.2 - Схема к определению нагрузок

Сечение I - I (наружная стена по оси А между осями 11-13)

Грузовая площадь: $3,27 \cdot 1 = 3,27 \text{ м}^2$.

Нагрузка от кровли: $2,24 \cdot 3,27 = 7,32 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от чердачного перекрытия: $5,137 \cdot 3,27 = 16,8 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от 6-и междуэтажных перекрытий: $6,24 \cdot 6 \cdot 3,27 = 122,43 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от балконов: $5,347 \cdot 19,62 = 104,91 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от наружной кирпичной стены с отм. – 0,32 до отм. 20,2:
 $7,452 \cdot 20,52 = 152,92 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от ростверка шириной 0,60 м: $0,60 \cdot 0,40 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 6,6 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от фундаментных блоков: $0,60 \cdot 2,1 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 34,65 \text{ кН/м}$.

Итого: $N = 7,32 + 16,8 + 122,43 + 104,91 + 152,92 + 6,6 + 34,65 = 446 \text{ кН/м}$.

Сечение II - II (внутренняя стена по оси Г между осями 9-12)

Грузовая площадь: $(3,2 + 3,2) \cdot 1 = 6,4 \text{ м}^2$.

Нагрузка от кровли: $2,24 \cdot 6,4 = 14,34 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от чердачного перекрытия: $5,137 \cdot 6,4 = 32,88 \text{ кН/м}$

Нагрузка от 6-и междуэтажных перекрытий: $6,24 \cdot 6 \cdot 6,4 = 239,62 \text{ кН/м}$

Нагрузка от внутренней кирпичной стены с отм. – 0,32 до отм. 16,72:
 $7,148 \cdot 17,04 = 121,8 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от ростверка шириной 0,60 м: $0,40 \cdot 0,40 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 4,4 \text{ кН/м}$.

Нагрузка от фундаментных блоков: $0,40 \cdot 2,1 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 23,10 \text{ кН/м}$.

Итого: $N = 14,34 + 32,88 + 239,62 + 121,8 + 4,4 + 23,10 = 436 \text{ кН/м}$.

3.3 Расчет свайного фундамента

3.3.1 Определение несущей способности свай

Одиночную сваю в составе фундамента и вне его по несущей способности грунтов основания следует рассчитывать исходя из условия

$$N_{p.d.} \leq \frac{F_d}{\gamma_k} \quad (3.1)$$

где $N_{p.d.}$ – расчетно-допускаемая нагрузка, передаваемая на сваю (продольное усилие, возникающее в ней от расчетных нагрузок, действующих на фундамент при наиболее невыгодном их сочетании), кН;

F_d – несущая способность грунта основания одиночной сваи, кН;

γ_k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,4, если несущая способность сваи определена расчетом, в том числе по результатам динамических испытаний свай, выполненных без учета упругих деформаций грунта.

Несущую способность F_d , (кН) следует определять по формуле:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (3.2)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$;

R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи, принимаемое по 7.2 [41], кПа;

A - площадь опирания на грунт сваи, м²;

u - наружный периметр поперечного сечения сваи, м;

f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, принимаемое по 7.3 [41], кПа;

h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи, м;

γ_{cr} , γ_{cf} - коэффициенты условий работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетные сопротивления грунта и принимаемые по 7.4 [41].

Подберем длину забивной сваи и определим ее несущую способность по грунту.

Сваю рассчитываем как висячую, конец сваи опираем в галечниковый грунт.

Определяем длину висячей сваи L , (м) по формуле:

$$L = \sum l_i + l_n + l_p, \quad (3.3)$$

где $\sum l_i$ - сумма мощностей слоев пройденных свай, м;

l_n - глубина заделки сваи в несущий слой, м;

l_p - глубина заделки сваи в ростверк, м.

$$L = 1,0 + 5,5 + 5,0 + 0,3 = 11,8 \text{ м.}$$

Принимаем сваю С12-30.

Определив средние глубины залегания каждого из слоев, по табл. 2 [27] найдем:

$$\begin{aligned}Z_1 &= 1,0 \text{ м}; & f_1 &= 15 \text{ кПа} \\Z_2 &= 2,0 \text{ м}; & f_2 &= 21 \text{ кПа} \\Z_3 &= 2,0 \text{ м}; & f_3 &= 26 \text{ кПа} \\Z_4 &= 1,5 \text{ м}; & f_4 &= 56 \text{ кПа} \\Z_5 &= 2,0 \text{ м}; & f_5 &= 21 \text{ кПа} \\Z_6 &= 2,0 \text{ м}; & f_6 &= 26 \text{ кПа} \\Z_7 &= 1,5 \text{ м}; & f_7 &= 56 \text{ кПа} \\R &= 4500 \text{ кПа}\end{aligned}$$

Несущая способность сваи:

$$\begin{aligned}F_d &= 1(1 \cdot 4500 \cdot 0,09 + 1,2(1 \cdot 15 \cdot 1 + 1 \cdot 25 \cdot 2 + 1 \cdot 29 \cdot 2 + 1 \cdot 31,5 \cdot 1,5 + 1 \cdot 44,5 \cdot 2 + 1 \cdot 46,5 \cdot 2 + 1 \cdot 48 \cdot 1,5)) = \\&= 914 \text{ кН.}\end{aligned}$$

Отсюда нагрузка, допускаемая на сваю:

$$N_{p.d.} = \frac{914}{1,4} = 652 \text{ кН.}$$

Определяем несущую способность сваи по материалу N_m , (кН) по формуле:

$$N = \gamma_c (R_b A_b + R_{sc} A_s), \quad (3.4)$$

где γ_c - коэффициент условий работы;

R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа;

A_b - площадь поперечного сечения сваи, м²;

R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа;

A_s - площадь арматуры, см².

Принимаем бетон для сваи класса В15: $R_b = 8,5$ МПа.

Арматура рабочая марки А400 диаметром 10 мм: $R_{sc} = 355$ МПа.

$$N = 1 \cdot (4500 \cdot 0,09 + 35500 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4}) = 416 \text{ кН.}$$

3.3.2 Определение количества и шага свай в свайном фундаменте

Несущая способность сваи по материалу больше, чем по грунту. Следовательно, в дальнейших расчетах свайного фундамента при данных грунтовых условиях принимаем несущую способность сваи по грунту, как

наименьшее.

Количество свай под стену здания n , (шт) определим по формуле:

$$n = \frac{N_d}{N}, \quad (3.5)$$

где N_d – расчетная нагрузка, кН ($N_d = 446$ кН);

N – несущая способность сваи по грунту, кН.

Под наружную стену:

$$n = \frac{446}{652} = 0,78 \text{ шт. Принимаем 1 сваю.}$$

Ширина ростверка:

$$b_p = 0,2 + 0,3 + 2 \cdot 0,05 = 0,6 \text{ м.}$$

Вес ростверка:

$$N_p = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 24 = 5,76 \text{ кН.}$$

Вес стеновых блоков марки ФБС 12.6.6-г:

$$N_{\text{бл}} = 4 \cdot (0,6 \cdot 0,6 \cdot 1,0 \cdot 24) = 34,56 \text{ кН.}$$

Определим шаг свай в ряду:

$$c = \frac{n \cdot N_{p.o.}}{N_I}, \quad (3.6)$$

если $c < 3d$ – двухрядное расположение свай, $c \geq 3d$ – однорядное.

$$c = \frac{1 \cdot 652}{446 + 5,76 + 34,56} = 1,3 \text{ м.}$$

Принимаем $c=1,3$ м.

Передаваемая нагрузка на сваю:

$$N = \frac{N_I}{n} = \frac{446 + 5,76 + 34,56}{2} = 243,2 \text{ кН,}$$

$$N = 243,2 \text{ кН} < N_{p.o.} = 652 \text{ кН}$$

Под внутреннюю стену:

$$n = \frac{436}{652} = 0,67 \text{ шт. Принимаем 1 сваю.}$$

Ширина ростверка $b_p = 0,4$ м.

Вес ростверка:

$$N_p = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 24 = 3,84 \text{ кН.}$$

Вес стеновых блоков марки ФБС 12.6.6-г:

$$N_{\text{бл}} = 4 \cdot (0,6 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 24) = 23,04 \text{ кН.}$$

Определим шаг свай в ряду:

$$c = \frac{1 \cdot 652}{436 + 3,84 + 23,04} = 1,4 \text{ м.}$$

Передаваемая нагрузка на сваю:

$$N = \frac{N_I}{n} = \frac{436 + 3,84 + 23,04}{1} = 462,9 \text{ кН.}$$

$$N = 462,9 \text{ кН} < N_{p.o.} = 652 \text{ кН.}$$

3.3.3 Расчет монолитного железобетонного ростверка под наружную стену

Определим основные расчетные характеристики материалов и сечения ростверка.

Ленточный ростверк из бетона класса В15:

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$$

$$E_b = 24\,000 \text{ МПа.}$$

Армируют каркасами из арматуры класса А-400:

$$R_s = 355 \text{ МПа.}$$

Поперечная арматура класса А-240:

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ МПа.}$$

Момент инерции сечения ростверка I_p , (м^4) определим по формуле:

$$I_p = \frac{b_p h_p^3}{12}, \quad (3.7)$$

где b_p – ширина ростверка, м;

h_p – высота ростверка, м.

$$I_p = \frac{0,6 \cdot 0,4^3}{12} = 3,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Вычислим длину полуоснования эпюры нагрузки a , (м) по формуле:

$$a = 3,143 \sqrt{\frac{E_p I_p}{E_o b_o}}, \quad (3.8)$$

где E_p – модуль упругости бетона ростверка, МПа;

E_o – модуль упругости бетонных блоков над ростверком, МПа;

b_o – ширина бетонных блоков, опирающихся на ростверк, м.

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{24 \cdot 10^3 \cdot 3,2 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 10^3 \cdot 0,60}} = 3,14 \cdot 0,175 = 0,55 \text{ м.}$$

Расстояние между сваями в свету $L_{св}$, (м) определяется по формуле:

$$L_{св} = L - d = 1,0 - 0,3 = 0,7 \text{ м.} \quad (3.9)$$

Расчетный пролет L_p , (м) определяется по формуле:

$$L_p = 1,05 L_{св} = 1,05 \cdot 0,7 = 0,73 \text{ м.}$$

Так как $\frac{L_{св}}{2} < a < L_{св}$ момент на опоре $M_{он}$, (кН·м) по формуле:

$$M_{он} = \frac{-N_d a (2L_p - a)}{12}, \quad (3.10)$$

$$M_{он} = \frac{-446 \cdot 0,55 (2 \cdot 0,73 - 0,55)}{12} = -19 \text{ кН·м.}$$

Момент в середине пролета M_{np} , (кН·м) определим по формуле:

$$M_{np} = \frac{N_d}{24} \left[2(6L_p^2 - 4aL_p + a^2) + \frac{L_p^3 (L_p - 6a)}{a^2} \right]. \quad (3.11)$$

$$M_{np} = \frac{446}{24} \left[2(6 \cdot 0,73^2 - 4 \cdot 0,55 \cdot 0,73 + 0,55^2) + \frac{0,73^3 (0,73 - 6 \cdot 0,55)}{0,55^2} \right] = 9 \text{ кН·м.}$$

Поперечную перерезывающую силу в ростверке на грани сваи Q , (кН) определяем по формуле:

$$Q = \frac{N_d L_p}{2}. \quad (3.12)$$

$$Q = \frac{446 \cdot 0,73}{2} = 163 \text{ кН.}$$

Подбор продольной арматуры производим согласно СП 63.13330.2012.

Вычисляем коэффициент α_m по формуле:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}, \quad (3.13)$$

где b – ширина ростверка, м;

$h_0 = 0,4 - 0,07 = 0,33$ м – рабочая высота сечения ростверка.

$$\alpha_m = \frac{1900000}{8,5 \cdot 60 \cdot 33^2 \cdot (100)} = 0,034.$$

Требуемую площадь продольной арматуры A_s , (мм²) определим по формуле:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} \quad (3.14)$$

$$A_s = \frac{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,6 \cdot 0,33 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,034})}{355 \cdot 10^6} = 164 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по конструктивным требованиям 5Ø12 А400 с $A_s = 565 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности по сечениям, наклонным к продольной оси.

$$Q = 163 \text{ кН.}$$

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось B , (Н/см) по формуле:

$$B = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2, \quad (3.15)$$

где $\varphi_{b2} = 2$ - коэффициент условий работы бетона (для тяжелого бетона);

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа.

$$B = 2 \cdot 0,75 \cdot 60 \cdot 33^2 \cdot (100) = 98 \cdot 10^5 \text{ Н/см.}$$

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$.

$$\text{Отсюда } c = \frac{B}{0,5Q} = \frac{98 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 163 \cdot 10^3} = 120 \text{ см.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой Q_{sw} , (Н) определим по формуле:

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} = \frac{163000}{2} = 81500 \text{ Н.} \quad (3.16)$$

Усилие в хомутах на единицу длины элемента q_{sw} , (Н/см) определяем по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{sw}}{c} = \frac{81500}{120} = 680 \text{ Н/см.} \quad (3.17)$$

Диаметр поперечных стержней устанавливается из условия сварки с продольной арматурой диаметром $d = 12$ мм и принимается равным $d_{sw} = 6$ мм $A_{sw} = 0,283 \text{ мм}^2$.

Число каркасов 5 при этом $A_{sw} = 5 \cdot 0,283 = 1,415 \text{ мм}^2$.

Определим шаг поперечных стержней s , (см) по формуле:

$$s = \frac{R_{sw} A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{170 \cdot 1,415 \cdot 100}{680} = 35 \text{ см.} \quad (3.18)$$

По конструктивным условиям $s = h/3 = 40/3 = 13$ см. Принимаем шаг $s = 130$ мм.

Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами.

Условие прочности:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{wl} \varphi_{bl} R_b b h_0 \quad (3.19)$$

где φ_{wl} – коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяемый по формуле:

$$\varphi_{wl} = 1 + \frac{5E_s A_{sw}}{E_b b s} = 1 + \frac{5 \cdot 200000 \cdot 1,415}{24000 \cdot 60 \cdot 13} = 1,07, \quad (3.20)$$

φ_{bl} – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 8,5 = 0,915, \quad (3.21)$$

здесь $\beta = 0,01$ – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона.

Условие $Q = 163000 \text{ Н} \leq 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,915 \cdot 8,5 \cdot 60 \cdot 33 \cdot (100) = 494322 \text{ Н}$ удовлетворяется.

3.3.4 Расчет монолитного железобетонного ростверка под внутреннюю стену

Определим основные расчетные характеристики материалов и сечения ростверка.

Ленточный ростверк из бетона класса В15:

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$$

$$E_b = 24\,000 \text{ МПа}.$$

Армируют каркасами из арматуры класса А-400:

$$R_s = 355 \text{ МПа}.$$

Поперечная арматура класса А-240:

$$R_{sw} = 170 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ МПа}.$$

Момент инерции сечения ростверка:

$$I_p = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 2,1 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Вычислим длину полуоснования эпюры нагрузки:

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{24 \cdot 10^3 \cdot 2,1 \cdot 10^{-3}}{24 \cdot 10^3 \cdot 0,40}} = 3,14 \cdot 0,174 = 0,55 \text{ м.}$$

Расстояние между сваями в свету:

$$L_{св} = 1,2 - 0,3 = 0,9 \text{ м.}$$

Расчетный пролет:

$$L_p = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ м.}$$

Так как $\frac{L_{св}}{2} < a < L_{св}$ момент на опоре:

$$M_{он} = \frac{-436 \cdot 0,55(2 \cdot 0,945 - 0,55)}{12} = -27 \text{ кНм.}$$

Момент в середине пролета:

$$M_{np} = \frac{436}{24} \left[2(6 \cdot 0,945^2 - 4 \cdot 0,55 \cdot 0,945 + 0,55^2) + \frac{0,945^3(0,945 - 6 \cdot 0,55)}{0,55^2} \right] = 11 \text{ кНм.}$$

Поперечная перерезывающая сила в ростверке на грани сваи:

$$Q = \frac{436 \cdot 0,945}{2} = 206 \text{ кН.}$$

Подбор продольной арматуры производим согласно СП 63.13330.2012.

Вычисляем коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{2700000}{8,5 \cdot 40 \cdot 33^2 \cdot (100)} = 0,073.$$

Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_s = \frac{8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,33(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,073})}{355 \cdot 10^6} = 240 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø12 А400 с $A_s = 339 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности по сечениям, наклонным к продольной оси:

$$Q = 206 \text{ кН.}$$

Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось:

$$B = 2 \cdot 0,75 \cdot 40 \cdot 33^2 \cdot (100) = 65 \cdot 10^5 \text{ Н/см.}$$

В расчетном наклонном сечении $Q_b = Q_{sw} = Q/2$.

Отсюда $c = \frac{65 \cdot 10^5}{0,5 \cdot 206 \cdot 10^3} = 63 \text{ см.}$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = \frac{206000}{2} = 103000 \text{ Н.}$$

Усилие в хомутах на единицу длины элемента:

$$q_{sw} = \frac{103000}{63} = 1635 \text{ Н/см.}$$

Диаметр поперечных стержней устанавливается из условия сварки с продольной арматурой диаметром $d = 12$ мм и принимается равным $d_{sw} = 6$ мм с площадью $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$.

Число каркасов 4 при этом $A_{sw} = 4 \cdot 0,283 = 1,132 \text{ см}^2$.

Определим шаг поперечных стержней:

$$s = \frac{170 \cdot 1,132 \cdot 100}{1635} = 12 \text{ см.}$$

По конструктивным условиям $s = h/3 = 40/3 = 13 \text{ см.}$

Принимаем шаг $s = 120 \text{ мм.}$

Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами.

Условие прочности:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{wl} \varphi_{bl} R_b b h_0.$$

Коэффициент, учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента:

$$\varphi_{wl} = 1 + \frac{5 \cdot 200000 \cdot 1,132}{24000 \cdot 40 \cdot 12} = 1,1.$$

Коэффициент φ_{bl} :

$$\varphi_{bl} = 1 - 0,01 \cdot 8,5 = 0,915.$$

Условие $Q = 254000 \text{ Н} \leq 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,915 \cdot 8,5 \cdot 40 \cdot 33 \cdot (100) = 338788 \text{ Н}$ удовлетворяется.

3.3.5 Расчет осадки свайного фундамента

Расчет свайных фундаментов по деформациям производят, исходя из условия:

$$S \leq S_u,$$

Где S – величина совместной деформации основания и сооружения, определяемая расчетом в соответствии с указаниями;

S_u – предельное значение совместной деформации основания и сооружения, устанавливаемое в соответствии с указаниями.

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

Среднее давление условного фундамента:

$$P = \frac{N_{II}}{A_{\phi}} + d_0 \cdot \gamma_0 = \frac{486,32}{0,6} + 11,7 \cdot 20 = 1044,5 \text{ кПа.}$$

Таким образом требуется определить осадку условного фундамента с давлением под подошвой $P = 1044,5$ кПа. Расчет осадки ведем методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Эта схема применяется в случае, если выполняется условие $P \leq R$.

Проверим это условие:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot b \cdot k_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (3.22)$$

где $k_z = 1$ – коэффициент, зависит от вида полученных характеристик;

γ_{II} – усредненный удельный вес грунта ниже подошвы фундамента;

$$\gamma_{II} = \gamma_3 = 17,4 \text{ кН/м}^3;$$

γ'_{II} – усредненный удельный вес грунта выше подошвы фундамента;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot d_1 + \gamma_2 \cdot d_2 + \gamma_3 \cdot d_3}{d_1 + d_2 + d_3} \quad (3.23)$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 1,0 + 19,2 \cdot 5,5 + 17,4 \cdot 5,2}{1,0 + 5,5 + 5,2} = 18,1 \text{ кН/м}^3;$$

$M_{\gamma} = 1,15$, $M_q = 5,59$, $M_c = 7,95$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице СП 22.13330-2011 «Основания зданий и сооружений» в зависимости от угла внутреннего трения грунта;

$\gamma_{c1} = 1,3$, $\gamma_{c2} = 1,3$ – безразмерные коэффициенты условия работы;

b – ширина подошвы фундамента, м;

$c_{II} = 0$ – удельное сцепление грунта, кПа;

$d_b = 1,9$ м - глубина подвала, м;

d_1 – глубина заложения фундамента, м;

$$d_l = \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma_{II}} + h_s \quad (3.24)$$

$$d_l = \frac{0,1 \cdot 24}{18,1} + 12,25 = 12,4 \text{ м};$$

$h_s = 12,25$ м – слой грунта от подошвы фундамента до низа пола подвала, м;

$h_{cf} = 100$ мм – толщина пола подвала, мм;

γ_{II} - удельный вес грунта выше подошвы фундамента, кН/м³;

$\gamma_{cf} = 24$ кН/м³ - удельный вес материала пола подвала, кН/м³ ;

$$R = \frac{1,3 \cdot 1,3}{1} [1,15 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 17,4 + 5,59 \cdot 12,4 \cdot 18,1 + (5,59 - 1) \cdot 1,9 \cdot 18,1] = 2407,4 \text{ кПа.}$$

$P = 1044,5$ кПа < $R = 2407,4$ кПа – условие выполняется.

Вся толща грунта ниже подошвы условного фундамента разбивается послойно на слои толщиной $h_i \leq 0,4b$. В нашем случае $h_i = 0,4 \cdot 0,6 = 0,24$ м.

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

Для полученных точек определяем природное давление грунта:

$$\sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{IIi} \cdot h_i, \quad (3.25)$$

где σ_{zg0} – напряжение от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента.

$$\sigma_{zg0} = 11,7 \cdot 18,1 = 211,8 \text{ кПа};$$

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента:

$$P_0 = P - \sigma_{zg0}, \quad (3.26)$$

где $P = 1044,5$ кПа;

$$P_0 = 1044,5 - 211,8 = 832,7 \text{ кПа.}$$

Находим дополнительное давление в характерных точках:

$$\sigma_{zp} = P_0 \cdot \alpha. \quad (3.27)$$

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

$$\text{при } E \geq 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,5 \sigma_{zg},$$

$$\text{при } E < 7 \text{ МПа } \sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}.$$

Расчет осадки сводится к проверке условия:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i^* h_i}{E_i} \leq S_u = 200 \text{ мм} \quad (S_u - \text{предельно-допустимая осадки}) \quad (3.28)$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_{zPi} + \sigma_{zPi+1}}{2} \quad (3.29)$$

$$\beta = 0,8.$$

Весь расчет сводим в таблицу.

Таблица 3.7 - Расчет осадки свайных фундаментов

№ точки	z, м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	σ_i , кПа	E, МПа	η
0	0	0	1,00	211,8	832,7	783,2	21,0	-
1	0,24	0,8	0,881	215,9	733,6	602,3		-
2	0,48	1,6	0,642	220,1	470,9	347,8		-
3	0,72	2,4	0,477	224,3	224,7	154,4		-
4	0,96	3,2	0,374	228,5	84,1			-

$$S = 0,8 \left[\frac{(783,2 + 602,3 + 347,8 + 154,4) \cdot 0,24}{21000} \right] = 0,017 \text{ м} = 17 \text{ мм} < S_u = 200 \text{ мм}.$$

Условие выполняется.

4 Раздел Технология и организация строительства

4.1 Расчет календарного плана

Календарный план производства работ составляется в виде таблицы-графика на основании ведомости потребности в материалах и полуфабрикатах и состоит из двух частей: расчетной и графической. Расчетная часть заполняется на основании ведомости потребности в материалах и полуфабрикатах, после чего предварительно принимается сменность производства СМР. При этом необходимо учитывать, что работы с использованием высокоэффективных машин и ведущие работы должны планироваться, как правило, в 2-3 смены. Ручные процессы могут выполняться, в зависимости от трудоемкости, 1-2-3 смены. Профессиональный и количественный состав бригады принимаются в соответствии с рекомендациями ЕНиР.

Продолжительность выполнения работ определяется делением трудоемкости (в чел-сменах) на число смен и количество рабочих, выполняющих этот процесс, или делением затрат машинного времени (в маш-сменах) на число смен и количество машин.

В графической части календарного плана продолжительность работ обозначается линией-вектором.

Разработка графика начинается с выявления ведущих работ, от которых зависит выполнение последующих процессов. Затем с ними увязываются сопутствующие работы.

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

4.1.1 Техничко-экономические показатели календарного плана

1. Продолжительность строительства:

По календарному плану $T_{кл} = 144$ дн.

Нормативная продолжительность строительства $T_n = 174$ дн.

2. Общая трудоемкость – 5509,1 чел-дн;

Общая машиноёмкость – 279,57 маш-см.

3. Удельная трудоемкость – 1,8 чел-дн/м²;

Удельная машиноёмкость – 0,09 маш-см/м².

4. Коэффициент неравномерности движения рабочей силы K_n :

$$K_n = \frac{R_{\max}}{R_{\text{ср}}} = \frac{66}{39} = 1,7, \quad (4.1)$$

где R_{\max} – максимальное число рабочих по графику потока рабочей силы,

$R_{\text{ср}}$ – среднее число рабочих (отношение общих трудовых затрат, чел-дн, к общей продолжительности выполнения работ по календарному плану, дн).

5. Коэффициент совмещения работ $K_{\text{совм}}$:

$$K_{\text{совм}} = \frac{\sum T_i}{T_{\text{кл}}} = 1,8, \quad (4.2)$$

где $\sum T_i$ - продолжительность работ, выполняемых последовательно одна за другой,

$T_{\text{кл}}$ - продолжительность выполнения работ по календарному плану.

4.2 Расчет автотранспорта для поставки материалов

4.2.1 Расчет комплектной поставки на нулевой цикл

Сваи – 247 шт.

Количество материалов, необходимое на 1 день q , (т) определяется по формуле:

$$q = \frac{Q}{t}, \quad (4.3)$$

где Q – объем перевозимого груза, т;

t – продолжительность выполнения работ, дн.

$$q = \frac{639,3}{13} = 49,18 \text{ т.}$$

Запас материалов $q_{зан}$, (т) определяется по формуле:

$$q_{зан} = q \cdot t_{зан}, \quad (4.4)$$

где $t_{зан}$ – запас материалов, необходимый на строительной площадке, дн.

$$q_{зан} = 49,18 \cdot 3 = 147,54 \text{ т.}$$

Производительность машины W , (т/дн) определяется по формуле:

$$W = \frac{p \cdot t \cdot k_l}{T_{ц}}, \quad (4.5)$$

где p – грузоподъемность автомобиля, т;

t – время работы в смену, ч;

k_l – коэффициент использования транспорта по времени;

$T_{ц}$ – время цикла, ч.

Время цикла $T_{ц}$, (ч) определяется по формуле

$$T_{ц} = t_{ног} + t_{разгр} + t_{пути} + t_{манев}, \quad (4.6)$$

где $t_{ног}$ – время погрузки автомобиля, ч;

$t_{разгр}$ – время разгрузки автомобиля, ч;

$t_{пути}$ – время пути, ч;

$t_{манев}$ – время маневрирования автомобиля под загрузкой и разгрузкой, ч.

Время пути $t_{пути}$, (ч) определяется по формуле:

$$t_{\text{пути}} = \frac{2S}{v_{\text{ср}}}, \quad (4.7)$$

где S – расстояние перевозки, км;

$v_{\text{ср}}$ – средняя скорость движения автомобиля с грузом, км/ч.

$$t_{\text{пути}} = \frac{2 \cdot 3}{20} = 0,3 \text{ ч};$$

$$T_{\text{ц}} = t_{\text{ног}} + t_{\text{разгр}} + t_{\text{пути}} + t_{\text{манев}} = 0,3 + 0,3 + 0,3 + 0,12 = 1 \text{ ч};$$

$$W = \frac{12 \cdot 16 \cdot 0,8}{1} = 153,6 \text{ т/дн.}$$

Определяем требуемое количество автотранспорта $N_{\text{мп}}$, (машин) по формуле:

$$N_{\text{мп}} = \frac{q}{W}. \quad (4.8)$$

$$N_{\text{мп}} = \frac{49,18}{153,6} = 1 \text{ машина.}$$

Принимаем прицеп УПП2012 на базе МАЗ 5205А, грузоподъемность 12 т.

Количество перевозимого груза за один рейс q_p , (т) определяется по формуле:

$$q_p = n_{\text{мат}} \cdot m, \quad (4.9)$$

где $n_{\text{мат}}$ – количество единиц материала, перевозимого за 1 рейс, шт;

m – вес единицы материала, т.

$$q_p = 7 \cdot 2,59 = 18,13 \text{ т.}$$

Время завоза запаса t_3 , (дн) определяется по формуле:

$$t_3 = \frac{t_{\text{зан}}}{q_p \cdot n}, \quad (4.10)$$

где n – количество рейсов в день.

$$t_3 = \frac{147,54}{18,13 \cdot 3} = 2,7$$

Завоз производится ежедневно одной машиной по 3 рейса в день.

Общее количество дней завоза $\Pi_{\text{зав}}$, (дн) определяется по формуле:

$$\Pi_{\text{зав}} = \frac{Q}{q_p \cdot n}. \quad (4.11)$$

$$\Pi_{\text{зав}} = \frac{639,3}{18,13 \cdot 3} = 11,8$$

Фундаментные блоки – 650 шт., объем перевозимого груза $Q = 842,88$ т.

Продолжительность выполнения работ: $t = 8$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 3$ км.

Количество материалов, необходимое на 1 день: $q = \frac{842,88}{8} = 105,36$ т.

Запас материалов: $q_{зан} = 105,36 \cdot 3 = 316,08$ т.

Производительность машины составит: $W = \frac{12 \cdot 8 \cdot 0,8}{1} = 76,8$ т/день.

Определяем необходимое количество автотранспорта:

$$N_{mp} = \frac{105,36}{76,8} = 1,4 \text{ маш.} \approx 2 \text{ маш.}$$

Принимаем прицеп-плитовоз УПП2012 на базе МА35205А, грузоподъемностью 12 т.

Количество перевозимого груза за один рейс: $q_p = 8 \cdot 2,16 = 17,28$ т.

Завоз производится ежедневно одной машиной по 6 рейсов в день.

Время завоза запаса: $t_z = \frac{316,08}{17,28 \cdot 6} = 3$ дн.

Общее количество дней завоза: $P_{зав} = \frac{842,88}{17,28 \cdot 6} = 8,2$ дн.

Плиты перекрытия – 86 шт., объем перевозимого груза $Q = 109,55$ т.

Продолжительность выполнения работ: $t = 3$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 3$ км.

Количество материалов, необходимое на 1 день: $q = \frac{109,55}{3} = 36,51$ т.

Производим завоз сразу всего материала.

Производительность машины составит: $W = \frac{12 \cdot 8 \cdot 0,8}{1} = 76,8$ т/день.

Определяем необходимое количество автотранспорта: $N_{mp} = \frac{36,51}{76,8} = 1$

машина.

Принимаем прицеп-плитовоз УПП2012 на базе МА35205А, грузоподъемностью 12 т.

Количество перевозимого груза за один рейс: $q_p = 4 \cdot 3,325 = 13,3$ т.

Завоз производится ежедневно двумя машинами по 6 рейсов в день.

Общее количество дней завоза: $P_{зав} = \frac{285,024}{10,76 \cdot 7 \cdot 2} = 2$ дн.

Бетонная смесь

Объем перевозимого груза:

$Q_{роств} = 99 \text{ м}^3 \cdot 2,2 = 217,8 \text{ т}$ – для устройства ростверка;

$Q_{ст. подв} = 8,7 \text{ м}^3 \cdot 2,2 = 19,14 \text{ т}$ – монолитные заделки стен подвала;

$Q_{пер} = 7,9 \text{ м}^3 \cdot 2,2 = 17,38 \text{ т}$ – монолитные участки перекрытий;

$Q_{пол} = 4,02 \text{ м}^3 \cdot 2,2 = 8,84 \text{ т}$ – для устройства полов.

Продолжительность выполнения работ:

$t_{роств} = 6$ дн; $t_{ст. подв.} = 5$ дн; $t_{пер} = 2$ дн; $t_{пол} = 2$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 2$ км.

Количество материала, необходимое на 1 день:

$q_{роств} = \frac{217,8}{7} = 31,11 \text{ т/дн}$; $q_{ст. подв.} = \frac{19,1}{5} = 3,82 \text{ т/дн}$;

$q_{пер} = \frac{17,38}{2} = 8,69 \text{ т/дн}$; $q_{пол} = \frac{8,84}{2} = 4,42 \text{ т/дн}$.

Принимаем автобетоносмеситель СБ-159А. Максимальный объем перевозимой бетонной смеси 4 м^3 или $8,8 \text{ т}$.

Для устройства ростверка завоз производим в течение 7 дней одной машиной за 4 рейса в количестве $7,83 \text{ т/рейсов}$.

Для устройства монолитных заделок стен подвала завоз производим в течение 5 дней одной машиной, за 1 рейс, в количестве $3,82 \text{ т/рейсов}$.

Для устройства монолитных участков перекрытий завоз производим в течение 2 дней одной машиной, за 1 рейс, в количестве $8,69 \text{ т/рейсов}$.

Для устройства полов завоз производим в течение 2 дней одной машиной, за 1 рейс, в количестве $4,42 \text{ т/рейсов}$.

4.2.2 Расчет комплектной поставки на возведение надземной части

Кирпич – $901,677$ тыс.шт., $Q = 901,677 \cdot 3,75 = 3\,381,3 \text{ т}$.

Продолжительность выполнения работ: $t = 59$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 30$ км.

Количество материалов, необходимое на 1 день: $q = \frac{3381,3}{59} = 57,3$ т.

Запас материалов: $q_{\text{зап}} = 57,3 \cdot 5 = 286,5$ т.

Производительность машины составит: $W = \frac{8 \cdot 8 \cdot 0,8}{3} = 17,07$ т/день,

где $T_{\text{ц}} = t_{\text{ног}} + t_{\text{разгр}} + t_{\text{пути}} + t_{\text{манев}} = 0,3 + 0,3 + 2 + 0,12 = 2,72 = 3$ ч;

$t_{\text{пути}} = \frac{2S}{v_{\text{ср}}} = \frac{2 \cdot 30}{30} = 2$ ч – время пути.

Определяем необходимое количество автотранспорта: $N_{\text{тр}} = \frac{57,3}{17,07} = 4$

машины.

Принимаем автосамосвал МАЗ-5335, грузоподъемностью 8 т.

Завоз производится ежедневно тремя машинами по 2 рейса в день.

Время завоза запаса: $t_3 = \frac{286,5}{8 \cdot 4 \cdot 2} = 5$ дн.

Общее количество дней завоза: $П_{\text{зав}} = \frac{3381,3}{8 \cdot 4 \cdot 2} = 53$ дн.

Раствор кладочный – $540 \text{ м}^3 \cdot 1,5 = 810$ т.

Продолжительность выполнения работ: $t = 59$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 2$ км.

Количество материала, необходимое на 1 день: $q = \frac{810}{59} = 13,7$ т.

Принимаем автобетоносмеситель СБ-159А. Максимальный объем перевозимой растворной смеси 4 м^3 или 6 т.

Завоз производим ежедневно тремя рейсами в количестве 5 т/рейсов, одной машиной в течение 59 дн.

Бетонная смесь

Объем перевозимого груза:

$Q_{\text{м.н.}} = 159 \text{ м}^3 \times 2,2 = 349,8$ т – устройство монолитных поясов

$Q_{\text{пер}} = 7,9 \text{ м}^3 \times 2,2 = 17,38$ т – монолитные участки перекрытий

$Q_{\text{пол}} = 40,2 \text{ м}^3 \times 2,2 = 88,44$ т – для устройства полов.

Продолжительность выполнения работ:

$t_{\text{м.н.}} = 6$ дн; $t_{\text{пер}} = 5$ дн; $t_{\text{пол}} = 5$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 2$ км.

Количество материала, необходимое на 1 день:

$$q_{м.п.} = \frac{349,8}{6} = 58,3 \text{ т/дн}; q_{пер} = \frac{17,38}{5} = 3,5 \text{ т/дн}; q_{пол} = \frac{88,44}{5} = 17,7 \text{ т/дн.}$$

Принимаем автобетоносмеситель СБ-159А. Максимальный объем перевозимой бетонной смеси 4 м^3 или $8,8$ т.

Для устройства монолитного пояса завоз производим в течение 6 дней одной машиной, за 7 рейсов, в количестве $8,33$ т/рейсов.

Для устройства монолитных участков перекрытий завоз производим в течение 5 дней одной машиной, за 1 рейс, в количестве $3,5$ т/рейсов.

Для устройства полов завоз производим в течение 5 дней одной машиной, за 3 рейса, в количестве $5,9$ т/рейсов.

Сборные железобетонные конструкции – $Q = 649,6$ т.

Продолжительность выполнения работ: $t = 22$ дн.

Расстояние перевозки: $S = 3$ км.

Количество материалов, необходимое на 1 день: $q = \frac{649,6}{22} = 29,5$ т.

Запас материалов: $q_{зан} = 29,5 \cdot 3 = 88,5$ т.

Производительность машины составит:

$$W = \frac{12 \cdot 8 \cdot 0,8}{1} = 76,8 \text{ т/день,}$$

Определяем необходимое количество автотранспорта:

$$N_{mp} = \frac{29,5}{76,8} = 1 \text{ машина.}$$

Принимаем прицеп-плитовоз УПП2012 на базе МА35205А, грузоподъемностью 12 т.

Завоз производится ежедневно одной машиной по 2 рейса в день.

Время завоза запаса: $t_3 = \frac{88,5}{12 \cdot 2} = 4$ дн.

Общее количество дней завоза: $П_{зав} = \frac{649,6}{12 \cdot 2} = 27$ дн.

4.3 Методы производства работ

Земляные работы. Земляные работы делятся на вертикальную планировку, разработку траншей под инженерные сети и рытье котлованов под фундаменты. При выполнении земляных работ необходимо стараться не нарушить растительный слой вне котлованов и траншей. Растительный слой снять бульдозером, складировать на площадке и использовать при работах по озеленению.

Разработка грунта при вертикальной планировке, обратная засыпка пазух и траншей, работы по благоустройству выполняются бульдозером ДЗ-18 на базе трактора Т-100. Работы по отрывке траншей и котлована ведутся с помощью экскаватора ЭО-10011Д, оборудованного ковшом емкостью 1 м³, с обратной лопатой в отвал. Копка траншей и котлованов ведется сразу на проектную глубину с недобором 10-20 см (для ручной зачистки). Разработанный грунт используется для обратной засыпки траншей и для насыпи при вертикальной планировке.

Монтаж фундаментов. Проектом предусматривается устройство свайных фундаментов под здание. Сваи забиваются в грунт до проектного отказа. Не полностью забитые сваи срезаются до проектной отметки пневмомолотками.

Монолитные железобетонные ростверки выполняются из бетонной смеси, доставляемой на объект автобетоносмесителями СБ-159А на базе МАЗ-5335. Опалубка бетонных конструкций собирается из заранее заготовленных щитов, доставляемых к месту сборки на автомашинах. Арматура и бетонная смесь в конструкции подается монтажным краном.

Монтаж сборных железобетонных конструкций. Сборные железобетонные конструкции подземной части здания монтируется гусеничным краном СГК-63/100 с $L_{\max} = 30$ м. Затем производится обратная засыпка фундаментов и вертикальная планировка площадки вокруг здания. В местах подсыпки грунт укладывается слоями толщиной 15–20 см с тщательным уплотнением пневмотрамбовками.

Монтаж сборных железобетонных конструкций надземной части здания выполняется башенным краном марки КБ-403. Сборные конструкции доставляются к месту монтажа автотранспортом, разгружаются краном и складываются в зоне действия монтажного крана.

Кирпичная кладка. Работы по кладке стен ведутся с типовых инвентарных подмостей звеном «пятерка». При этом каменщики V и III разрядов кладут наружную стену, каменщики IV и II разрядов – внутреннюю, а второй каменщик II разряда – забутовку. Подача кирпича и раствора осуществляется монтажным краном.

Отделочные работы. К началу отделочных работ здание необходимо подготовить: остеклить переплеты, закрыть все проемы. Отделочные работы совмещаются с внутренними санитарно-техническими и электромонтажными работами при строгом соблюдении условий техники безопасности.

К началу отделочных работ в здании должен быть смонтирован водопровод. Окончательная отделка помещений выполняется сверху вниз. Раствор готовится на стройплощадке с помощью растворосмесителя в составе штукатурного агрегата.

4.4 Строительный генеральный план

4.4.1 Методика проектирования стройгенплана

Строительный генеральный план составлен на период монтажа надземной части жилого дома с отражением в нем вопросов подготовительного периода.

Строительный генеральный план включает в себя объекты основного строительства, временные здания и сооружения, площадки для приобъектного складирования материалов, временные подъездные пути на площадке строительства.

Предварительно, участок, отведенный под строительство объекта, ограждается временным забором. У въезда на стройплощадку необходимо установить (вывесить) планы в соответствии с ГОСТ 12.1.114-82 с нанесенными строящимися и вспомогательными зданиями и сооружениями, въездами, подъездами, местонахождением водоисточников, средств пожаротушения и связи.

Площадки временного хранения материалов предварительно планируются, утрамбовываются катками, покрываются слоем песка или гравийно-песчаной смеси толщиной 10 см с устройством стока поверхностных вод.

Закрытое хранение материалов, полуфабрикатов и инструментов предусмотрено в инвентарном передвижном вагончике.

Временные дороги и проезды на строительной площадке выполняются шириной 6,0 м с покрытием из песчано-гравийной смеси толщиной 25 см. Радиусы поворотов временного проезда приняты равным 12 м.

Вблизи расположения санитарно-бытовых помещений разместить пожарные щиты со средствами пожаротушения – ящиками с песком, бочками с водой, урнами для сбора горючих отходов, вывесить предупредительные плакаты на противопожарные темы и инструкции о мерах пожарной безопасности. В период строительства для наружного пожаротушения используются существующие пожарные гидранты, в случае отсутствия гидранта вблизи строительства используется пожарный гидрант проектируемого водопровода, который прокладывается в подготовительный период строительства.

4.4.2 Подбор, размещение и привязка крана

Для производства монтажных работ механизмом, обеспечивающим производство работ, является монтажный кран, выбор которого рекомендуется осуществлять по техническим параметрам: грузоподъемности (масса наиболее тяжелого элемента с учетом массы грузоподъемного приспособления), t ; высоте подъема крюка крана, $H^{mp}_{кр}$, м; вылету $L^{mp}_{стр}$. Расчет выполняется для наиболее высокого, удаленного и тяжелого элемента – железобетонной многопустотной плиты массой 2,95 т. Выбранный кран должен удовлетворять требованиям для монтажа всех элементов.

Высота подъема стрелы будет равна:

Масса монтируемого элемента

$$Q = Q_1 + Q_2 = 2,95 + 0,53 = 3,48 \text{ т}$$

Q_1 – плита 3 т;

Q_2 – строповка 0,53 т;

$$H_{стр}^{mp} = h_0 + h_3 + h_{эл.} + h_{стр}, \text{ где}$$

h_0 – высота опоры монтируемого элемента от уровня стоянки крана, м;

h_3 – запас по высоте между опорой и низом монтируемого элемента, принимаемый из условия безопасности производства работ (0,5–3), м; $h_3 = 1,5$ м;

$h_{эл}$ – высота элемента, $h_{эл} = 0,22$ м;

$h_{стр}$ – расчетная высота грузозахватного приспособления от верха монтируемого элемента до уровня крюка крана, м; $h_{стр} = 1,6$ м;

$$H_{стр}^{mp} = 16,6 + 1,5 + 0,22 + 1,6 = 19,9 \text{ м.}$$

Требуемый вылет стрелы:

$$V_{стр} = a/2 + v + c = 6,0/2 + 2,5 + 13,6 = 19,1 \text{ м}$$

$a = 6,0$ м – ширина подкранового пути;

$v = 2,5$ м – расстояние от оси рельса до ближайшей выступающей части здания;

$c = 13,6$ м – расстояние от центра тяжести элемента до выступающей части здания.

Принимаем кран КБ-403: $L^{max} = 30$ м; $H^{max} = 57,5$ м; $Q^{max} = 8$ т.

Размещение монтажного крана при проектировании стройгенплана необходимо для определения возможности монтажа выбранным механизмом и безопасных условий производства работ. В процессе привязки выявляют факторы влияния действия устанавливаемого крана на работу механизмов, расположенных на смежных участках, а так же на другие элементы строительного хозяйства.

Привязка монтажного крана выполняется в такой последовательности:

а) производится поперечная привязка подкрановых путей башенного крана.

Установку башенного крана у здания производят исходя из необходимости соблюдения безопасного расстояния между зданием и краном. Расположение оси подкрановых путей, а следовательно, и оси передвижения крана относительно строящегося здания определяется по формуле:

$$B = R_{нов} + l_{без}, \quad (4.12)$$

где B – минимальное расстояние от оси подкрановых путей до наружной грани здания, м;

$R_{нов}$ – радиус поворотной платформы;

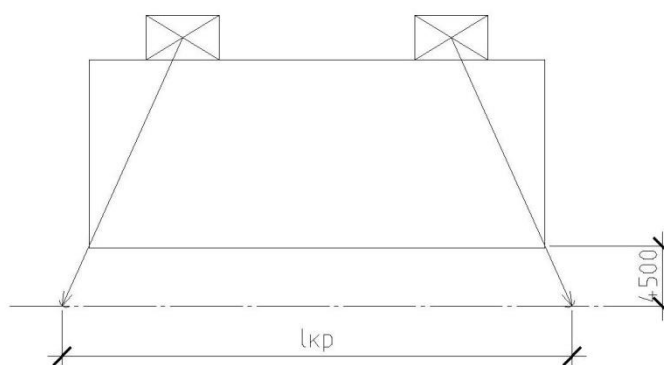
$l_{без}$ – безопасное расстояние – минимально допустимое расстояние от выступающей части крана, до габарита строения, равной 0,4 м на высоте 2 м по СНиП.

$$B = 4 + 0,4 = 4,4 \text{ м}$$

б) выполняется продольная привязка подкрановых путей крана.

Для определения крайних стоянок крана последовательно производят засечки на оси передвижения крана в следующем порядке:

Из крана тяжести наиболее удаленных элементов – раствором циркуля, соответствующим вычисленному вылету стрелы



По найденным крайним стоянкам крана определяем длину подкрановых путей:

$$L_{n.n} = l_{кр} + H_{кр} + 2L_{торм} + 2L_{туп}, \quad (4.13)$$

где $L_{n.n}$ – длина подкрановых путей, м;

$l_{кр}$ – расстояние между крайними стоянками крана, определяемое по чертежу, м;

$H_{кр}$ – база крана, м;

$L_{торм}$ – величина тормозного пути крана, принимаемая равным 1,5 м;

$L_{туп}$ – расстояние от конца рельсов до тупиков, равное 0,5 м.

$$L_{n.n} = 60 + 6 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 0,5 = 70 \text{ м}$$

Определяемую длину подкрановых путей корректируем в сторону увеличения с учетом кратности длины полузвена, т. е. 6,25 м. минимально допустимая длина подкрановых путей согласно Госгортехнадзору составляет два звена (25 м). Таким образом, принимаем длину подкрановых путей $L_{n.n} = 75$ м (12 звеньев).

4.4.3 Расчет зон влияния крана

Радиус опасной зоны работы крана $R_{он}$, (м) определяется по формуле:

$$R_{он} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_{без}, \quad (4.14)$$

где R_{max} – максимальный рабочий вылет стрелы крана, м;

$0,5l_{max}$ – половина длины наибольшего перемещаемого груза, м;

$l_{без}$ – дополнительное расстояние для безопасной работы (принимается по таблице 12.3 [22]), м.

$$R_{он} = 20 + 0,5 \cdot 6,8 + 7 = 30,4 \text{ м.}$$

4.4.4 Проектирование внутриплощадочных дорог

На строительной площадке необходимо запроектировать временные дороги, которые по возможности должны быть кольцевыми.

При трассировке дорог должны соблюдаться следующие расстояния:

- между дорогой и подкрановыми путями – 6,5 – 12 м;
- между дорогой и осью железнодорожных путей – 3,75 м;

- между дорогой и складской площадкой – 1 м;
- между дорогой и защитными ограждениями строительной площадки не менее 1,5 м.

Ширина проезжей части дороги при движении транспорта в одном направлении должна быть равной 3,5 м, в двух направлениях – 6 м. в зоне выгрузки и складирования конструкций и материалов дорогу с одной полосой движения необходимо уширить до 6 м, длина участка уширения при этом должна быть 12-18 м. радиусы закругления дорог в плане следует принимать в зависимости от маневровых свойств транспорта в пределах 12-30 м.

4.4.5 Расчет временных зданий и сооружений

Общая численность персонала, занятого на строительстве объекта N , (чел) определяется по формуле:

$$N = \frac{(N_{\max} + N_{ИТР} + N_{МОП} + N_{ПСС})}{1,06}, \quad (4.15)$$

где $N_{\max} = 66$ – максимальное количество рабочих (по графику движения рабочих), чел.;

$N_{ИТР} = N_{\max} \cdot 8\% = 66 \cdot 0,08 = 5$ – численность инженерно-технических работников, чел.;

$N_{МОП} = N_{\max} \cdot 5\% = 66 \cdot 0,05 = 3$ – численность младшего обслуживающего персонала, чел.;

$N_{ПСС} = N_{\max} \cdot 2\% = 66 \cdot 0,02 = 1$ – численность пожарно-сторожевой службы, чел.;

1,06 – коэффициент невыхода на работу.

$$N = \frac{66 + 5 + 3 + 1}{1,06} = 71 \text{ чел.}$$

Расчет площади бытовых помещений сводим в таблицу 4.1.

Таблица 4.1 - Расчет площади бытовых помещений

Наименование	Численность персонала, чел.	Норма, м ² на 1 чел.	Расчетная площадь, м ²	Принимаемая Площадь, м ²	Размеры в плане, м	Количество зданий	Используемый типовой проект и конструктивная характеристика.
Прорабская	5	3	15	18	3x6	1	Контейнер
Гардеробная	71	0.9	63.9	72	3x6	4	Контейнер
Душевая	71	0.43	30.53	36	3x6	2	Контейнер
Умывальная	71	0.05	3.55	18	3x6	1	Контейнер
Сушильная	71	0.2	14.2	18	3x6	1	Контейнер
Комната обогрева и приема пищи	71	1	71	72	3x6	4	Контейнер
Туалет:							
М	50	-	-	-	1,2x1,2	2	Биотуалет
Ж	21	-	-	-	1,2x1,2	1	Биотуалет

4.4.6 Расчет временного водоснабжения строительной площадки

Источником обеспечения строительной площадки водой являются существующие водопроводные сети.

Расчет водоснабжения производим на период с максимальным водопотреблением (сентябрь – октябрь).

Вода расходуется на производственные, хозяйственно-бытовые нужды, а также на случай пожаротушения.

Суммарный расчетный расход воды $Q_{общ}$, (л/с) определяется по формуле:

$$Q_{общ} = Q_{пр} + Q_{хоз-быт} + Q_{пож} \quad (4.16)$$

где $Q_{пр}$, $Q_{хоз-быт}$, $Q_{пож}$ - соответственно расходы воды на производственные, хозяйственно-бытовые и противопожарные цели, л/с.

Расход воды на производственные нужды $Q_{пр}$, (л/с) определяется по формуле:

$$Q_{пр} = \frac{V \cdot q_1 \cdot k_1}{3600 \cdot t} \quad (4.17)$$

где V - объем СМР в смену или количество работающих установок;

q_1 - норма удельного расхода воды, л;

$k_1 = 1,5$ - коэффициент неравномерности потребления воды;

t - продолжительность смены, ч.

Расход воды на хозяйственно-бытовые нужды $Q_{хоз-быт}$, (л/с) определяется по формуле:

$$Q_{хоз-быт} = Q_{хоз-пит} + Q_{душ}, \quad (4.18)$$

где $Q_{хоз-пит}$, $Q_{душ}$ – расход воды на хозяйственно-питьевые нужды и на душевые установки соответственно, л/с.

Расход воды на хозяйственно-питьевые нужды $Q_{хоз-пит}$, (л/с) определяется по формуле:

$$Q_{хоз-пит} = \frac{n \cdot q_2 \cdot k_2}{3600 \cdot t}, \quad (4.19)$$

где n – максимальное число рабочих, чел;

q_2 - норма потребления на 1 человека в смену, л;

$k_2 = 3$ - коэффициент неравномерности потребления воды.

Расход воды на душевые нужды $Q_{душ}$, (л/с) определяется по формуле:

$$Q_{душ} = \frac{N_1 \cdot q_3 \cdot k_3}{3600 \cdot t_1}, \quad (4.20)$$

где N_1 - количество человек, принимающих душ, чел;

q_3 - норма расхода воды, л;

t_1 - продолжительность работы душевой установки, мин;

$k_3 = 1$ - коэффициент неравномерности потребления воды.

Расчет временного водоснабжения строительной площадки сводится в таблицу 4.2.

Таблица 4.2 - Расчет временного водоснабжения строительной площадки

Виды потребления воды	Ед. изм.	Кол-во	Норма расхода воды, q (л)	Коэффициент неравномерности потребления воды, k	Продолжительность смены, t (час)	Расход воды, Q (л/сек)
Производственные нужды						
Приготовление цементного раствора	м ³	194	300	1,5	16	1,52
Гашение извести	м ³	24,6	2300	1,5	16	1,47
Устройство полов из плиток	м ²	341	6	1,5	16	0,05
Мойка и заправка машин	м/сут	6	300	1,5	8	0,09
Хозяйственно-бытовые нужды						
Хозяйственно-питьевые нужды	чел	80	10	3	16	0,04
Душевые установки	чел	44	35	1	16	0,03
Противопожарные нужды						
На пожаротушение при площади стройплощадки до 50 Га						10
Итого						13,20

Минимальный расход воды для противопожарных целей определяют из расчета одновременного действия двух струй из гидрантов по 5 л/с на каждую струю, т.е. $Q_{\text{пож}} = 5 \cdot 2 = 10$ л/с. Гидранты проектируем на постоянной линии водопровода, а диаметр временного водопровода рассчитываем без учета пожаротушения.

Диаметр трубы временного водопровода D , (мм) определяем по формуле:

$$D = \sqrt{4Q_{\text{общ}} \cdot \frac{1000}{\pi \cdot v}}, \quad (4.21)$$

где $Q_{\text{общ}}$ – общий суммарный расход воды, л/с;

v – скорость движения воды по трубам, м/с.

$$D = \sqrt{4 \cdot 3,2 \cdot \frac{1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 32,2 \text{ мм.}$$

Принимаем трубу ближайшего диаметра по ГОСТ 3262-75. $D = 32$ мм.

4.4.7 Расчет временного электроснабжения

Обеспечение стройплощадки электроэнергией осуществляется от существующих электросетей.

Расчет электроснабжения производим на период с максимальным энергопотреблением (август).

Максимальная мощность P_p , (кВт) определяется по формуле:

$$P_p = P_{тр} \cdot k_{mn}; \quad (4.22)$$

где $P_{тр}$ – расчетная трансформаторная мощность, кВт;

$k_{mn} = 0,85$ – коэффициент совпадения минимумов нагрузок.

Расчет энергозатрат сводим в таблицу 4.3.

Таблица 4.3 - Расчет энергозатрат

Наименование потребителей	Ед. изм.	Кол-во	Удельная мощность на ед. $P_{уд}$, кВт	Коэф-т спроса, k_c	Коэф-т мощности, $\cos\varphi$	Трансформаторная мощность $P_{тр}$, кВт
Силовая электроэнергия:						
кран башенный	шт	1	112	0,5	0,6	93,33
сварочный аппарат	шт	2	14,25	0,5	0,4	35,62
Внутреннее освещение:						
бытовки	м ²	234	0,015	0,8	1,0	2,71
закрытые склады	м ²	27	0,015	0,35	1,0	0,14
наружное освещение	100 м ²	99,46	0,015	1,0	1,0	1,49
Итого:						133,29

$$P_p = 133,29 \times 0,85 = 113,3 \text{ кВт}$$

Принимаем комплексную передвижную трансформаторную подстанцию КТМП-58-320 мощностью 180 кВт.

4.4.8 Техничко-экономические показатели стройгенплана

Площадь строительной площадки – 9 946 м²;

Площадь застройки – 878,4 м²;

Площадь бытовых помещений – 234,0 м²;

Площадь закрытых складов – 27,0 м²;

Площадь открытых складов – 260,0 м²;

Площадь временной дороги – 1 513,0 м²;

Протяженность временной дороги – 199,5 п.м.;

Протяженность временных электросетей – 357,2 п.м.;

Протяженность временного водопровода – 113,2 п.м.;

Протяженность временной канализации – 83,7 п.м..

Коэффициент использования территории k определяется по формуле:

$$k = \frac{S_{застр.} + S_{быт.пом.} + S_{закр.скл.} + S_{врем.дор.}}{S_{стр.пл.}}, \quad (4.23)$$

$$k = \frac{878,4 + 234,0 + 27,0 + 260 + 1513,0}{9946,0} = 0,31.$$

5 Раздел Экономика строительства

Введение

Экономическая часть проекта характеризует конечный результат разработки проекта.

Исходные данные для экономической части проекта:

Проектируемое здание – многоквартирный жилой дом переменной этажности (5-6 этажей);

Район строительства – г. Пенза, Пензенская область;

Фундаменты – свайные;

Стены – кирпичные;

Перекрытия – сборные железобетонные;

Кровля – деревянная стропильная;

Покрытие – гибкая черепица;

Полы:

Цокольный этаж – бетонные;

Жилые этажи – стяжка, линолеум, керамическая плитка;

Число этажей – 5-6;

Общая площадь – 3111,96 м².

5.1 Определение капиталовложений в строительство объекта

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

Экономическая часть характеризует конечный результат разработки проекта. Для определения сметной стоимости проектируемого объекта: "жилой дом переменной этажности (5-6 этажей) на 58 квартир в г. Пензе" разрабатывается следующая документация: объектная смета и сводный сметный расчет стоимости строительства.

Сводный сметный расчет, объектная смета составлены на основании рабочих чертежей и разработаны в соответствии с МДС 81-35.2004 «Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации», введенной в действие с 9 марта 2004 года постановлением Госстроя России от 05.03.2004 г. №15/1.

Стоимость общестроительных работ определена в нормах и ценах, вводимых с 1 января 2001 г по сборникам территориальных единичных расценок на строительные конструкции и работы (ТЕР-2001), стоимость монтажа оборудования и электромонтажных работ определена по сборникам территориальных единичных расценок на монтаж оборудования (ТЕРм-2001).

Нормы накладных расходов рассчитаны на основании МДС 81-33.2004 Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве, введенных в действие с 12 января 2004 года постановлением Госстроя России от 12.01.2004 г. №6 и письма Федерального агентства по строительству и жилищно-коммунальному хозяйству №ЮТ-260/06 О порядке применения нормативов накладных расходов в строительстве от 31.01.2005 г.

Норматив сметной прибыли рассчитан на основании МДС 81-25.2001 Методические указания по определению величины сметной прибыли в строительстве, введенных постановлением Госстроя России от 28.02.2001 г. №15.

5.2 Объектная смета

Объектная смета составляется по проектным материалам на отдельные объекты. Ее основой служат локальные сметы и расчеты на отдельные виды работ, конструктивные элементы и лимитированные затраты. При наличии в здании основной и обслуживающей части их сметные стоимости выделяются отдельно. Затраты на технологическое оборудование и его монтаж определяются в % к сметной стоимости СМР.

Для расчета объектной сметы используются следующие сметные нормативы:

- укрупненные показатели сметной стоимости с учетом накладных расходов и плановых накоплений;
- укрупненные показатели стоимости строительно-монтажных работ с учетом накладных расходов и плановых накоплений.

Кроме того, в объектных сметах начисляются:

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

Сметная стоимость составлена в ценах 2001 года.

5.3 Сводный сметный расчет стоимости строительства

Сводный сметный расчет стоимости строительства является итоговым документом, определяющим цену строительства. Все затраты, связанные с осуществлением строительства, по своему экономическому содержанию и целевому назначению сгруппированы в отдельные главы.

Затраты на временные здания и сооружения определены по нормам ГСН 81-

05-01-2001 Сборник сметных норм затрат на строительство временных зданий и сооружений в размере 1,1%.

Затраты при производстве работ в зимнее время определены по нормам ГСН 81-05-02-2001 Сборник сметных норм дополнительных затрат при производстве работ в зимнее время в размере 1,98% .

Расходы по содержанию дирекции (технического надзора) строящегося предприятия приняты на основании Постановления Госстроя России от 13.02.03 г. №17 в размере 1,4%.

Средства на осуществление авторского надзора рассчитаны на основании п.4.91 МДС 81-35.2004 Методика определения стоимость строительной продукции на территории Российской Федерации п. 4.96 в размере 0,2%.

Затраты, связанные с премированием за ввод в действие объектов строительства определены в соответствии с постановлением Госстроя СССР №1336-БК/1-Д в размере 1,72%.

Резерв средств на непредвиденные работы и затраты принят по МДС 81-35.2004 Методика определения стоимость строительной продукции на территории Российской Федерации п. 4.96 в размере 2%.

Индекс пересчета из базисных цен в текущий уровень цен принят в размере 5,55 (рассчитан и утвержден Региональным центром по ценообразованию в строительстве Пензенской области).

Объектная смета

на строительство: жилого дома переменной этажности (5-6 эт) на 58 квартир в г. Пензе
составлена в базисных ценах на 01.2001г.

Сметная стоимость 14 628,38 тыс. руб.

Средства на оплату труда 3 718,31 тыс. руб.

Расчетный измеритель ед. стоимости 4 267,29 руб/м²

№ п/п	Номера смет и расчетов	Наименование работ и затрат	СМР	Сметная стоимость, тыс. руб.			Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатели ед. стои-ти
				Оборудования и инвентаря	Прочие	Всего		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	ЛС	Общестроительные работы	9 701,80	1164,22	97,02	10 963,04	3 069,65	3 522,87
Сантехнические работы								
2	УП	Отопление (6,2% от СМР)	679,71	81,57	6,80	768,08	215,06	246,82
3	УП	Вентиляция (7,1% от СМР)	778,38	93,41	7,78	879,57	246,28	282,64
4	УП	Внутренний водопровод (1,2% от СМР)	131,56	15,79	1,32	148,67	41,63	47,77
5	УП	Канализация (1,35% от СМР)	148,00	17,76	1,48	167,24	46,83	53,74
6	УП	Газификация (1,6% от СМР)	175,41	21,05	1,75	198,21	55,50	63,69
		Итого по сантехническим работам	1 913,06	229,58	19,13	2 161,77	605,30	694,66
7		Накладные расходы сантехнических организаций (128% от ФОТ)	774,78			774,78		
8		Сметная прибыль сантехнических организаций (83% от ФОТ)	502,40			502,40		
		Всего по сантехническим работам	3 190,24	229,58	19,13	3 438,95	605,30	694,66
Электроосвещение								
9	УП	Электроосвещение здания (1,25% от СМР)	137,03	16,44	1,37	154,84	43,36	49,76
10		Накладные расходы (105% от ФОТ)	45,53			45,53		
11		Сметная прибыль (60% от ФОТ)	26,02			26,02		
		Всего по освещению	208,58	16,44	1,37	226,39	43,36	49,76
		Всего по объекту	13 100,62	1 410,24	117,52	14 628,38	3 718,31	4 267,29
		В ценах на 2017 г.				81 918,93	20 822,54	23 896,82

Сводный сметный расчет стоимости строительства

на строительство: жилого дома переменной этажности (5-6 эт) на 58 квартир в г. Пензе

Сводный сметный расчет в сумме 114 297,23 тыс. руб.

В том числе возвратных сумм 338,13 тыс. руб.

№ п/п	Номера смет и расчетов	Наименование глав, объектов, работ и затрат	Сметная стоимость (тыс. руб)			Общая сметная стоимость (тыс. руб)
			СМР	Оборудование.	Прочие затраты	
1	2	3	4	5	6	7
		Глава 1. Подготовка территории строительства				
		Отвод территории (в освоенных районах) 0, 4% от итого по гл. 2-3			60,85	60,85
		Подготовка территории строительства (в освоенных районах) 2% от итого по гл. 2-3	304,27			304,27
	ОС	Глава 2. Основные объекты строительства				
		Жилой дом	13 100,62	1 410,24	117,52	14 628,38
		Глава 3. Объекты подсобного и обслуживающего назначения				
		4% от гл. 2	524,02	56,41	4,71	585,14
		Итого по гл. 2-3	13 624,64	1 436,65	122,23	15 213,52
		Глава 4. Объекты энергетического хозяйства				
		1,2% от гл. 2	157,21	16,92	0	174,13
		Глава 5. Объекты транспортного хозяйства и связи				
		5% от итого по гл. 2-3	681,23	71,83	6,11	760,68
		Глава 6. наружные сети и сооружения водоснабжения, канализации, теплоснабжения и газоснабжение				
		4,2 % от итого по гл. 2-3	572,23	60,34	5,13	638,97
		Глава 7. Благоустройство и озеленение территории				
		В освоенных районах (5% от итого по гл. 2-3)	760,68			760,68
		Итого по гл. 1-7	16 100,26	1 615,74	194,32	17 913,10
		Глава 8. Временные здания и сооружения				
		Временные сооружения (2,5% от СМР по гл. 1-7)	402,51			402,51
		Итого по гл. 1-8	16 502,77	1 615,74	194,32	18 315,61
		Глава 9. Прочие работы и затраты				
		Дополнительные затраты при производстве работ в зимнее время (1,5% от итого по гл. 1-8)	247,54			247,54
		Затраты, связанные с подвижным характером работы (3,7% от итого по гл. 1-8)			610,60	610,60
		Итого по гл. 1-9	16 750,31	1 615,74	804,92	18 926,21
		Глава 10. Содержание дирекции строящегося предприятия				
		Технический надзор (1,4% от итого по гл. 1-9 гр.7)			264,97	264,97
		Авторский надзор (0,3% от итого по гл. 1-9 гр.7)			56,78	56,78
		Глава 11. Подготовка эксплуатационных кадров				
		Глава 12. Проектные и изыскательные работы				
		3% от итого по гл. 1-9 гр.7			567,79	567,79
		Итого по гл. 1-12	16 750,31	1 615,74	1 694,46	19 815,75
		Резерв средств (3% от итого по гл. 1-12)	594,47			594,47
		ВСЕГО по сводному сметному расчету	17 344,78	1 615,74	1 694,46	20 410,22
		Возвратные суммы (15% от гл. 8)	60,38			60,38
		В ценах на 2017 г.				114 297,23

Общая сметная стоимость объекта: "жилой дом переменной этажности (5-6 эт) на 58 квартир в г. Пензе" в ценах 2001 г. составляет 20 410,22 тыс. руб.

Общая сметная стоимость объекта: "жилой дом переменной этажности (5-6 эт) на 58 квартир в г. Пензе " в ценах 2017 г. составляет 114 297,23 тыс. руб.

Себестоимость 1 м² жилья составит – $114\,297,23 : 3111,96 = 36,765$ тыс. руб.

Эксплуатационные расходы

1. Плата за содержание и ремонт жилого помещения:

$$18,11 \cdot 3111,96 \cdot 12 = 616\,291,15 \text{ руб.}$$

2. Отопление:

$$1581,82 \cdot 0,0262 \cdot 3111,96 = 128\,971,09 \text{ руб.}$$

3. Горячее водоснабжение:

$$3111,96 / 18 = 173$$

$$173 \cdot 3,2 \cdot 117,75 \cdot 12 = 722\,236,8 \text{ руб./год.}$$

4. Холодное водоснабжение:

$$173 \cdot 4,4 \cdot 23,71 \cdot 12 = 216\,576,62 \text{ руб./год.}$$

5. Водоотведение:

$$173 \cdot 7,6 \cdot 15,26 \cdot 12 = 240\,766,18 \text{ руб./год.}$$

6. Электроснабжение:

$$173 \cdot 3,15 \cdot 50 \cdot 12 = 306\,970 \text{ руб./год.}$$

7. Капремонт:

$$3111,96 \cdot 7,2 \cdot 12 = 268\,873,34 \text{ руб./год.}$$

8. Газоснабжение:

$$173 \cdot 67,81 \cdot 12 = 140\,773,56 \text{ руб./год.}$$

9. Затраты на домофон:

$$15 \cdot 12 \cdot 58 = 10\,440 \text{ руб./год.}$$

11. Затраты на хоз.свет.:

$$0,6 \cdot 3111,96 \cdot 12 = 22\,406,11 \text{ руб./год.}$$

12. Затраты на вывоз и утилизацию ТБО:

$$13 \cdot 58 \cdot 12 = 9\,048 \text{ руб./год.}$$

Итого: 2 472 845,44 руб.

5.4 Экономическая оценка проектного решения

Таблица 5.1 - План реализации квартир

Год реализации	Количество квартир, %	Общая площадь, м ²	Цена за 1 м ²	Выручка от реализации, млн. руб.
0-1	7	237,84	47,5	11 297,40
1-2	15	486,79	47,5	23 122,53
2-3	40	1 244,78	47,5	60 077,05
3-4	28	891,35	47,5	42 339,13
4-5	10	331,20	47,5	15 732,00

Расчет чистого дисконтированного дохода

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

$$\mathcal{E} = \text{ЧДД} = \sum_{t=0}^T (R_t - Z_t) \frac{1}{(1+E)^t}, \quad (5.1)$$

где R_t – результаты, достигаемые на t -м шаге расчета;

Z_t – затраты, осуществляемые на том же шаге;

T – горизонт расчета (продолжительность расчетного периода), равный номеру шага расчета, на котором производится закрытие проекта;

$\mathcal{E} = (R_t - Z_t)$ – эффект, достигаемый на t -м шаге;

E – постоянная норма дисконта, равная приемлемой для инвестора норме дохода на капитал.

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

Результаты расчета ЧДД заносим в табл. 5.2.

Таблица 5.2 - Расчет чистого дисконтированного дохода (при норме дисконта $E = 9,5 \%$)

Год осуществления проекта	Результаты	Затраты Z_t , в том числе		Разница между результатами и затратами	Коэффициент дисконтирования	ЧДД	ЧДД нараст. итогом
		Капитальные вложения	Эксплуатационные издержки				
t	Rt	Kt	$\text{Э}t$	$(R_t - Z_t)$	$\frac{1}{(1+E)^t}$	$\frac{(R_t - Z_t)}{(1+E)^t}$	
1	11 297,40	114 297,23	0	-102 999,83	0,9132	-94 059,44	-94 059,44
2	23 122,53	0	2 472,845	20 649,69	0,8340	17 221,84	-76 837,60
3	60 077,05	0	2 472,845	57 604,21	0,7617	43 877,13	-32 960,47
4	42 339,13	0	2 472,845	39 866,29	0,6956	27 730,99	-5229,48
5	15 732,00	0	2 472,845	13 259,16	0,6352	8 422,22	3 192,74

Расчет внутренней нормы доходности

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

$$E_{\text{вн}} = E_1 - \text{ЧДД}_1 \frac{E_2 - E_1}{\text{ЧДД}_2 - \text{ЧДД}_1} \quad (5.2)$$

$$E_2 = 11,1 \%, \text{ЧДД}_2 = 8,32$$

$$E_1 = 9,5 \%, \text{ЧДД}_1 = 3192,74$$

$$E_{\text{вн}} = 9,5 - 3192,74 \frac{11,1 - 9,5}{8,32 - 3192,74} = 11,1\%$$

Расчет индекса рентабельности

Индекс рентабельности инвестиций \mathcal{E}_k определяется как отношение суммы приведенной разности результата и затрат к величине капитальных вложений. Если капитальные вложения осуществляются за многолетний период, то они также должны браться в виде приведенной суммы. В общем случае индекс рентабельности инвестиционных вложений определяется зависимостью:

$$\mathcal{E}_k = \frac{\sum_{i=1}^t (R_t - Z_t) \cdot \alpha_t}{\sum_{i=1}^t k_t \cdot \alpha_t} \quad (5.3)$$

где R_t – результат в t -й год;

Z_t – затраты в t -й год;

k_t – инвестиции в t -й год;

α_t – коэффициент дисконтирования;

t – год существования проекта;

T_p – расчетный период.

Коэффициент дисконтирования η_t при постоянной норме дисконта E определяется выражением:

$$\alpha_t = \frac{1}{(1 + E)^t} \quad (3.4)$$

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

$$\mathcal{E}_k = \frac{11297,4 \cdot 0,913 + 20649,69 \cdot 0,834 + 57604,21 \cdot 0,762 + 39866,29 \cdot 0,696 + 13259,16 \cdot 0,635}{114297,23 \cdot 0,913} = 1,05$$

6 Экология и безопасность жизнедеятельности

6.1 Безопасность труда на производстве

6.1.1 Анализ опасных и вредных производственных факторов

Опасный производственный фактор – это фактор, воздействие которого на работающего в определенных условиях приводит к травме.

Вредный производственный фактор – это фактор, воздействие которого на работающего в определенных условиях приводит к заболеванию.

При строительстве объекта: "жилой дом переменной этажности (5-6 этажей) на 58 квартир в г. Пензе" необходимо предусматривать мероприятия по предупреждению воздействия на работников следующих опасных и вредных производственных факторов, связанных с характером работы:

- расположение рабочих мест вблизи перепада по высоте 1,3 м и более;
- передвигающиеся конструкции и грузы;
- обрушение незакрепленных элементов конструкции здания и сооружения;
- падение материалов, инструмента с высоты (вышерасположенных этажей);
- опрокидывание машин, падение их частей;
- короткое замыкание электрической цепи, приводящее к поражению человека электрическим током.

6.1.2 Мероприятия по снижению травматизма и улучшению условий труда

Для обеспечения безопасных условий производства земляных работ необходимо соблюдать следующие основные условия производства работ. Земляные работы в зоне расположения действующих подземных коммуникаций могут производиться только с письменного разрешения организаций, ответственных за эксплуатацию. Техническое состояние землеройных машин должно регулярно проверяться со своевременным устранением обнаруженных неисправностей. Экскаватор во время работы необходимо располагать на спланированном месте. Во время работы экскаватора запрещается пребывание людей в пределах призмы обрушения и в зоне разворота стрелы экскаватора.

Загрузка автомобилей экскаватором производится так, чтобы ковш подавался с боковой или задней стороны кузова, а не через кабину водителя. Передвижение экскаватора с загруженным ковшом запрещается.

При свайных работах наибольшее внимание должно обращать на прочность и устойчивость копров, кранов, правильность и безопасность подвеса молота, надежность тросов и растяжек. Перед работой копер должен быть закреплен противоугонными устройствами. На каждом копере указываются предельные веса молота и сваи. На копрах с механическим приводом должны устанавливаться ограничители подъема. Перед пуском молота в работу дается предупредительный звуковой сигнал, на время перерыва в работе молот следует опустить и закрепить. Сборка, передвижка и разборка копра производится под руководством ИТР. К работе на копрах допускаются только рабочие, прошедшие специальное обучение.

К монтажу сборных конструкций и производству вспомогательных такелажных работ допускаются рабочие, прошедшие специальное обучение и достигшие 18-летнего возраста. Не реже одного раза в год должна проводиться проверка знаний безопасности методов работ у рабочих и инженерно-технических работников администрацией строительства. Основные решения по охране труда, предусмотренные в проекте организации работ, должны быть доведены до сведения монтажников.

К монтажным работам на высоте допускаются монтажники, прошедшие один раз в году специальное медицинское освидетельствование. При работе на высоте монтажники оснащаются предохранительными поясами. Под местами производства монтажных работ движение транспорта и людей запрещается. На всей территории монтажной площадки должны быть установлены указатели рабочих проходов и проездов и определены зоны, опасные для прохода и проезда. При работе в ночное время монтажная площадка освещается прожекторами. До начала работ должна быть проверена исправность монтажного и подъемного оборудования, а также захватных приспособлений. Грузоподъемные механизмы перед пуском их в эксплуатацию испытывают ответственными лицами технического персонала стройки с составлением акта в соответствии с правилами

инспекции Госгортехнадзора. Такелажные и монтажные приспособления для подъема грузов надлежит испытывать грузом, превышающим на 10% расчетный, и снабжать бирками с указанием их грузоподъемности. Все захватные приспособления систематически проверяют в процессе их использования с записью в журнале. Оставлять поднятые элементы на весу на крюке крана на время обеденных и других перерывов категорически запрещается.

При производстве электросварочных работ следует строго соблюдать действующие правила электробезопасности и выполнять требования по защите людей от вредного воздействия электрической дуги сварки.

Рабочие места каменщиков оборудуются необходимыми защитными и предохранительными устройствами и приспособлениями, в том числе ограждениями. Открытые проемы в стенах и перекрытиях ограждаются на высоту не менее одного метра. Одновременно производство работ в двух и более ярусах по одной вертикали без соответствующих защитных устройств недопустимо. Кладка каждого яруса стены выполняется с расчетом, чтобы уровень кладки после каждого перемещения был на один - два ряда выше рабочего настила. При кладке стен с внутренних подмостей надлежит по всему периметру здания устанавливать наружные защитные козырьки. Первый ряд козырьков устанавливают не выше 6 метров от уровня земли и не снимают до окончания кладки всей стены. Второй ряд козырьков устанавливают на 6-7 метров выше первого и переставляют через этаж, то есть через 6-7 метров. Ширина защитного козырька должна быть не менее 1,5 м. Плоскость козырька должна составлять с плоскостью стены угол 70 градусов. Хранить материалы и ходить на козырьках запрещается. Леса и подмости необходимо делать прочными и устойчивыми. Настилы лесов и подмостей, а также стремянки ограждают прочными перилами высотой не менее 1 метра и бортовой доской высотой не менее 15 см. Настилы лесов и подмостей надо регулярно очищать от строительного мусора, а в зимнее время от снега и льда и посыпать песком. Металлические леса оборудуются грозозащитными устройствами, состоящими из молниеприемников, токопроводников и заземлителей.

При гололеде, густом тумане, ветре свыше 6 баллов, ливневом дожде или

сильном снегопаде ведение кровельных работ не разрешается.

Работа по оштукатуриванию внутри помещения как непосредственно с пола, так и с инвентарных подмостей или передвижных станков. Подмости должны быть прочными и устойчивыми. Все рабочие, имеющие дело со штукатурными растворами, обеспечиваются спецодеждой и защитными приспособлениями (респираторами, очками и т.д.). Место растворонасосов и рабочее место оператора должны быть связаны исправно действующей сигнализацией. Растворонасосы, компрессоры и трубопроводы подвергаются испытанию на полторократное рабочее давление. Исправность оборудования проверяют ежедневно до начала работ.

При производстве малярных и обойных работ необходимо выполнять следующие требования по охране труда. Окраска методом пневматического распыления, а также быстросохнущими лакокрасочными материалами, содержащими вредные летучие растворители, выполняется с применением респираторов и защитных очков; необходимо следить, чтобы при работе с применением быстросохнущих лаков и масляных красок помещения хорошо проветривались. При применении нитрокрасок должно быть обеспечено сквозное проветривание. Пребывание рабочих в помещении, свежеекрашенном масляными и нитрокрасками, более 4-х часов недопустимо. Все аппараты и механизмы, работающие под давлением, должны быть испытаны и иметь исправные манометры и предохранительные клапаны.

Для обеспечения электробезопасности при работе в помещении необходимо ограждать токоведущие части установки во избежания случайного прикосновения к ним; работа с установками и инструментами находящимися под напряжением, следует выполнить в присутствии второго лица. Части электрооборудования, которые могут оказаться под напряжением, должны быть заземлены.

В системе мероприятий по улучшению условий труда важное место занимает организация санитарно-бытового обслуживания работающих.

Подготовка к эксплуатации санитарно-бытовых помещений и устройств должна быть закончена до начала производства работ. В санитарно-бытовых помещениях должна быть аптечка с медикаментами, носилки, фиксирующие

шины и другие средства оказания пострадавшим первой медицинской помощи.

В состав санитарно-бытовых помещений входят гардеробные, душевые, умывальные, санузлы, помещения для обогрева, сушки одежды, приема пищи.

Расположение, устройство и оборудование санитарно-бытовых помещений должно соответствовать числу работающих на стройплощадке, применительно к графику движения рабочей силы, отдаленности их от рабочих мест, числу смен, времени перерывов как обеденных, так и между сменами, а также условиями пользования отдельными видами санитарно-бытовых устройств.

Санитарно-бытовые помещения размещаются в специальных зданиях сборно-разборного и передвижного типа.

Передвижные санитарно-бытовые помещения оборудуются мебелью и необходимым инвентарем, которые прочно прикрепляются к полу и стенам.

Гардеробные для хранения домашней и рабочей одежды, санузлы, душевые, умывальные оборудуются отдельно для мужчин и женщин.

Санитарно-бытовые помещения оборудуются внутренним водопроводом, канализацией и отоплением.

Все строительные рабочие обеспечиваются доброкачественной питьевой водой, отвечающей требованиям действующих санитарных правил и нормативов.

Расчет площадей санитарно-бытовых помещений приведен в Организационно-строительной части проекта.

6.2 Безопасность в чрезвычайных ситуациях

Под чрезвычайной ситуацией понимается такое состояние объекта, определенной территории или акватории, при котором в результате возникновения источника чрезвычайной ситуации нарушаются нормальные условия жизни и деятельности людей, возникает угроза их жизни или здоровья, наносится ущерб имуществу и окружающей природной среде.

На участке строительства объекта: "жилой дом переменной этажности (5-6 этажей) на 58 квартир в г. Пензе" наиболее вероятная чрезвычайная ситуация – это возникновение пожара.

Причиной пожара могут стать неосторожные действия людей, несоблюдение

мер пожарной безопасности в местах работы (использование неисправной техники и электроприборов). Пожар может быть следствием аварийной ситуации, катастрофы, взрыва.

В обеспечении пожарной безопасности особое внимание должно уделяться противопожарной подготовке инженерно-технических работников, служащих и рабочих.

До начала основных строительных работ строительную площадку обеспечивают постоянным водопроводом и устанавливают пожарные гидранты вдоль дорог и проездов на расстоянии не более 100 м один от другого и не более 5 м от стен здания. Места установки гидрантов обозначают сигнальными указателями.

На отдельных участках строительства, кроме того, оборудуют пожарные щиты, которые имеют следующие пожарные оборудования: топоры, ломы, лопаты, багры, металлические ведра, окрашенные в красный цвет и огнетушители.

Средства пожаротушения необходимо содержать в исправном состоянии, а подступы к нему оставляют свободными. Рабочие должны быть ознакомлены с действиями и мерами по тушению пожара.

Во избежание случаев возгорания запрещается курить вблизи легко воспламеняемых материалов, хранить в кабинах автомашин бензин, керосин, взрывчатые вещества.

В случае возникновения пожара люди и техника должны быть эвакуированы из зоны возможного распространения огня. Работы по локализации и ликвидации пожара начинаются с разведки очагов пожаров и путей подхода к ним. Необходимо вызвать специальные пожарные команды, а до их приезда срочно самим начать тушение местными средствами пожаротушения: огнетушителями, песком.

Очень важно как можно быстрее оценить обстановку, предугадать развитие пожаров и на этой основе принять правильное решение по их локализации и тушению.

Пожарные подразделения в первую очередь тушат и локализируют пожары там,

где находятся люди. Одновременно с тушением пожара эвакуируют людей.

Ликвидация последствий стихийных бедствий, аварий, катастроф организуется под руководством специально создаваемых комиссий по чрезвычайным ситуациям.

6.3 Охрана окружающей среды

Строительство зданий и сооружений оказывает большое влияние на окружающую среду. Их появление вызывает значительные изменения в воздушной и водной среде, в состоянии грунтов участка строительства. Меняется растительный покров - на смену уничтожаемому природному приходят искусственные посадки. Меняется режим испарения влаги. Средняя температура в районе застройки постоянно выше, чем вне ее.

Непродуманные технологии, организация и само производство работ определяют большие затраты энергии и материалов, высокую степень загрязнения окружающей среды. Процесс строительства является относительно непродолжительным. Взаимодействие здания или сооружения с окружающей средой, его характер и последствия определяется в период длительной эксплуатации. Отсюда вытекает важность этого периода в определении экономичности объекта, т.е. каким образом отразится на состоянии окружающей среды не только появление, но и его длительное функционирование.

Согласно Российскому законодательству все министерства и ведомства, предприятия и организации при планировании, проектировании и строительстве обязаны осуществлять мероприятия, направленные на охрану окружающей среды, представляющие собой систему мер, которые поддерживают рациональное взаимодействие между природой и человеком. Эти меры должны сохранять и восстанавливать природные богатства, рационально использовать природные ресурсы, а так же предпринимать прямое и косвенное воздействие результатов деятельности общества на природу и воздействия на здоровье человека.

В процессе проектирования жилого дома переменной этажности (5-6 этажей) в г. Пензе необходим тщательный учет экономических последствий принимаемых

решений. Экологический подход должен характеризовать проектирование, строительство, и эксплуатацию здания. При проектировании, в свою очередь, он должен быть выдержан при решении как объемно-планировочном, так и конструктивном; при выборе материалов для строительства, при определении технологии возведения и т.д.

Усилия всех руководящих органов, как центральных, так и на местах, должны быть направлены на то, чтобы рачительное отношение к природе стало предметом постоянной заботы коллективов, руководителей и специалистов всех отраслей хозяйства, нормой повседневной жизни людей.

Практическое осуществление задач по охране окружающей среды может быть успешным только при условии объединения усилий специалистов всех отраслей народного хозяйства, основанных на четком понимании экологических проблем и знаниях, которые были получены в процессе обучения в школе и высшем учебном заведении. От специалистов строителей зависит характер воздействия на окружающую среду гражданских и промышленных зданий и их комплексов - промышленных объектов, городов и поселков. Инструкцией о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений (СНиП 11-01-95) уже предусмотрена разработка мер по рациональному использованию природных ресурсов. Природоохранные требования введены и в ряд других нормативных документов (СП 116.13330.2012, СП 70.13330.2012 и др.).

К мероприятиям по охране окружающей природной среды относятся все виды деятельности человека, направленные на снижение или полное устранение отрицательного воздействия антропогенных факторов, сохранение, совершенствование и рациональное использование природных ресурсов.

Мерой успеха в достижении указанных целей являются экологические, экономические и социальные результаты. Экологический результат - это снижение отрицательного воздействия на окружающую среду, улучшение ее состояния. Он определяется снижением концентрации вредных веществ, уровня радиации, шума и других неблагоприятных явлений.

Экономические результаты определяют рациональное использование и

предотвращение уничтожения или потерь природных ресурсов, живого и овеществленного труда в производственной и непроизводственной сферах хозяйства, а также в сфере личного потребления.

Социальный результат может быть выражен в повышении физического стандарта, характеризующего население, сокращении заболеваний, увеличении продолжительности жизни людей и периода их активной деятельности, улучшении условий труда и отдыха, сохранении памятников природы, истории и культуры, создании условий для развития и совершенствования творческих возможностей человека, роста культуры.

6.3.1 Охрана атмосферного воздуха

При строительстве жилого дома переменной этажности (5-6 этажей) в г. Пензе должны быть соблюдены следующие требования по предотвращению запыленности воздуха:

Не допускается сбрасывание отходов и мусора с этажей зданий без применения закрытых лотков и бункеров-накопителей.

Для хранения цемента необходимо использовать бункера и контейнеры во избежание попадания в окружающую среду цементной пыли.

Кавальеры котлованов при разработке грунта в сухой и жаркий период необходимо смачивать водой для уменьшения пыли на строительной площадке.

Работы, связанные с большим выделением газов в атмосферу, следует вести с учетом направления ветра.

Погрузоразгрузочные работы с пылевидными материалами (цемент, известь) рекомендуется выполнять с максимальным использованием специализированного транспорта (автоцементовозы, цистерны с пневмовыгрузкой, пневмотранспортные установки), позволяющие снизить запыленность воздушной среды.

Одним из основных источников загрязнения атмосферы является открытый склад песка. Песок используется для приготовления отделочных растворов. При разгрузке и хранении песка происходят выбросы в атмосферу пыли неорганической.

6.3.2 Охрана водных ресурсов от истощения и загрязнения

В целях предотвращения загрязнения вод предусмотрены следующие мероприятия:

Безопасность хранения опасных и вредных веществ и материалов, баллонов со сжатым газом обеспечивается складированием в закрытых и вентилируемых помещениях, размещением их с учетом «розы ветров», изоляцией от пунктов приема пищи и водоемов.

Предусмотрены мероприятия защиты строительных материалов и конструкций от ветра и осадков (закрытые склады и навесы).

К ливневому периоду года подготовлен отвод весенних вод от строительной площадки.

Площадка снабжена урнами и емкостями для сбора горючих отходов, с последующим выводом их на специализированные предприятия города и утилизация их там.

До начала строительных работ необходимо спланировать площадку, чтобы дождевые воды были удалены за ее пределы.

Проектом предусмотрена бытовая канализация с отводом сточных вод в существующую канализационную сеть города.

6.3.3 Охрана и рациональное использование земельных ресурсов

Для охраны земель при строительстве и эксплуатации объекта проектом предусмотрены следующие мероприятия:

Компактное размещение требуемых площадок.

При выполнении планировочных работ почвенный слой, пригодный для последующего использования, должен предварительно сниматься и складироваться в специально отведенных местах, с использованием при благоустройстве.

Планировочные работы проводят только на территории, указанной в проекте, так же на этой территории располагаются все временные здания и сооружения, необходимые для строительства.

На территории строительной площадки не допускается сведение древесно-кустарниковой растительности и засыпка грунтом корневых шеек и стволов растущих деревьев и кустарников не предусмотренное проектной документацией.

Рациональное использование земель при временном складировании строительных отходов и своевременный вывоз их в специально отведенные места.

Согласно планировочным решениям проекта необходимо своевременно произвести рекультивацию земель, нарушенных при строительстве.

После завершения строительства на территории объекта должен быть убран строительный мусор. Во избежание загрязнения почв, запрещается производить захоронение строительного мусора и других токсичных отходов.

Должны быть выполнены планировочные работы и проведено благоустройство участка. Проектом предусматривается посадка деревьев, кустарников и газонов.

Выполнение вышеперечисленных мероприятий обеспечивает охрану окружающей среды не только в период строительства, но и в период эксплуатации объекта.

7 НИР на применение сравнительного анализа вариантов армирования многопустотной плиты перекрытия

7.1 Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы (1 вариант)

Данный расчет производится в расчетно - конструктивном разделе (2).

7.2 Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы (2 вариант)

Расчетный пролет и нагрузки

Подсчет нагрузок производится аналогично первому варианту.

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Многопустотную предварительно напряженную плиту армируют проволоочной арматурой класса Вр-1200 с электротермическим натяжением на упоры форм. К трещиностойкости плит предъявляют требования третьей категории. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении. Бетон тяжелый класса В30 соответствующий напрягаемой арматуре. Нормативная призмная прочность $R_{bn}=R_{b,ser}=22,0$ МПа, расчетная $R_b=17,0$ МПа, коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2}=0,9$; нормативное сопротивление при растяжении $R_{btm}=R_{bt,ser}=1,75$ МПа, расчетное $R_{bt}=1,15$ МПа, начальный модуль упругости бетона $E_b=32\ 500$ МПа. Передаточная прочность бетона R_{bp} устанавливается так, чтобы при обжатии отношение напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp}\leq 0,755$.

Арматура продольных ребер класса Вр-1200, нормативное сопротивление $R_{sn}=1200$ МПа, расчетное сопротивление $R_s=1000$ МПа; модуль упругости $E_s=200\ 000$ МПа. Предварительное напряжение арматуры принимаем равным: $\sigma_{sp} = 0,755R_s = 0,755 \cdot 1000 = 755$ МПа.

Проверяется положение нейтральной оси:

$$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) = 17 \cdot 1000 \cdot 1,46 \cdot 0,03 \cdot \left(0,19 - \frac{0,03}{2} \right) = 130,3 \text{ кНм} >$$

$$> M = 52,44 \text{ кНм.} \quad (7.1)$$

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами: $b'_f = 1,46 \text{ м}$, $h'_f = 0,03 \text{ м}$, $h_0 = 0,19 \text{ м}$.

Вычисляется табличный коэффициент α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{5244000}{17 \cdot 146 \cdot 19^2 \cdot 100} = 0,06. \quad (7.2)$$

Граничная высота сжатой зоны бетона при $\sigma_{sp}/R_s \approx 0,75$ и арматуре Вр-1200:

$$\begin{aligned} \xi_R &= 0,42 \\ \alpha_R &= \xi_R (1 - \xi_R/2) = 0,42 \cdot (1 - 0,42/2) = 0,332. \end{aligned} \quad (7.3)$$

Проверяется выполнение условия $\alpha_m = 0,06 \leq \alpha_R = 0,332$, следовательно, сжатая арматура не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны:

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,06} = 0,062; \\ \xi / \xi_R &= 0,062 / 0,42 = 0,15. \end{aligned} \quad (7.4)$$

Так как условие $\xi \leq \xi_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s3} , учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,15 = 1,21 > 1,1. \quad (7.5)$$

Принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_{sp,mp} = \frac{\xi R_b b'_f h_0}{\gamma_{s3} R_s} = \frac{0,062 \cdot 17 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,19}{1,1 \cdot 1000 \cdot 10^3} = 0,000266 \text{ м}^2 = 2,66 \text{ см}^2. \quad (7.6)$$

Принимаем 6 Ø 8 Вр-1200, $A_{sp,f} = 3,02 \text{ см}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений плиты

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (7.7)$$

где Q – поперечная расчетная сила в рассматриваемом сечении;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую бетоном Q_b :

$$Q_b = M_b / c \quad (7.8)$$

$$M_b = 1,5\varphi_n R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19^2 = 27,01 \text{ кН} \quad (7.9)$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь:

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 755 \cdot 10^3 \cdot 3,02 \cdot 10^{-4} = 228 \text{ кН}. \quad (7.10)$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения:

$$\varphi_n = 1 + 1,6 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right) - 1,16 \left(\frac{P}{R_b A_1} \right)^2 = 1 + 1,6 \cdot 0,176 - 1,16 \cdot 0,176^2 = 1,25 \quad (7.11)$$

где A_1 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки:

$$A_1 = b h = 0,22 \cdot 0,347 = 0,076 \text{ м}^2; \quad (7.12)$$

$$P/R_b A_1 = 228 / (17 \cdot 10^3 \cdot 0,076) = 0,176 \text{ м}^2; \quad (7.13)$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{27,01}{7,9}} = 1,8 \text{ м}. \quad (7.14)$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5q_v = 9,36 - 0,5 \cdot 2,925 = 7,9 \text{ кН/м}. \quad (7.15)$$

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

$$= \sqrt{\frac{M_b}{q_1}}. \text{ При этом должны выполняться условия: } h_0 < c < 3h_0.$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 180 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см}.$$

Верхнее условие не выполняется.

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

$$Q_b = M_b / c = 27,01 / 0,57 = 47,4 \text{ кН}. \quad (7.16)$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия:

$$Q_{b,max} \geq Q_b \geq Q_{b,min} \quad (7.17)$$

$$Q_b = 47,4 \text{ кН} > Q_{b,min} = 0,5 R_{bt} b h_0 = 0,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,19 \cdot 0,347 = 37,9 \text{ кН};$$

$$Q_b = 47,4 \text{ кН} < Q_{b,max} = 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,19 \cdot 0,347 = 189,5 \text{ кН.}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем $Q_b = 47,4 \text{ кН}$.

Вычисляем поперечную силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw} :

Усилие Q_{sw} определяется по формуле $Q_{sw} = 0,75q_{sw}c_0$ в зависимости от величины:

$$Q_{bl} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2\sqrt{27,01 \cdot 7,9} = 29,2 \text{ кН.} \quad (7.18)$$

Проверяем условие:

$$Q_{bl} = 29,2 \text{ кН} < \varphi_n R_{bt}bh_0 = 1,25 \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,347 \cdot 0,19 = 94,7 \text{ кН.} \quad (7.19)$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле:

$$q_{sw} = (Q_{max} - Q_{b,min} - 3h_0q_1)/1,5h_0 = (31,33 - 37,9 - 3 \cdot 0,19 \cdot 7,9)/(1,5 \cdot 0,19) = -38,9 \text{ кН/м.} \quad (7.20)$$

Поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

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

7.3 Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики приведенного сечения. Расчет выполняется аналогично первому.

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

Уровень предварительного напряжения для горячекатаной и термомеханически-упрочненной арматуры назначается так, чтобы соблюдались условия:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &\leq 0,9R_{s,ser}; \\ \sigma_{sp} &\geq 0,3R_{s,ser}. \end{aligned} \quad (7.21)$$

Коэффициент точности натяжения арматуры принимаем $\gamma_{sp}=1$.

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

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 1200 = 960 \text{ МПа.} \quad (7.22)$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Первые потери

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

$$\Delta\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 960 = 28,8 \text{ МПа}; \quad (7.23)$$

$\Delta\sigma_2$ – потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами:

$\Delta\sigma_2 = 0$, т.к. форма пропаривается пропарочной камере вместе с изделием;

$\Delta\sigma_3$ – потери от деформации формы:

$\Delta\sigma_3 = 0$, в расчетах не учитываются, т.к. учтены в расчете удлинений арматуры;

$\Delta\sigma_4$ – потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры:

$\Delta\sigma_4 = 0$, в расчетах не учитываются, т.к. учтены в расчете полных удлинений стержней;

Суммарные первые потери преднапряжения:

$$\Delta\sigma_{sp(l)} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4 = 28,8 + 0 + 0 + 0 = 28,8 \text{ МПа}. \quad (7.24)$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(l)}) = 3,02 \cdot 10^{-4}(960 - 28,8) \cdot 10^3 = 281,2 \text{ кН}. \quad (7.25)$$

Вторые потери

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

$$\Delta\sigma_5 = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 20 \cdot 10^4 = 40 \text{ МПа}. \quad (7.26)$$

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

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

$$\sigma_{sp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_0}{J_{red}} = \frac{281,2 \cdot 10^3}{1782 \cdot 10^{-4}} + \frac{281,2 \cdot 10^3 \cdot 0,08 \cdot 0,11}{129551 \cdot 10^{-8}} = 3,49 \text{ МПа.} \quad (7.27)$$

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

$$\sigma_{bp} = 3,63 \text{ МПа} < 0,9 R_{bp} = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ МПа.} \quad (7.28)$$

Требование выполняется.

Определим напряжение в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры при $y_0 = e_{op} = 0,08$ м. Из *таблицы 2.1* нагрузка от веса 1 м² плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете $l_0 = 6,695$ м.

$$M_{св} = \frac{3 \cdot 1,5 \cdot 6,695^2}{8} = 25,2 \text{ кНм;} \quad (7.29)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 e_{op} - M_{св}) e_{op}}{J_{red}} = \frac{281,2 \cdot 10^3}{1782 \cdot 10^{-4}} + \frac{(281,2 \cdot 10^3 \cdot 0,08 - 25200) \cdot 0,08}{129551 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= 1,41 \text{ МПа.} \quad (7.30)$$

$\Delta\sigma_6$ – потери от ползучести арматуры;

$$\Delta\sigma_6 = \frac{0,8\alpha\varphi_{b,cr}\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0,8 \cdot 6,2 \cdot 2,3 \cdot 1,41}{1 + 6,2 \cdot 0,0017 \left(1 + \frac{0,11^2 \cdot 1782 \cdot 10^{-4}}{129551 \cdot 10^{-8}}\right) (1 + 0,8 \cdot 2,3)} = 14,9 \text{ МПа, где} \quad (7.31)$$

коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b \approx 6,2$; эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{sp} = y_0 - a = 11 - 3 = 8$ см = 0,08 м; коэффициент армирования сечения $\mu_{sp} = A_{sp}/A = 3,02/1823 = 0,0017$; коэффициент ползучести бетона $\varphi_{b,cr} = 2,3$ (для бетона В30 и влажности 40-75%).

Суммарные вторые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_5 + \Delta\sigma_6 = 40 + 14,9 = 54,9 \text{ МПа.} \quad (7.32)$$

Полные потери:

$$\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)} = 28,8 + 54,9 = 83,7 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа.} \quad (7.33)$$

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

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = 960 - 100 = 860 \text{ МПа.} \quad (7.34)$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = 3,02 \cdot 10^{-4} \cdot 860 \cdot 10^3 = 259,72 \text{ МПа.} \quad (7.35)$$

Расчет трещиностойкости плиты

Этот расчет заключается в проверке условия о том, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, не образуются, если момент внешних сил M не превосходит момента внутренних усилий в сечении перед образованием трещин, т.е.

$$M \leq M_{crc}. \quad (7.36)$$

Вычисляем момент образования трещин M_{crc} , (кН·м) по приближенному способу ядерных моментов, по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}, \quad (7.37)$$

где M_{rp} – ядерный момент усилия обжатия, который определяется по формуле:

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 259,72(0,08 + 0,056) = 35,3 \text{ кНм.} \quad (7.38)$$

Тогда $M_{crc} = 1,75 \cdot 10^3 \cdot 0,015311 + 35,3 = 62,1 \text{ кНм}$.

Поскольку $M = 44,25 \text{ кНм} < M_{crc} = 62,1 \text{ кНм}$, трещины в растянутой зоне не образуются.

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

$$\gamma_{sp} P_1(e_{op} - r_{inf}) \leq R_{btp} W'_{pl}, \quad (7.39)$$

где $R_{btp}=1,1 \text{ МПа}$ – сопротивление бетона растяжению, соответствующее передаточной прочности бетона $15,5 \text{ МПа}$.

$$1,1 \cdot 282,2 \cdot (0,08 - 0,056) = 7,45 \leq 1,1 \cdot 10^3 \cdot 14721 \cdot 10^{-6} = 16,12 \text{ кНм},$$

условие выполняется, следовательно, начальные трещины не образуются.

7.4 Расчет прогиба плиты

Прогиб определяется от постоянной и длительной нагрузок, предельный прогиб $[f] = 3$ см согласно табл. 4 [31].

Вычисляем параметры, необходимые для определения прогиба плиты с учетом трещин в растянутой зоне.

Заменяющий момент равен моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = 41,73$ кНм. Суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma_{sp} = 1$; $N_{tot} = P_2 = 254,34$ кН.

Эксцентриситет $e_{s,tot}$ определим по формуле:

$$e_{s,tot} = M/N_{tot} = 41,73/254,34 = 0,16 \text{ м.} \quad (7.40)$$

Коэффициент, характеризующий неравномерность деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами ψ_s определим по формуле:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_l \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1, \quad (7.41)$$

где $\varphi_l = 0,8$ – коэффициент при длительном действии нагрузки;

φ_m – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1,75 \cdot 15311 \cdot 100}{4173000 - 3460000} = 3,8 > 1; \quad (7.42)$$

Принимаем $\varphi_m = 1$.

$$\text{Отсюда } \psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 - 1^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) 16/19} = 0,45 < 1.$$

Вычисляем кривизну оси при изгибе $\frac{1}{r}$ по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_s}, \quad (7.43)$$

здесь $\varphi_b = 0,9$; $\lambda_b = 0,15$ – при длительном действии нагрузок;

$A_b = (\gamma' + \xi) b h_0 = b_f' h_f' = 146 \cdot 3 = 438 \text{ см}^2$ при $A_s' = 0$ и допущении, что $\xi = h_f'/h_0$ – площадь сечения сжатой зоны бетона;

$z_1 \approx h_0 - 0,5 h_f' = 19 - 0,5 \cdot 3 = 17,5 \text{ см}$ – плечо внутренней пары сил.

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \frac{4173000}{19 \cdot 17,5 \cdot 100} \left(\frac{0,45}{20 \cdot 10^4 \cdot 4,71} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 32500 \cdot 438} \right) - \\ &- \frac{254340 \cdot 0,45}{19 \cdot 190000 \cdot 4,71 \cdot 100} = 4,9 \cdot 10^{-5} \end{aligned}$$

Вычисляем прогиб f по формуле:

$$f = \frac{5}{48} \ell_0^2 \frac{1}{r}. \quad (7.44)$$

$$f = \frac{5}{48} 669,5^2 \cdot 4,9 \cdot 10^{-5} = 2,3 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см}, \text{ следовательно, плита имеет}$$

допустимый прогиб.

Сравнительная таблица полученных расчетов

Виды рабочей напрягаемой арматуры	$A_{sp,тр\text{еб}}$, мм ²	$A_{sp,f}$, мм ²	$a_{срс}$, мм	f , мм
A800	3,82	4,71	-	2,3
Вр-1200	2,66	3,02	-	2,3

Вывод

Проанализировав 2 варианта армирования железобетонной многопустотной плиты перекрытия, эффективнее является арматура Вр-1200, так как требуемая площадь $A_{sp,тр\text{еб}} = 2,66 \text{ мм}^2$ (Вр-1200) $<$ $A_{sp,тр\text{еб}} = 3,82 \text{ мм}^2$ (А800), фактическая площадь $A_{sp,f} = 3,02 \text{ мм}^2$ (Вр-1200) $<$ $A_{sp,тр\text{еб}} = 4,71 \text{ мм}^2$ (А800), прогиб в первом и во втором случае одинаков.

Список используемой литературы

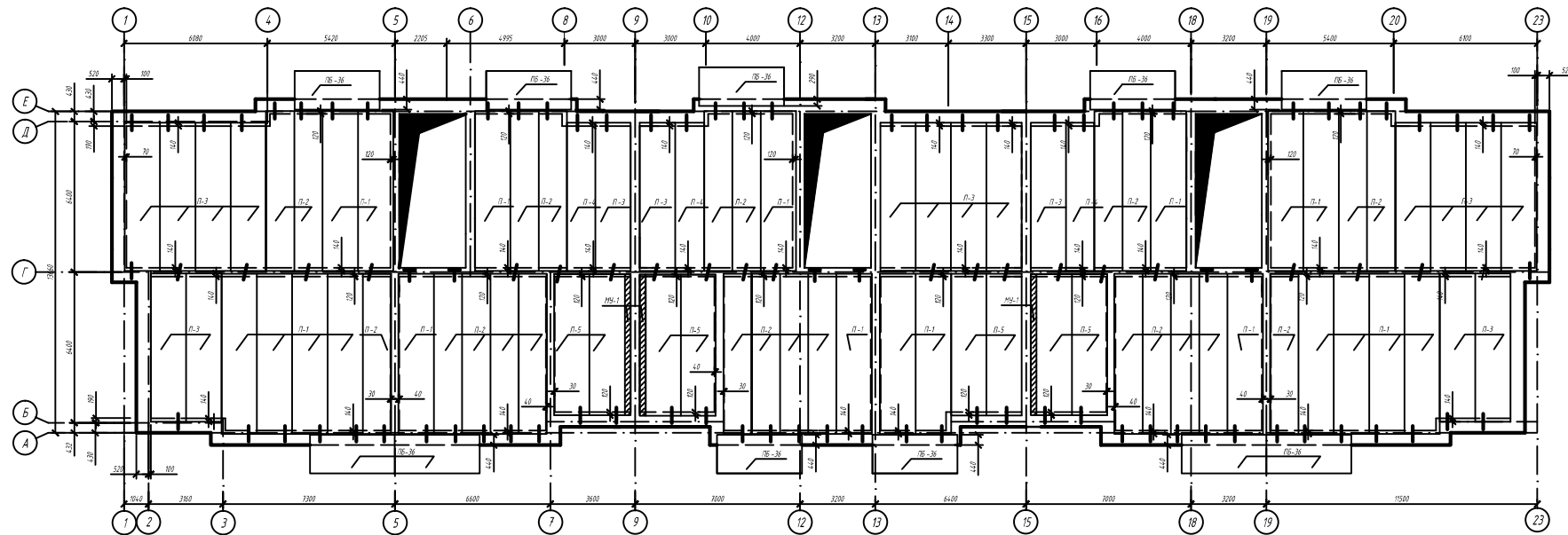
1. Анзигитов В. А. «Справочник строителя»; Том 2. - М.: 2007.
2. Бородачев Н.А. Автоматизированное проектирование железобетонных и каменных конструкций. М.: Стройиздат, 2002г.
3. Гаевой А.Ф., Усик С.А. Курсовое и дипломное проектирование. Промышленные и гражданские здания. Учеб. пособие для вузов /Под ред. А.Ф. Гаевого. - Л. Стройиздат, Ленинградское отделение, 1989. - 267 с.
4. ГОСТ 12.1.046-85 ССБТ. Строительство. «Нормы освещения строительных площадок».
5. ГОСТ 12.4.059-89. ССБТ. Строительство. «Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия».
6. ГОСТ 22853-86 «Здания мобильные инвентарные. Общие технические условия».
7. ГОСТ 25957-83 «Здания и сооружения мобильные инвентарные. Классификация».
8. ГОСТ 23407-78 «Ограждения инвентарных строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ. Технические условия».
9. ГОСТ 24258-88 «Средства подмачивания. Общие технические условия».
10. ГОСТ 24259-80 «Оснастка монтажная для временного закрепления и выверки конструкций зданий. Классификация и общие технические требования».
11. ГОСТ 26887-86 «Площадки и лестницы для строительного-монтажных работ. Общие технические условия».
12. ГОСТ 28012-89 «Подмости передвижные сборно-разборные. Технические условия».
13. Гусев Н.И., Пресняков А.В., Агафонкина Н.В. и др. Технология и организация возведения подземной части здания: Учебное пособие – Пенза: ПГУАС, 2007г. – 174 с.
14. Домке Э.Р., Чичкова В.К. «Средства обеспечения безопасности труда рабочих – строителей». Альбом схем. – М.: АСВ, 2002.

15. Коптев Д.В. и др. «Безопасность труда в строительстве». – М.: АСВ, 2007 – 352с.
16. Кузнецов А.Н., Муратова Н.В. Примеры расчета и проектирования фундаментов: Учебное пособие. – Пенза: ПГАСА, 2004. - 40 с.: ил.
17. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. М.: 1985.
18. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры М.: ЦИТП 1986.
19. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.1. М1986.
20. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84). Ч.2. М1986.
21. Порядок определения сметной стоимости строительства сводных (договорных) цен на строительную продукцию в условиях развития рыночных отношений - М.: Госстрой РФ, 2004 г.
22. Пресняков А. В., Агафонкина Н. В. «Разработка технологической карты комплексного механизированного технологического процесса». – Пенза: ПГУАС, 2009.
23. Пучков Ю.М., Гаврилов А.К. Проектирование жилого здания: Учебное пособие. - Пенза: ПГУАС, 2008.
24. ППБ 105-2003 «Правила пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ».
25. ПБ 10-382-00 «Правила устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов».
26. Сафьянов А.Н., Абрамова В.Н., Щербакова Л.В. Методические указания к выполнению курсовой работы по курсу «Экономика строительства» для специальности 290300.-Пенза: ПГАСА, 2001.

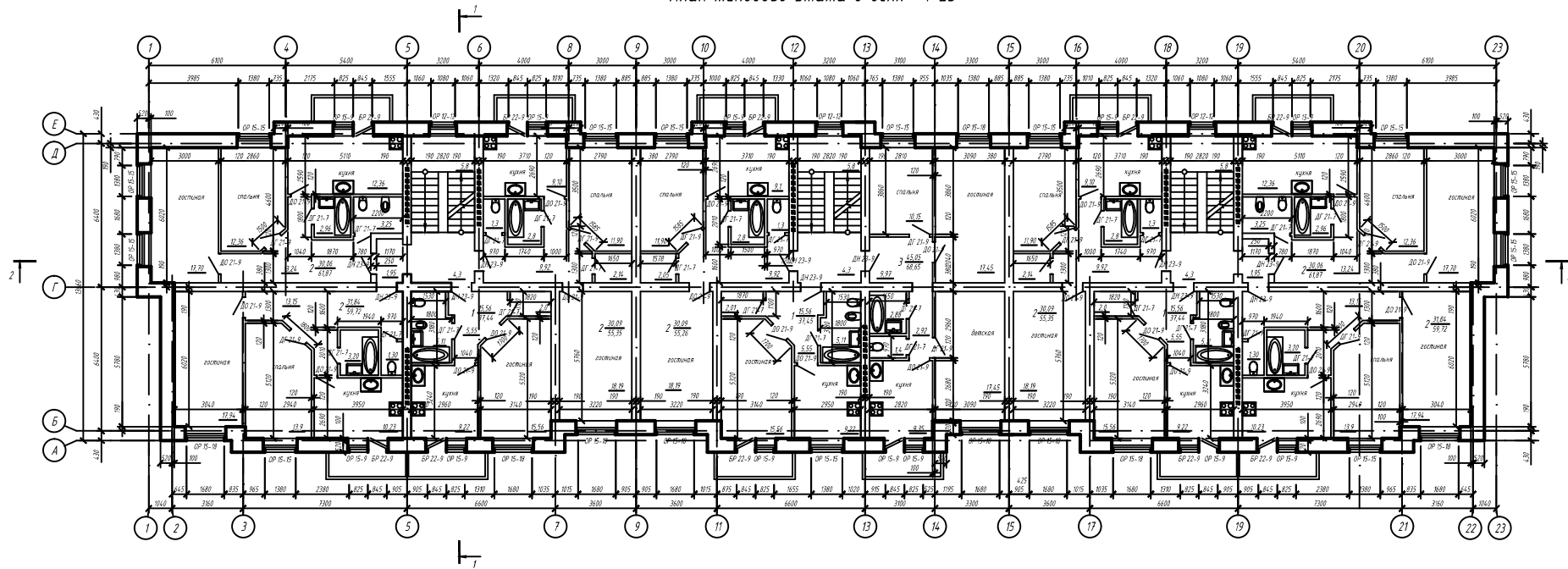
27. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М.: Минрегион России, 2011.
28. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003. М.: Минрегион России, 2012.
29. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2). - М.: Минрегион России, 2012.
30. СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений. - М.: Госстрой России, 1999.
31. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменением N 1). - М.: Минрегион России, 2012
32. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003. - М.: Минрегион России, 2012.
33. СП 22.13330.2011 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. - М.: Минрегион России , 2011.
34. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. - М.: Госстрой России, 2001.
35. СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве Часть 1. Общие требования». - М.: Госстрой России, 2001.
36. СНиП 12-04-2002 «Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство». - М.: Госстрой России, 2002.
37. СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004. М.: Минрегион России, 2011.
38. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87. М.: Минрегион России , 2012.
39. СП 12-136-2002 «Безопасность труда в строительстве. Решения по охране труда и промышленной безопасности в проектах организации строительства и проектах производства работ». - М.: Госстрой России, 2002.
40. СП 23-103-2003 Проектирование звукоизоляции ограждающих конструкций жилых и общественных зданий. - М.: Госстрой России, 2003.

41. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. - М.: Минрегион России, 2011.
42. СП 30.13330.2012 Внутренний водопровод и канализация Актуализированная редакция СНиП 2.04.01-85*. – М.: Минрегион России, 2012.
43. ТЕР 81-02-01-2001 Сборник 1. Земляные работы
44. ТЕР 81-02-07-2001 Сборник 7. Бетонные и железобетонные конструкции сборные.
45. ТЕР 81-02-06-2001 Сборник 6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные.
46. ТЕР 81-02-08-2001 Сборник 8. Конструкции из кирпича и блоков.
47. ТЕР 81-02-10-2001 Сборник 10, Деревянные конструкции.
48. ТЕР 81-02-11-2001 Сборник 11. Полы.
49. ТЕР 81-02-12-2001 Сборник 12. Кровля.
50. ТСЦм Сборники 1-4 2001.
51. EN 1990 Basis of structural design.
52. EN 1991 Actions on structures.
53. EN 1992 Design of concrete structures.
54. EN 1996 Design of masonry structures.

План перекрытия типового этажа



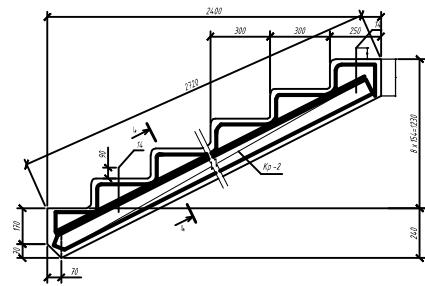
План типового этажа в осях "1-23"



Примечание:
Спецификация ж/б изделий см. пояснительную записку

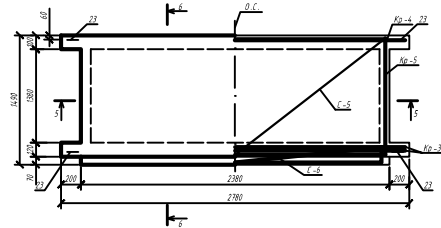
ВКР - 2069059-08.03.01-130910-2017	Жилой дом	этажности	Жилой дом
(5-6 эт.)	на 58 квартир	в г. Пензе	
Жилой дом	ВКР	2	8
План перекрытия типового этажа, план типовой			ПЧУАС каф. СК
этажа в осях "1-23"			ар. СТР-1-62

Лестничный марш ЛМ1

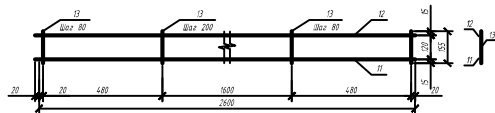


Лестничная площадка ЛП1

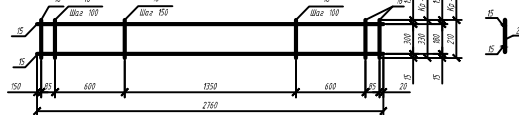
Опалубка. Армирование



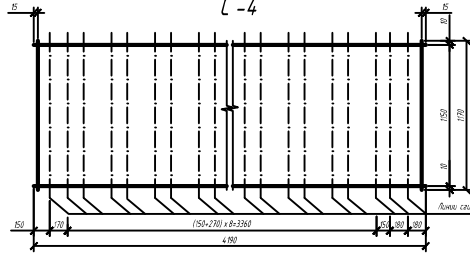
Кр-2



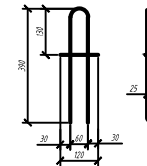
Кр-3, Кр-4



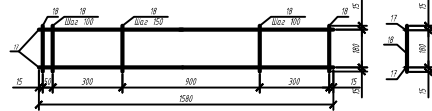
С-4



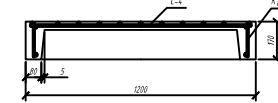
Поз.23



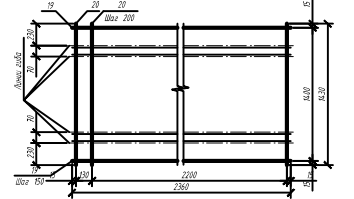
Кр-5



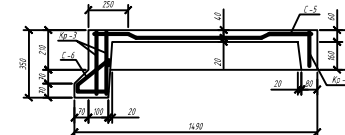
4-4



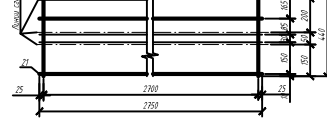
С-5



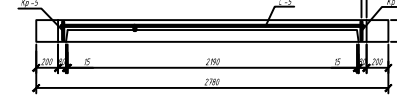
6-6



С-6



5-5



Спецификация ЛМ1 и ЛП1

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Приме- чание
		Лестничный марш ЛМ1			
		Сборочные единицы			
	КР 2	Сварной каркас	2	14,32	
	С 4	Сварная сетка	1	9,84	
		Итого:		24,16	
		Детали			
14		φ12 А240 l=1200	4	2,4	
		Итого:		2,4	
		С 4			
	ГОСТ 8478-81	φ4 Вр l=100 φ4 Вр l=100	1	9,84	
		Итого:		9,84	
		КР 2			
11	ГОСТ 5781-82*	φ16 А300 l=2600	1	4,1	
12	ГОСТ 5781-82*	φ12 А300 l=2600	1	2,3	
13	ГОСТ 5781-82*	φ6 А240 l=155	22	0,76	
		Итого:		7,16	
		Материалы			
		Бетон В 25	0,61		м³
		Всего:		26,56	
		Лестничная площадка ЛП1			
		Сборочные единицы			
	КР 3	Сварной каркас	2	13,32	
	КР 4	Сварной каркас	1	6,02	
	КР 5	Сварной каркас	2	6,9	
	С 5	Сварная сетка	1	2,32	
	С 6	Сварная сетка	1	2,0	
		Итого:		30,56	
		КР 3			
15	ГОСТ 5781-82*	φ12 А300 l=2760	2	4,9	
16	ГОСТ 5781-82*	φ6 А240 l=330	24	1,76	
		Итого:		6,66	
		КР 4			
15	ГОСТ 5781-82*	φ12 А300 l=2760	2	4,9	
16	ГОСТ 5781-82*	φ6 А240 l=210	24	1,12	
		Итого:		6,02	
		КР 5			
17	ГОСТ 5781-82*	φ12 А300 l=1580	2	2,8	
18	ГОСТ 5781-82*	φ6 А240 l=210	14	0,65	
		Итого:		3,45	
		С 5			
19	ГОСТ 6727-80	φ3 В500 l=2360	11	1,35	
20	ГОСТ 6727-80	φ3 В500 l=1430	13	0,97	
		Итого:		2,32	
		С 6			
21	ГОСТ 6727-80	φ3 В500 l=2750	11	1,57	
22	ГОСТ 6727-80	φ3 В500 l=440	19	0,43	
		Итого:		2,0	
		Детали			
23		φ12 А240 l=1000	4	1,92	
		Итого:		1,92	
		Материалы			
		Бетон В 25	0,54		м³
		Всего:		32,48	

Примечание:

Петля П-1 (поз.14) условно не разработана.

ИЗ	Исполнитель				
ПРОЕКТИРОВАНИЕ	Проектировщик				
КОНСТРУКЦИОННО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ОТДЕЛЕНИЕ	Конструктор				
ИЗМ. И Ф. ИЛИ ЛИСТ	Исполнитель				
ЭК	Эксперт				
СВЕТЛОТЕХНИКА	Светотехник				
СМ. И Ф. ИЛИ	Сметчик				
МР	Мастер				
КОНТРОЛЬ	Контроль				
ПОДПИСЬ	Подпись				

ВКР - 2069059-08.03.01-130910-2017

ЖИЛОЙ ДОМ ПЕРЕМЕННОЙ ЭТАЖНОСТИ

(5-6 эт) на 58 квартир в г. Пенза

Жилой дом

Лист 5

8

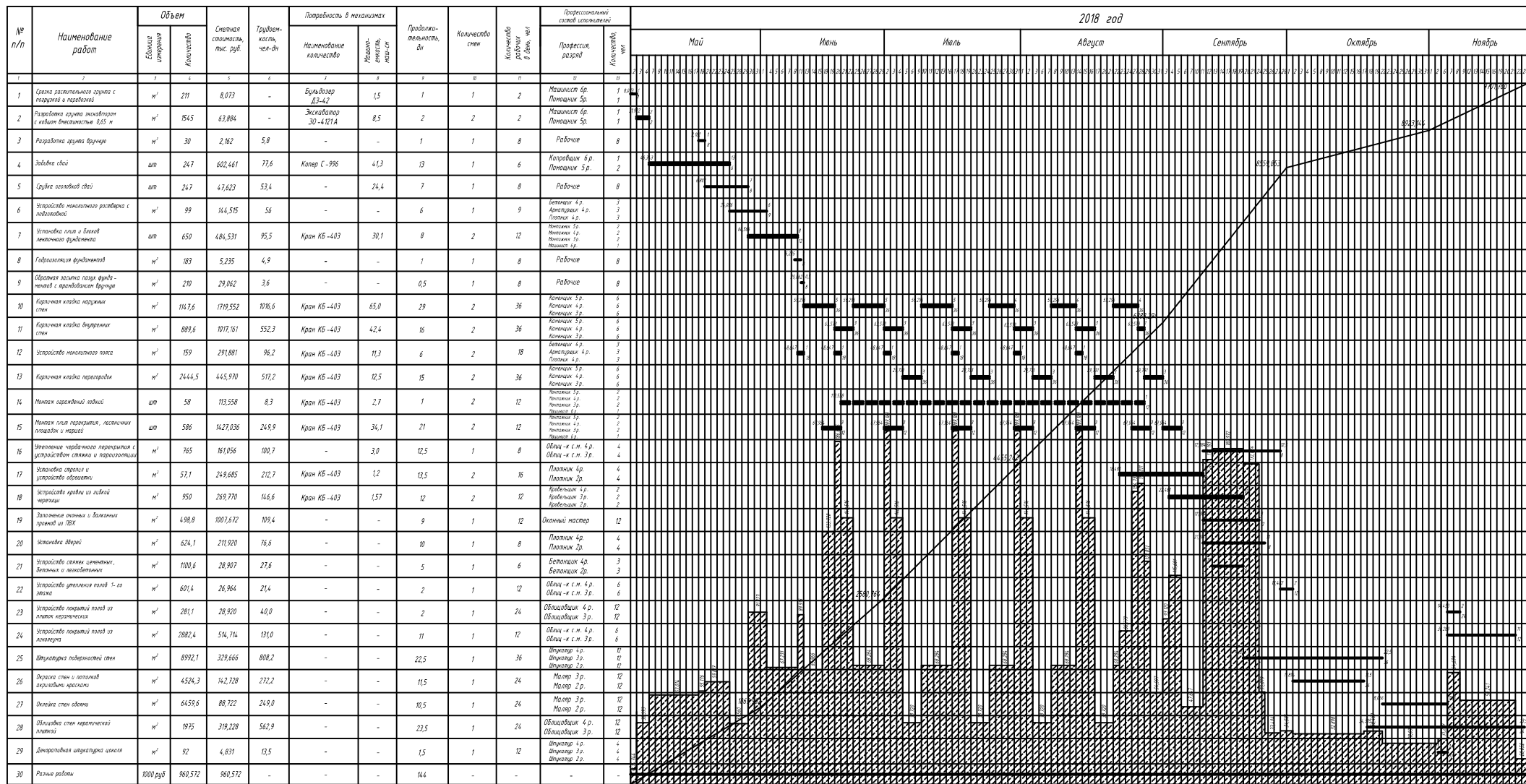
Жилой дом

Лестничные марши, лестничная площадка, 4-5, 5-6, С-4, С-5, С-6, КР-2, КР-3, КР-4, поз.23

ПГУАС каф. СК

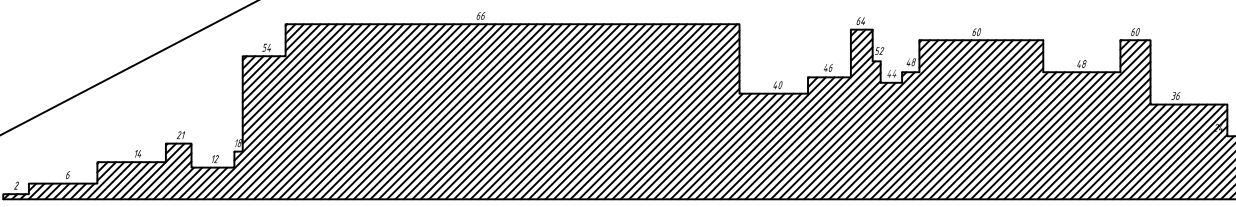
ар. СТР-1-42

Календарный план



Технико-экономические показатели

№ п/п	Наименование показателя	Един. изм.	Кол-во	№ п/п	Наименование показателя	Един. изм.	Кол-во
1	Сметная стоимость строительства	тыс. руб.	9701,80	7	Удельная машинистость	маш.-см./м ²	0,89
2	Нормативная продолжительность строительства	дн.	174	8	Выработка	тыс. руб./чел.-дн.	1,7
3	Продолжительность по проекту	дн.	144	9	Уровень механизации	%	41
4	Общая трудоемкость	чел.-дн.	5509,1	10	Коэффициент неравномерности движения силы		1,7
5	Общая машинистость	маш.-см.	279,57	11	Коэффициент себестоимости работ		1,8
6	Удельная трудоемкость	чел.-дн./м ²	1,8				



Условные обозначения

- график движения рабочей силы
- интегральный график капитальных вложений
- А - продолжительность, дни
- Б - капитальные вложения в день, тыс. руб.
- В - число исполнителей, чел.
- дифференциальный график капитальных вложений

ВКР - 2069059-08.03.01-130910-2017
Жилой дом переменного этажности
(5-6 эт) на 58 квартир в г. Пензе

Жилой дом

Исполнитель	Сметчик	Лист	Листов
ВКР	7	8	

Календарный план, технико-экономические показатели, условные обозначения

ПГУАС каф. СК
гр. СТР-1-42

