МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ПЕНЗЕНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ АРХИТЕКТУРЫ И СТРОИТЕЛЬСТВА»

ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Утверждаю:
Зав. кафедрой

_____
подпись, инициалы, фамилия

“.....”.....20 г.

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

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

Тема ВКР Проект жилого 9-этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г.Орск

Автор ВКР Судакова Е.Ю.
Обозначение ВКР-2069059-08.03.01-131086-17
Группа Ст1-44

Руководитель ВКР Жуков А.Н

Консультанты по разделам:
архитектурно-строительный Петрянина Л.Н.
расчетно-конструктивный Жуков А.Н.
основания и фундаменты Кузнецов А.А
технологии и организации строительства Карпова О.В.
экономики строительства Сафьянов А.Н.
вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности Разживина Л.П.
НИР Жуков А.Н.

Нормоконтроль Жуков А.Н.

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.**

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

Автор ВКР Судакова Е.Ю.

Группа Ст1-44

Тема ВКР Проект жилого 9-этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орск

Консультанты:

архитектурно-строительный раздел Петрянина Л.Н.

расчетно-конструктивный раздел Жуков А.Н

основания и фундаменты Кузнецов А.А,

технология и организация строительства Жуков А.Н.

экономика строительства Сафьянов А.Н,

вопросы экологии и безопасности жизнедеятельности Разживина Г.П.

НИР Жуков А.Н

I. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ВКР

1. Место строительства г. Орск

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

(указать отличие от типового или ранее разработанного проекта)

II. СОСТАВ ВКР

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

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

2.Расчетно-конструктивная часть должна состоять из:

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

3. Раздел технологии и организации строительства включает в себя:

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

4. Раздел экономики строительства включает в себя:

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

5.Вопросы экологии и безопасность жизнедеятельности.

III. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ВКР

Сроки выполнения ВКР устанавливаются с ____24 мая_____по __20 июня____20__17__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 4

1. АРХИТЕКТУРНЫЙ РАЗДЕЛ 5

1.1 Общая часть 6

1.2 Общая характеристика здания 7

1.3 Объемно-планировочные решения 7

1.3.1 Фундаменты 7

1.3.2 Наружные, внутренние стены и наружная отделка 7

1.3.4 Перегородки 8

1.3.5 Перекрытия и покрытия 8

1.3.6 Внутренняя отделка 8

1.3.7 Полы 8

1.3.8 Окна и двери 9

1.3.9 Кухни 9

1.3.10 Лестничная клетка 9

1.3.11 Лифты 10

1.3.12 Отопление 10

1.3.13 Водоснабжение 10

1.3.14 Канализация 11

1.3.15 Энергоснабжение 11

1.3.16 Мусоропровод 11

1.4 Технико-экономические показатели 12

1.5 Теплотехнический расчет стен наружного ограждения 14

1.6 Теплотехнический расчет покрытия 15

2. РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ 24

2.1 Проектирование многопустотной плиты перекрытия 25

2.2 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы 27

2.3. Расчет прочности наклонных сечений плиты 29

2.4. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы 32

2.5. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы 36
2.6. Проектирование железобетонного лестничного марша 41
2.7. Проектирование железобетонной плиты площадки 46
НИР 50
3. ОСНОВАНИЕ И ФУНДАМЕНТЫ 80
3.1.Проектирование свайного фундамента под колонну среднего ряда 82
3.2. Проектирование свайного фундамента под колонну крайнего ряда 86
3.3 Проектирование свайного фундамента под стену 87
3.4 Расчёт осадки свайного фундамента 88
4. ТЕХНОЛОГИЯ И ОРГАНИЗАЦИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ 93
4.1. Земляные работы 94
4.2. Технология забивки свай 95
4.3. Технология возведения монолитного железобетонного ростверка 100
4.4. Армирование монолитного железобетонного ростверка 100
4.5. Бетонирование 101
4.6. Укладка бетонной смеси 101
4.7. Контроль качества и приемка работ 102
4.8. Уплотнение бетонной смеси 103
4.9. Особенности производства бетонных работ при отрицательных температурах 104
4.10. Монтаж фундаментов и блоков стеновых 105
4.11. Плиты перекрытия 106
4.12. Монтажные работы 107
4.13. Каменные работы 109
4.14 Кровля 112
4.15 Требования к основанию под кровлю 113
4.16.Требования к изоляционным слоям 113
4.17. Расчет освещения 114
4.18. Определение параметров крана 117

4.19. Порядок состояния и оформления стройгенплана 121
4.20. Проектирование временных зданий 121
4.21. Расчет временного электроснабжения 122
4.22. Определение площади складов 124
4.23. Проектирование временного водоснабжения 126
5.Экономическая часть 127
5.1 Экономический раздел 128
6. Безопасность жизнедеятельности и охрана окружающей среды 129
6.1 Анализ опасных и вредных факторов 129
6.2 Требования безопасности во время работы 132
6.3 Требования безопасности в аварийных ситуациях 134
6.4 Требования безопасности по окончании работы 135
6.5 Мероприятия по охране окружающей среды 135
Список литературы 136

ВВЕДЕНИЕ

Жилищная проблема была и остается одной из важнейших проблем для Российской Федерации и Оренбургской области в частности. Единственно правильный путь преодоления настоящей проблемы – интенсивное строительство многоэтажных жилых домов.

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

У строительных организаций существует насущная потребность в крупных объемах строительно-монтажных работ с привлечением свободных трудовых ресурсов, особенно из числа безработных граждан.

В связи с обострившимися экологическими проблемами, чрезвычайно важно максимально рационально использовать природные условия строительной площадки.

Дипломный проект на тему: «Проект жилого 9-ти этажного дома на разных уровнях в г. Орске» раскрывает возможности проектирования зданий, максимально рационально вписанных в природные условия.

Геоэкологическое строительство предлагает и обосновывает вписывать фундаментные конструкции зданий в природную геологическую среду, не нарушая при этом общую экосистему и тем самым имеет целью сохранение природных ландшафтов и отличается от традиционного вписыванием инженерных конструкционных систем в геоморфологическую обстановку строительной площадки. Это предопределяет систему передачи массы возводимого сооружения к геоэкологической среде.

К тому же это благоприятствует и обеспечивает геоэкологическую защиту основания и способствует рациональному освоению подземного пространства.

1.Архитектурный раздел

Общая часть

Основным назначением архитектуры является создание благоприятной и безопасной для существования человека жизненной среды, характер и комфортабельность которой определялись уровнем развития общества, его культурой, достижениями науки и техники. Эта жизненная среда воплощается в зданиях, имеющих внутреннее пространство, комплексах зданий и сооружений, организующих наружное пространство: улицы, площади и города.

В современном понимании архитектура – искусство проектировать и строить здания, сооружения и их комплексы. Она организует все жизненные процессы. Вместе с тем, создание производственной архитектуры требует значительных затрат общественного труда и времени. Поэтому в круг требований, предъявляемых к архитектуре наряду с функциональной целесообразностью, удобством и красотой, входят требования технической целесообразности и экономичности. Кроме рациональной планировки помещений, соответствующим тем или иным функциональным процессам удобство всех зданий обеспечивается правильным распределением лестниц, лифтов, размещением оборудования и инженерных устройств (санитарные приборы, отопление, вентиляция). Таким образом, форма здания во многом определяется функциональной закономерностью, но вместе с тем она строится по законам красоты.

Сокращение затрат в строительстве осуществляется рациональными объемно-планировочными решениями зданий, правильным выбором строительных и отделочных материалов, облегчением конструкции, усовершенствованием методов строительства. Главным экономическим резервом в градостроительстве является повышение эффективности использования земли.

1.2 Общая характеристика здания

4-х секционный 9-ти этажный жилой дом имеет перепады высот вертикальных отметок в пределах каждой секции.

Это вызвано геологической ситуацией площадки строительства.

Здание имеет 4 подъезда, каждый из которых оборудован пассажирским лифтом, а также мусоропроводом.

Количественный и качественный состав запроектированных квартир:

1-комнатных: 20 квартир;

2-комнатных: 44 квартиры;

3-комнатных: 63 квартиры;

4-комнатных: 8 квартир.

Всего 135 квартир.

Общие площади квартир: от 49,16 м^2 до 110,43 м^2.

1.3 Объемно-планировочные решения

1.3.1 Фундаменты

Под жилой дом запроектированы свайные фундаменты. По свайному основанию запроектирован монолитный армированный ростверк. По монолитному ростверку фундамент выполняется из сборных бетонных блоков.

1.3.2 Наружные стены

Наружные стены запроектированы в виде многослойной кладки из силикатного кирпича по ГОСТ 379-95. Утеплитель – минераловатные плиты.

1.3.3 Наружная отделка

Наружная отделка выполняется без оштукатуривания поверхностей. Кладка наружного слоя многослойной конструкции стены выполняется с расшивкой швов.

1.3.4 Перегородки

Перегородки в помещениях запроектированы из силикатного кирпича по ГОСТ 379-95 толщиной 88 мм, а в ванных комнатах и санузлах из керамического кирпича по ГОСТ 530-95 толщиной 65 мм.

1.3.5 Перекрытия и покрытия

Перекрытия и покрытия запроектированы из типовых сборных пустотных железобетонных плит с предварительным напряжением арматуры. Применение сборных плит перекрытий и покрытий увеличивает скорость возведения зданий.

1.3.6 Внутренняя отделка

Внутренняя отделка: в квартирах стены оклеиваются обоями после штукатурки кирпичных стен. Кухни оклеиваются моющимися обоями, а участки стен над санитарными приборами облицовываются глазурованной плиткой. В санкабинах полы из керамической плитки. Стены и потолки окрашиваются клеевой краской за 2 раза на высоту 2,1 м и выполняется панель путем окраски эмалями за 2 раза.

1.3.7 Полы

Полы в жилых комнатах удовлетворют требованиям прочности, сопротивляемости износу, достаточной эластичности, бесшумности, удобству уборки. Покрытие пола в квартирах принято из линолеума на теплоизолирующей основе. Полы в ванных комнатах и санитарных узлах выполнены из керамической плитки. Стяжка выполняется из цементно-песчаного раствора.

1.3.8 Окна и двери

Окна и двери приняты по ГОСТ 23166-78* в соответствии с площадью комнат. Все жилые комнаты имеют естественное освещение. Комнаты в квартирах имеют отдельные входы. Для обеспечения быстрой эвакуации все двери открываются наружу по направлению движения на улицу исходя из условий эвакуации людей из здания при пожаре. Дверные коробки закреплены в проемах к антисептированым деревянным пробкам, закладываемым в кладку во время кладки стен. Двери оборудуются ручками, защелками и врезными замками.

1.3.9 Кухни

Кухни оборудованы вытяжной естественной вентиляцией.

Кухни оборудованы газовой плитой и санитарно-техническим прибором – мойкой.

1.3.10 Ванные комнаты и санитарные узлы

Ванные комнаты и санитарные узлы оборудованы вытяжной естественной вентиляцией.

Ванные комнаты и санитарные узлы отделываются керамической плиткой на высоту 2,1 м от уровня пола.

1.3.11 Лестничная клетка

Лестничная клетка запланирована как внутренняя повседневной эксплуатации, из сборных железобетонных элементов. Лестница двухмаршевая с опиранием на лестничные площадки. Уклон лестниц 1:2. С лестничной клетки имеется выход на кровлю по металлической лестнице, оборудованной огнестойкой дверью. Лестничная клетка имеет искусственное и естественное освещение через оконные проемы. Все двери по лестничной клетке и в тамбуре открываются в сторону выхода из здания по условиям

пожарной безопасности. Ограждение лестниц выполняется из металлических звеньев, а поручень облицован пластмассой.

1.3.12 Лифты

Система управления лифтов смешанная собирательная по приказам и вызовам при движении кабины вниз

Машинное отделение лифта размещается на кровле.

1.3.13 Отопление

Отопление и горячее водоснабжение запроектировано из магистральных тепловых сетей, с нижней разводкой по подвалу. Приборами отопления служат конвектора. На каждую секцию выполняется отдельный тепловой узел для регулирования и учета теплоносителя. Магистральные трубопроводы и трубы стояков, расположенные в подвальной части здания изолируются и покрываются алюминиевой фольгой.

1.3.14 Водоснабжение

Холодное водоснабжение запроектировано от внутриквартального коллектора водоснабжения с двумя вводами. Вода на каждую секцию подается по внутридомовому магистральному трубопроводу, расположенного в подвальной части здания, который изолируется и покрывается алюминиевой фольгой. На каждую секцию и встроенный блок устанавливается рамка ввода. Вокруг дома выполняется магистральный пожарный хозяйственно-питьевой водопровод с колодцами, в которых установлены пожарные гидранты.

1.3.15 Канализация

Канализация выполняется внутридворовая с врезкой в колодцы внутриквартальной канализации. Из каждой секции выполняются самостоятельные выпуска хозфекальной и дождевой канализации.

1.3.16 Энергоснабжение

Энергоснабжение выполняется от дворовой подстанции с запиткой каждой секции двумя кабелями: основным и запасным. Все электрощитовые расположены на первых этажах.

1.3.17 Мусоропровод

Мусоропровод внизу оканчивается в мусорокамере бункером-накопителем. Накопленный мусор в бункере высыпается в мусорные тележки и погружается в мусоросборные машины и вывозится на городскую свалку отходов. Стены мусорокамеры облицовываются глазурованной плиткой, пол металлический. В мусорокамере предусмотрены холодный и горячий водопровод со смесителем для промывки мусоропровода, оборудования и помещения мусорокамеры. Мусорокамера оборудована трапом со сливом воды в хозфекальную канализацию. В полу предусмотрен змеевик отопления. Вверху мусоропровод имеет выход на кровлю для проветривания мусорокамеры и через мусороприемные клапана удаление застоявшегося воздуха из лестничных клеток, а также дыма в случае пожара. Вход в мусорокамеру отдельный, со стороны улицы.

1.4 Технико-экономические показатели

Экономические показатели жилых зданий определяются их объемно-планировочными и конструктивными решениями, характером и организацией санитарно-технического оборудования. Важную роль играет запроектированное в квартире соотношение жилой и подсобной площадей, высота помещения, расположение санитарных узлов и кухонного оборудования. Проекты жилых зданий характеризуют следующие показатели:

строительный объем ($м^3$)

площадь застройки ($м^2$);

общая площадь ($м^2$);

жилая площадь ($м^2$);

$К_1$ – отношение жилой площади к общей площади, характеризует рациональность использования площадей.

$К_2$ – отношение строительного объема к общей площади, характеризует рациональность использования объема.

Строительный объем надземной части жилого дома с неотапливаемым чердаком определяют как произведение площади горизонтального сечения на уровне первого этажа выше цоколя (по внешним граням стен) на высоту, измеренную от уровня пола первого этажа до верхней площади теплоизоляционного слоя чердачного перекрытия.

Строительный объем подземной части здания определяют как произведение площади горизонтального сечения по внешнему обводу здания на уровне первого этажа, на уровне выше цоколя, на высоту от пола подвала до пола первого этажа.

Строительный объем тамбуров, лоджий, размещаемых в габаритах здания, включается в общий объем.

Общий объем здания с подвалом определяется суммой объемов его подземной и надземной частей.

Площадь застройки рассчитывают как площадь горизонтального сечения здания на уровне цоколя, включая все выступающие части и имеющие покрытия (крыльцо, веранды, террасы).

Жилую площадь квартиры определяют как сумму площадей жилых комнат плюс площадь кухни свыше 8-ми $м^2$.

Общую площадь квартир рассчитывают как сумму площадей жилых и подсобных помещений, квартир, веранд, встроенных шкафов, лоджий, балконов, и террас, подсчитываемую с понижающими коэффициентами: для лоджий – 0,5; для балконов и террас – 0,3.

Площадь помещений измеряют между поверхностями стен и перегородок в уровне пола. Площадь всего жилого здания определяют как сумму площадей этажей, измеренных в пределах внутренних поверхностей наружных стен, включая балкон и лоджии. Площадь лестничных клеток и различных шахт также входит в площадь этажа. Площадь этажа и хозяйственного подполья в площадь здания не включается.

Таблица 2.5 Технико-экономические показатели

Наименование	Показатель
Строительный объем подземной части, $V_{стр.подз.}$, $м^3$	4287
Строительный объем надземной части, $V_{стр.надз.}$, $м^3$	51725
Строительный объем общий, $V_{общ.}$, $м^3$	56012
Жилая площадь, $S_{жил.}$, $м^2$	5578
Общая площадь, $S_{общ.}$, $м^2$	10017
Площадь застройки, $S_{застр.}$, $м^2$	1754
Площадь здания, $S_{здан.}$, $м^2$	13633
$K_1 = S_{жил}/ S_{общ}$, $м^2/м^2$	0,557
$K_2 = V_{общ}/S_{общ}$, $м^3/м^2$	5,59

1.5 Климатические характеристики г. Орска

Согласно главам СНиП 2.01.01-85, СНиП 2.01.07-85 для района строительства приняты следующие расчетные параметры:

класс здания - 2;

степень долговечности - 2;

- климатический район – III,
- климатический подрайон- IIIA;
- температура наружного воздуха наиболее холодных суток (обеспеченностью 0,92) –38 ^{o}C;
- температура наружного воздуха наиболее холодной пятидневки (обеспеченностью 0,92) –31 ^{o}C;
- продолжительность отопительного периода 205 суток;
- нормативная снеговая нагрузка для IV географического района – 1,0 кПа (100 кгс/м^2);
- нормативный скоростной напор ветра для II географического района – 0,3 кПа (30 кгс/м^2);
- район строительства не сейсмичен.

1.6 Теплотехнический расчет

1.6.1 Общие положения

При проектировании ограждающих конструкций необходимо, чтобы их сопротивление теплопередаче было не менее величины, определяемой по санитарно-гигиеническим требованиям:

$$R_0 > R_0^{тр}, \qquad (2.1)$$

где R_0 – сопротивление ограждения теплопередаче, вычисляемое с учетом его конструкции, м^2·ºС/Вт;

$R_0^{тр}$ – требуемое сопротивление теплопередаче м^2·ºС/Вт;

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + R_k + \frac{1}{\alpha_н}, \qquad (2.2)$$

где $\alpha_в$ – коэффициент теплопередачи внутренней поверхности ограждения, Вт/м^2·ºС;

$R_к$ – термическое сопротивление ограждающей конструкции, м^2·ºС/Вт;

$\alpha_н$ – коэффициент теплоотдачи (для зимних условий) наружной поверхности ограждения, Вт/м^2·ºС.

Термическое сопротивление однородного ограждения определяется как сумма термических сопротивлений отдельных слоев по формуле:

$$R_k = \sum_{i=1}^{n} \frac{\delta_i}{\lambda_i}, \qquad (2.3)$$

где δ_i – толщина каждого слоя, м;

λ_i – расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, Вт/м·ºС;

n – число слоев.

Требуемое сопротивление ограждения теплопередаче вычисляют по формуле:

$$R_0^{тр} = \frac{n \cdot (t_в - t_н)}{\Delta t_n \cdot \alpha_в^н}, \quad (2.4)$$

где n – коэффициент, принимаемый в зависимости от положения наружной поверхности ограждающих конструкций по отношению к наружному воздуху;

$t_в$ – расчетная температура внутреннего воздуха, ºС;

$t_н$ – расчетная зимняя температура наружного воздуха, ºС;

$\Delta t_н$ – нормативный температурный перепад между температурой внутреннего воздуха и температурой внутренней поверхности ограждающей конструкции, ºС;

$\alpha_в$ – коэффициент теплопередачи внутренней поверхности ограждения, Вт/м^2·ºС;

Тепловая инерция, степень массивности ограждения вычисляется по формуле:

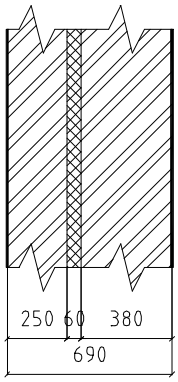
$$D = \sum_{i=1}^{n} R_i \cdot s_i, \quad (2.5)$$

где R_i – термическое сопротивление каждого слоя, м^2·ºС/Вт;

s_i – расчетный коэффициент теплоусвоения материала каждого слоя, м^2·ºС/Вт;

n – число слоев.

1.6.2 Расчет наружной стены



Расчетная температура внутреннего воздуха +20 °С;

средняя температура наиб. холодной пятидневки обеспеч. 0,92: -31 °С;

режим эксплуатации: нормальный;

условия эксплуатации Б;

$\alpha_в$=8,7 Вт/м^2·°С; $\alpha_н$=23 Вт/м^2·°С; n=1; $\Delta t^н$=11 °С.

Таблица 2.1 Подбор материалов конструкции наружной стены

Материал	δ, м	γ, кг/м^3	λ, Вт/м·°С	s, Вт/м^2·°С
Кирпич силикатный на цементно-песчаном растворе	0,25	1800	0,87	10,90
Минерало-ватная плита	0,06	50	0,06	0,48
Кирпич силикатный на цементно-песчаном растворе	0,38	1800	0,87	10,90

$$D = \frac{\delta}{\lambda} \cdot s; \qquad (2.6)$$

$$D = \frac{0,25}{0,87} \cdot 10,90 + \frac{0,06}{0,06} \cdot 0,48 + \frac{0,38}{0,87} \cdot 10,90 = 8,3732$$

D > 7, рассчитываем на среднюю температуру наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92: -31 °С.

$$R_k = \frac{0,25}{0,87} + \frac{0,06}{0,06} + \frac{0,38}{0,87} = 1,724 м^2 \cdot °С/Вт$$

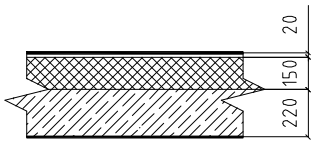
$$R_0 = \frac{1}{8,7} + 1,724 + \frac{1}{23} = 1,882 м^2 \cdot °С/Вт$$

Требуемое сопротивление теплопередаче:

$$R_0^{тр} = \frac{n \cdot (t_в - t_н)}{\Delta t \cdot a_в^н} = \frac{1 \cdot (20+31)}{6 \cdot 8,7} = 0,977 м^2 \cdot °С/Вт \quad (2.7)$$

R_0=1,882 м·°С/Вт > $R_0^{тр}$=0,977 м·°С/Вт, следовательно, конструкция стены удовлетворяет требованиям

1.6.3 Расчет толщины утеплителя чердачного покрытия



Объект: жилой дом в г. Орске.

Расчетная температура внутреннего воздуха +20 °С;

средняя наиболее холодной пятидневки обеспеченностью 0,92: -31 °С;

режим эксплуатации: нормальный;

условия эксплуатации Б;

$\alpha_в$=8,7 Вт/м^2·°С;

$\alpha_н$=12 Вт/м^2·°С;

n=1;

$\Delta t^н$=4,5 °С;

Таблица 2.2 Подбор материалов чердачного перекрытия

Материал	δ, м	γ, кг/м^3	λ, Вт/м·°С	s, Вт/м^2·°С
Известково-песчаная стяжка	0,02	1600	0,81	9,76
Гравий керамзитовый	0,15	800	0,21	3,60
Железобетонная плита	0,22	2500	2,04	16,95

$$D = \frac{0,02}{0,81} \cdot 9,76 + \frac{0,15}{0,23} \cdot 3,6 + \frac{0,22}{2,04} \cdot 16,95 = 4,417$$

Т. к. 7 > D > 4, расчет ведем на среднюю арифметическую величину температур: средней наиболее холодных суток, обеспеченностью 0,92 и средней наиболее холодной пятидневки, обеспеченностью 0,92.

$$t_н = \frac{-38 + (-31)}{2} = -34,5°C$$

$$R_0^{тр} = \frac{n \cdot (t_в - t_н)}{\Delta t \cdot a_в^н} = \frac{1 \cdot (20 + 34{,}5)}{4{,}5 \cdot 8{,}7} = 1{,}392 м^2 \cdot °С/Вт \quad (2.8)$$

Проведем расчет конструкции без учета утеплителя:

$$R_к^1 = \frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}22}{2{,}04} + \frac{0{,}02}{0{,}81} + \frac{1}{12} = 0{,}331 м^2 \cdot °С/Вт$$

Толщина $\delta_у$=(1,392-0,321)·0,23=0,918·0,21=0,193 м.

Принимаем $\delta_у$=0,2 м.

$$D = \frac{0{,}02}{0{,}81} \cdot 9{,}76 + \frac{0{,}2}{0{,}21} \cdot 3{,}6 + \frac{0{,}22}{2{,}04} \cdot 16{,}95 = 5{,}49$$

5,49 > D > 4, конструкцию перекрытия оставляем без изменений.

1.6.4 Определение показателя теплоусвоения поверхности пола

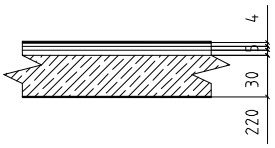


Таблица 2.3 Выбор материалов конструкции пола

Материал	δ, м	λ, Вт/м·°С	s, Вт/м²·°С	R_n, м·°С/Вт	D_n
Линолеум	0,004	0,38	8,56	0,011	0,090
Плита ДВП	0,005	0,16	4,43	0,031	0,138
Цементно-песчаная стяжка	0,03	0,93	11,09	0,032	0,357
Железобетонная плита	0,22	2,04	16,95	0,108	1,828

Для характеристики интенсивности теплового потока, идущего от нагревателя, соприкасающегося с полом, служит показатель теплоусвоения пола:

$$Y_n < Y_n^н, \quad (2.9)$$

где Y_n – показатель теплоусвоения поверхности пола, Вт/м^2·°С;

$Y_n^н$ – нормативный показатель теплоусвоения поверхности пола, Вт/м^2·°С;

$$Y_n = \frac{2 \cdot R_n \cdot s_n^2 + s_{n+1}}{0,5 + R_n \cdot s_{n+1}} \quad (2.10)$$

Для i-го слоя:

$$Y_i = \frac{4 \cdot R_i \cdot s_i^2 + Y_{i+1}}{1 + R_i \cdot Y_{i+1}} \quad (2.11)$$

Покрытие пола 1-й слой $D_1 > 0,5$

Для 2-х слоев $D_1+D_2 = 0,090+0,138 = 0,228 < 0,5$.

Для 3-х слоев $D_1+D_2+D_3 = 0,228+0,357 = 0,585 > 0,5$.

Расчет ведем со 2 слоя:

$$Y_2 = \frac{2 \cdot 0,331 \cdot 4,43^2 + 11,09}{0,5 + 0,331 \cdot 11,09} = 14,6 \text{Вт/м}^2 \cdot °\text{C}$$

При i=1:

$$Y_n = Y_1 = \frac{4 \cdot 0,010 \cdot 8,56^2 + 14,6}{1 + 0,010 \cdot 14,6} = 15,3 \text{Вт/м}^2 \cdot °\text{C}$$

$Y_n^н$=14 Вт/м^2·°С

Т. к. Y_n=15,3 Вт/м^2·°С > $Y_n^н$=14 Вт/м^2·°С, условие не выполняется.

Изменяем конструкцию пола.

Заменим материал стяжки (3-й слой) на керамзитобетон:

Таблица 2.4 Выбор материалов конструкции пола

Материал	δ, м	λ, Вт/м·°С	s, Вт/м^2·°С	R_n, м·°С/Вт	D_n
Керамзитобетон	0,03	0,26	3,78	0,115	0,436

Для 3-х слоев $D_1+D_2+D_3$ = 0,228+0,436 = 0,664 > 0,5.

Расчет ведем со 2 слоя:

$$Y_2 = \frac{2 \cdot 0{,}331 \cdot 4{,}43^2 + 3{,}78}{0{,}5 + 0{,}031 \cdot 3{,}78} = 8{,}096 \text{Вт/м}^2 \cdot °\text{C}$$

При i=1:

$$Y_n = Y_1 = \frac{4 \cdot 0{,}010 \cdot 8{,}56^2 + 8{,}096}{1 + 0{,}010 \cdot 8{,}096} = 10{,}2 \text{Вт/м}^2 \cdot °\text{C} < 14 \text{Вт/м}^2 \cdot °\text{C}$$

Конструкция пола удовлетворяет нормативным требованиям.

1.7 Решение генерального плана застройки

Архитектурно-планировочные решения генерального плана разработаны в соответствии с назначением проектируемого здания, с учетом рационального использования сложного рельефа, соблюдения санитарных и противопожарных норм.

Рельеф участка характеризуется отметками 215,00 ÷ 220,00. Генеральный план выполнен в масштабе 1: 500.

Подземные воды вскрыты скважинами на глубине 9,5 – 9,8 м. По грунтовым условиям на просадочность площадка относится к I типу.

По степени сложности инженерно-геологических условий площадка относится ко II категории. Грунты не обладают агрессивными свойствами к любым маркам бетона и к железобетонным конструкциям.

Планировочные отметки проектируемого здания определены с учетом рельефа местности и в увязке с инженерно-геодезическими отметками.

Водоотвод от здания осуществлен к лоткам автодорог с последующим выпуском в пониженные места рельефа. Для обеспечения необходимых санитарно-гигиенических условий на площадке намечен комплекс мероприятий по благоустройству и озеленению. На участках, свободных от застройки, предусматривается устройство газонов, свободно растущих кустарников, цветники, лиственных деревьев рядовой посадки.

Подземные сети водоснабжения, канализации, электрокабели и тепловые сети запроектированы в канале. Такая прокладка инженерных сетей обеспечивает удобство их обслуживания в процессе эксплуатации.

2.Расчётно-конструктивный раздел

2.1 Проектирование многопустотной плиты перекрытия

Исходные данные. Плиты перекрытий изготавливаются в заводских условиях из тяжелого бетона класса В25.

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

Нормативное сопротивление арматуры 800, согласно *табл. 15 приложения,* R_{sn} = 785 МПа; расчетное сопротивление R_{sn}=680МПа ($680 \cdot 10^3$ кН/м^2); модуль упругости E_s=$1{,}9 \cdot 10^5$ МПа ($1{,}9 \cdot 10^8$ кН/м^2).

Бетон тяжелый класса В25, согласно *табл. 2 приложения,* R_b = 14,5 МПа ($14{,}5 \cdot 10^3$ кН/м^2), E_b = $30{,}5 \cdot 10^3$ МПа ($30{,}0 \cdot 10^6$ кН/м^2); R_b= 1,6 МПа ($1{,}6 \cdot 10^3$кН/м^2); R_{bt} = 1,05 МПа ($1{,}05 \cdot 10^3$кН/м^2).

Проектируемая плита должна рассчитываться по предельным состояниям первой и второй групп для работы конструкции в стадиях изготовления, транспортирования, монтажа, эксплуатации.

Установление размеров и расчетного пролета плиты

Принятые размеры опирания на стену b_c = 120 мм. Расчетный пролет плиты при ее опирании на кирпичные стены:

$$l_0 = L - b_c \cdot 2 = 6220 - 240 = 5980 \text{ мм},$$

$$h \approx \frac{l_0}{30} = \frac{6060}{30} \approx 202 \text{ мм}.$$

Принимаем высоту плиты 22 см.

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

Плита имеет 7 круглых пустот диаметром 15,9 см. Толщина верхней и нижней полок (22 – 15,9)/2 = 3,05 см. Ширина средних ребер – 3,5 см, крайних – 4,65 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы необходимо учитывать расчетную ширину сжатой полки.

Толщина сжатой полки таврового сечения $h_f^{/}$ = 3,05 см; отношение $h_f^{/}/h$ = 3,05/22 = 0,14 > 0,1, при этих условиях в расчет вводится вся ширина полки $b_f^{/}$ =149 см; расчетная ширина ребра $b = b'_f - n_{десп} \cdot d = 149 - 7 \cdot 15{,}9 = 37{,}7$ см.

Сбор нагрузок и определение усилий в плите

Расчетная нагрузка вычисляется на 1 м длины плиты с учетом коэффициента надежности по назначению здания g_n = 0,95 при номинальной ширине плиты 1,5 м.

Постоянная нагрузка g = 5,458 · 0,95 · 1,5 = 7,78 кН/м.

Временная v = 4,99 · 0,95 · 1,5 = 7,1 кН/м.

Полная q = 10,45· 0,95 · 1,5 = 14,9 кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 погонный метр плиты:

- постоянная g^n = 4,66 · 0,95 · 1,5 = 6,64 кН/м;

-полная $g^n + v^n$ = 8,82 · 0,95 · 1,5 = 12,6 кН/м.

Моменты и поперечные силы от расчетных и нормативных нагрузок вычисляются в соответствии с расчетной схемой и вычисленными нагрузками.

Усилия для расчетов по предельным состояниям первой группы: от расчетных нагрузок

$$M = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0^{\,2}}{8} = \frac{14{,}9 \cdot 5{,}98^2}{8} = 64{,}4\,\text{кН·м};$$

$$Q = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0}{2} = \frac{14{,}9 \cdot 5{,}98}{2} = 43{,}8\,\text{кН}.$$

Усилия для расчетов по предельным состояниям второй группы:

- от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0^{\,2}}{8} = \frac{12{,}6 \cdot 5{,}98^2}{8} = 54{,}5\,\text{кН·м};$$

- от постоянной и длительно действующей части нормативной нагрузки

$$M_{n,дл} = \frac{12{,}6 \cdot 5{,}98^2}{8} = 54{,}5\ \text{кН·м}.$$

Таблица 2.1

Сбор вертикальных нагрузок на 1 м^2 перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, кН/м^2
Постоянная: -от массы железобетонной пустотной плита - от масс пола	 3 0,9	 1,1 1,2	 3,3 1,08
Итого:	3,9	-	4,38
Временная v в том числе: длительная кратковременная	5,0 3,5 1,5	1,2 1,2 1,2	6,0 4,2 1,8
Полная $q = g + v$ в том числе: длительная кратковременная	8,9 7,4 1,5	- - -	10,38 8,58 1,8

2.2 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы

Расчет плиты по предельным состояниям первой группы включает расчеты прочности продольных ребер и полки плиты для различных стадий работы конструкции и, как правило, заключается в определении необходимого количества арматуры и ее расположении в сечениях и по длине элемента.

Расчет прочности нормальных сечений плиты

Исходные данные. Расчетной схемой прочности нормальных сечений в стадии эксплуатации является шарнирно опертая балка. Изгибающий момент от полных нагрузок M = 64,4 кНм. Размеры сечения h = 22 см, $b_f^{/}$ = 149 см, b = 37,7 см, $h_f^{/}$ = 3,05 см. Минимальный защитный слой для конструкций в закрытых помещениях при нормальной влажности принимается не менее 20 мм. Расстояние от центра тяжести арматуры до растянутой грани $a \geq 20 + Ø/2$. Предполагаемый диаметр арматуры Ø = 20 мм, тогда a = 3 см, рабочая высота сечения h_0 = 19 см.

Расчет прочности выполняется в предположении, что расчетной сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется (A_{sc} = 0); уровень преднапряжения при коэффициенте точности натяжения g_{sp} = 0,9 и с учетом всех потерь равен $s_{sp} / R_s \approx 0{,}755$.

Величина напряжений обжатия s_{sp} = 0,755 R_s = 0,755 · 680 = 513,4 МПа.

Расчетной схемой для расчета нормальных сечений плиты является шарнирно опертая балка таврового профиля с полкой в сжатой зоне M = 64,4 кНм.

Проверяется положение нейтральной оси

$R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - h_f / 2) = 14{,}5 \cdot 10^3 \cdot 1{,}49 \cdot 0{,}305 \cdot (0{,}19 - 0{,}0305 / 2 = 115{,}15 кНм >$ M =64,4 кНм.

Граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами $b_f^{/}$ = 1,49 м, $h_f^{/}$ = 0,0305 м, h_0 = 0,19м.

Вычисляется табличный коэффициент a_m

$$a_м = \frac{M}{R_b b_f^{'} h_0^{2}} = \frac{64{,}4}{\left[14{,}5 \cdot 10^3 \cdot 1{,}49 \times 0{,}19^2\right]} = 0{,}105$$

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

x_R = 0,44;

$$a_R = x_R \cdot (1 - x_R / 2) = 0{,}44 \cdot (1 - 0{,}44/2) = 0{,}343.$$

Проверяется выполнение условия a_m = 0,105 < a_R = 0,343, следовательно, сжатой арматуры не требуется и сечение рассчитывается с одиночной арматурой.

Вычисляется относительная высота сжатой зоны

$$x = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0{,}105} = 0{,}112;$$

$$x / x_R = 0{,}112/0{,}44 = 0{,}25.$$

Так как условие $x \le x_R$ соблюдается, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры R_s можно увеличить путем умножения на коэффициент условий работы g_{s3}, учитывающий увеличение сопротивления напрягаемой арматуры выше условного предела текучести

$$g_{s3} = 1{,}25 - 0{,}25 \cdot x / x_R = 1{,}25 - 0{,}25 \cdot 0{,}13 = 1{,}22 > 1{,}1.$$

Принимаем g_{s3} = 1,1.

Требуемая площадь растянутой напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{x R_b b'_f h_o}{g_{s3} R_s} = \frac{0{,}105 \cdot 14{,}5 \cdot 10^3 \cdot 1{,}49 \cdot 0{,}19}{1{,}1 \cdot 680 \cdot 10^3} = 0{,}0005762\,\text{м}^2 = 5{,}76\text{см}^2.$$

По сортаменту выпускаемой стали определяются диаметр и необходимое количество стержней. Принимаем 8Ø10 А800, A_{sp} = 6,28 см^2.

В многопустотных плитах наибольшее расстояние между осями стержней продольной арматуры должно быть не более 2h(2 · 200 = 400 мм) и не более 400 мм. В нашем случае это расстояние равно (1490 – 2 · 40)/4 = 390 < 400 мм. Условие выполняется. Здесь 40 мм, расстояние от боковой поверхности плиты понизу до оси крайнего продольного стержня.

2.3. Расчет прочности наклонных сечений плиты

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

Исходные данные. Расчетная поперечная сила на опоре Q = 43,8 кН, расчетная полная нагрузка q = 14,9 кН/м, временная часть нагрузки q_v = 7,1 кН/м, R_b= 14,5 МПа (14,5 · 10^3 кН/м^2), R_{bt} = 1,05 МПа (1,05 · 10^3 кН/м^2), поперечная и продольная арматура каркасов - проволока класса В500 диаметром 3 мм, R_{sw} = 300 МПа (300 · 10^3 кН/м^2); площадь одного поперечного стержня 0,126 см^2 ($F_{sw} = nf_{sw}$= 5 · 0,126 = 0,63 · 10^{-4} м^2), h_0= 0,17 м, b = 0,506 м, уровень предварительных напряжений в арматуре s_{sp} = 680 МПа.

Расчет производится из условия прочности наклонного сечения

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

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

$$Q_b = M_b / c$$

$$M_b = 1{,}5 j_n R_{bt} b h_0^2 = 1{,}5 \cdot 1{,}38 \cdot 1{,}05 \cdot 10^3 \cdot 0{,}377 \cdot 0{,}19^2 = 30{,}8 \text{ кНм.}$$

Предварительно назначается усилие преднапряжения с учетом всех потерь

$$P = s_{sp} \cdot A_{sp} = 680 \cdot 10^3 \cdot 6{,}28 \cdot 10^{-4} = 374 \text{ кН.}$$

Вычисляется коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения на прочность наклонного сечения

$$j_n = 1 + 1{,}6 \cdot (P / R_b A_1) - 1{,}16 \cdot (P / R_b A_1)^2 = 1 + 1{,}6 \cdot 0{,}31 - 1{,}16 \cdot 0{,}31^2 = 1{,}38,$$

где A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки

$$A_1 = bh = 0{,}377 \cdot 0{,}22 = 0{,}08294 \text{ м}^2;$$

$$P / R_b A_1 = 374 / 14{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}08294 = 0{,}31.$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{30{,}86}{11{,}35}} = 2{,}7 \text{ м.}$$

Нагрузка приводится к эквивалентной равномерно распределенной и определяется в соответствии с формулой (28).

$$q_1 = q - 05 q_v = 14{,}9 - 0{,}5 \cdot 7{,}1 = 11{,}35 \text{ кН/м.}$$

Невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения c при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле $c = \sqrt{M_b} / q_1$. При этом должны выполняться условия:

$$h_0 < c < 3h_0;$$

$$h_0 = 19 \text{ см} < c = 160 \text{ см} < 3h_0 = 57 \text{ см.}$$

Верхнее условие не выполняется.

Принимаем с = 0,57 м и вычисляем Q_b.

$$Q_b = M_b / c = 30{,}86 / 0{,}57 = 54{,}1 \text{ кН}$$

При вычислении Q_b должны выполняться условия

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

$$Q_b = 54{,}1 \text{ кН} \geq Q_{b,\min} = 0{,}5 R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0{,}5 \cdot 1{,}05 \cdot 10^3 0{,}377 \cdot 0{,}19 = 37{,}60 \text{ кН;}$$

$$Q_b = 54{,}1 \text{ кН} \leq Q_{b,\max} \cdot 2{,}5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 2{,}5 \cdot 1{,}05 \cdot 10^3 0{,}377 \cdot 0{,}19 = 118{,}02 \text{ кН.}$$

Условия выполняются, для дальнейших расчетов принимаем $Q_b = 54{,}1$ кН.

Вычисляем силу, воспринимаемую хомутами Q_{sw}

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

$$Q_{в1} = 2\sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{30{,}86 \cdot 11{,}35} = 37{,}4 \text{ кН.}$$

Проверяем условие

$$Q_{в1} = 54{,}1 \text{ кН} < j_n R_{bt} b h_0 = 1{,}34 \cdot 1{,}05 \cdot 10^3 \cdot 0{,}377 \cdot 0{,}19 = 100{,}78 \text{ кН.}$$

Требуемая интенсивность хомутов q_{sw} определяется по формуле

$$q_{sw} = \left(Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3h_0 q_1\right)/1{,}5h_0 = \left(43{,}8 - 54{,}1 - 3 \cdot 0{,}19 \cdot 11{,}35\right)/1{,}5 \cdot 0{,}19 = 63{,}09 \text{ кН/м}$$

Хомуты учитываются в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} = 63{,}09 \text{ кН/м} \geq 0{,}25 j_n R_{bt} b = 0{,}25 \cdot 1{,}34 \cdot 1{,}3 \cdot 10^3 \cdot 0{,}377 = 132{,}6 \text{ кН.}$$

Условие не выполняется, поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям.

В пространстве между пустотами, где располагаются продольные стержни, устанавливаем конструктивную поперечную арматуру в виде отдельных каркасов длиной $l/4$ пролета плиты из проволоки В500 диаметром 3 мм с шагом 200 мм.

2.4. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

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

Площадь поперечного сечения бетона

$$A = b'_f h - npd^2 = {149 \cdot 22 - 7 \cdot 3{,}14 \cdot 15{,}9^2}/{4} = 188{,}8 \text{ см}^2 = 0{,}1888 \text{ м}^2.$$

где n - число пустот в сечении плиты

Коэффициент приведения

$$a = E_s / E_b = 19 \cdot 10^4 / 3{,}00 \cdot 10^4 = 5{,}7$$

Круглое очертание пустот заменяем квадратными с равным моментом инерции. Сторона квадрата $a \approx 0{,}9d$

$$a = 0{,}9d = 0{,}9 \cdot 15{,}9 = 14{,}31 \text{ см.}$$

Толщина полок расчетного эквивалентного сечения

$$h'_f = f_f = (22 - 14{,}31)/2 = 3{,}85 \text{ см.}$$

Ширина ребра b=149-7·14,31= 48,83см.

Ширина пустот 149-48,83=100,17 см.

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 149 \times 22 - 100{,}17 \times 14{,}31 = 1486 см^2. \text{см}^2 = 0{,}1486 \text{м}^2.$$

(влиянием A_s пренебрегаем ввиду малости величины aA_s.

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = h/2 = 11 \text{ см};$$

Момент инерции сечения (симметричного)

$$I_{red} = \frac{149-22^3}{12} - \frac{100{,}17 \cdot 14{,}31^3}{12}. = 107751 \text{ см}^4 = 107751 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4.$$

Моменты сопротивления сечения по нижней и верхней зоне равны

$$W_{red} = W_{red}^{/} = J_{red} / y_0 = 107751/11 = 9795 \text{см}^3.$$

Упругопластический момент по растянутой зоне для расчетов в стадии эксплуатации $W_{p1} = g \cdot W_{red} = 1{,}3 \cdot 9795 = 12733{,}5$ см^3 = 0,012733 м^3.

Коэффициент g определяется для двутаврового симметричного сечения при 2 < $b'_f / b = b_f / b = 149/48{,}83 = 3{,}05$ < 6. По табл. 11 приложения 2 g = 1,25.

Для расчетов в стадии изготовления

$$W_{p1}^{/} = g \cdot W_{red}^{/} = 1{,}25 \cdot 9795 = 12243 \text{см}^3 = 0{,}0012243 \text{ м}^3.$$

Установление уровня предварительного натяжения арматуры

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

$$s_{sp} \le 0{,}9 R_{s,ser}; \; s_{sp} \ge 0{,}3 R_{s,ser}.$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учет возможных отклонений) при определении потерь предварительного натяжения и расчетах по второй группе предельных состояний принимается равным $g_{sp} = 1{,}0$.

Предварительно назначим уровень преднапряжения 60% от R_{sn} арматуры А800.

$$s_{sp} = 0{,}6 R_{sn} = 0{,}6 \cdot 785 = 470 \text{ МПа}.$$

Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Расчет потерь ведется при коэффициенте точности натяжения арматуры $g_p = 1$ [9].

Первые потери

Δs_{sp1} - **потери от релаксации напряжений** в стержневой арматуре при электротермическом способе натяжения

$$\Delta s_{sp1} = 0{,}03 s_{sp} = 0{,}03 \cdot 470 = 14{,}1 \text{ МПа};$$

Δs_{sp2} - **потери от температурного перепада** между натянутой арматурой и упорами равны нулю, так как форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием, $\Delta s_{sp2} = 0$;

Δs_{sp3} - **потери от деформации формы** в расчетах не учитываются, так как уже учтены в расчете удлинений арматуры, $\Delta s_{sp3} = 0$;

Δs_{sp4} - **потери от деформации анкеров** при электротермическом способе натяжения $\Delta s_{sp4} = 0$ МПа

Суммарные первые потери преднапряжения

$$\Delta s_{sp(1)} = \Delta s_{sp1} + \Delta s_{sp2} + \Delta s_{sp3} + \Delta s_{sp4} = 14{,}1 + 0 + 0 + 0 = 14{,}1 \text{ МПа}.$$

Начальное усилие обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = A_{sp}\left(s_{sp} - \Delta s_{sp(1)}\right) = 6{,}28 \cdot 10^{-4}\left(470 - 14{,}1\right) \cdot 10^3 = 286{,}3 \text{ кН}.$$

Вторые потери

Δs_{sp5} - **потери от усадки бетона, подвергнутого ТБО.**

Для бетонов В35 и ниже относительная деформация усадки бетона $e_{b,sh} = 0{,}0002$

$$\Delta s_{sp5} = e_{b,sh} \cdot E_s = 0{,}0002 \cdot 19 \cdot 10^4 = 38 \text{ МПа}.$$

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

$$s_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0}{J_{red}} = \frac{283{,}3 \cdot 10^3}{1486 \cdot 10^{-4}} + \frac{283{,}3 \cdot 10^3 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}11}{107751 \cdot 10^{-8}} = 3{,}478 \text{ МПа.}$$

Согласно [6], передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 15 МПа и не менее 50% прочности от класса бетона. Принимаем R_{bp} = 20 МПа. Сжимающие напряжения в бетоне от силы P_1 в стадии предварительного обжатия не должны превышать 90% от передаточной прочности R_{bp}.

$$s_{bp} = 3{,}478 \text{ МПа} < 0{,}9 R_{bp} = 0{,}9 \cdot 20 = 18 \text{ МПа.}$$

Требование выполняется.

Определим напряжения в бетоне с учетом разгружающих напряжений от веса плиты на уровне центра тяжести продольной арматуры, то есть при y_o=e_{op}=0,08м. Из табл. 1 нагрузка от веса 1 м^2 плиты принята 3000 Н. Изгибающий момент от собственного веса плиты вычислен при расчетном пролете l_0= 6,06 м.

$$M_{св} = \frac{3{,}0 \cdot 1{,}5 \cdot 5{,}98^2}{8} = 20{,}12 \text{ кН·м;}$$

$$s_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{\left(P_1 \cdot e_{op} - M_{св}\right) \cdot e_{op}}{J_{red}} =$$

$$= \frac{286{,}3 \cdot 10^3}{1486 \cdot 10^{-4}} + \frac{\left(286{,}3 \cdot 10^3 \cdot 0{,}08 - 20120\right) \cdot 0{,}08}{107751 \cdot 10^{-8}} = 4{,}75 \text{ МПа}$$

Δs_{sp6} **- потери от ползучести бетона**

$$\Delta s_{sp6} = \frac{0{,}8 a j_{b,cr} s_{bp}}{1 + a m_{sp}\left(1 + \frac{y_{sp}^2 A_{red}}{I_{red}}\right)\left(1 + 0{,}8 j_{b,cr}\right)} =$$

$$= \frac{0{,}8 \cdot 5{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 3{,}02 \cdot 10^3}{1 + 5{,}8 \cdot 0{,}00002\left(1 + \frac{0{,}11^2 \cdot 1486 \cdot 10^{-4}}{107751 \cdot 10^{-8}}\right)\left(1 + 0{,}8 \cdot 1{,}5\right)} \approx 25 \text{ МПа,}$$

где a - коэффициент приведения $a = E_s / E_b$ = 5,8, эксцентриситет силы обжатия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{sp} = y_0 - a = 11{,}0 - 3 = 8{,}0 \text{ см} = 0{,}08 \text{ м};$$

m_{sp} - коэффициент армирования сечения (без учета ненапрягаемых стержней)

$$m_{sp} = A_{sp} / A = 6{,}28 / 1486 = 0{,}00002 \approx 0{,}00002;$$

$j_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона $j_{b,cr}$ = 1,5; находится по табл. 10 приложения для бетона В25 и влажности среды 40-75% .

Суммарные вторые потери

$$\Delta s_{sp(2)} = \Delta s_{sp5} + \Delta s_{sp6} = 38 + 25 = 63 \text{ МПа}.$$

Полные потери

$$\Delta s_{sp} = \Delta s_{sp(1)} + \Delta s_{sp(2)} = 14{,}1 + 63 = 77{,}1 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}.$$

Принимаем полные потери

$$\Delta s_{sp} = 100 \text{ МПа}.$$

Напряжения в напрягаемой арматуре после проявления всех потерь

$$\Delta s_{sp2} = 470 - 100 = 370 \text{ мПа}.$$

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = 6{,}28 \cdot 10^{-4} \cdot 440 \cdot 10^3 \approx 276 \text{ кН}.$$

2.5. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы

Расчет трещиностойкости плиты

Исходные данные. Расчет по образованию трещин необходим для проверки элементов по раскрытию трещин. Так как к плите предъявляют требования, соответствующие 3-й категории трещиностойкости, коэффициент надежности по нагрузке $g_f = 1$, и соответственно расчетный момент равен нормативному $M_н = 54{,}5$ кНм, момент сопротивления

приведенного сечения по нижней зоне $W_{red} = 0{,}009795$ см^3, $W_{p1} = 0{,}012733$ м^2, усилие обжатия с учетом полных потерь P_2= 276 кН, эксцентриситет силы обжатия e_{op} = 0,08 м, расстояние до ядровой точки $r = W_{red} / A_{red} = 0{,}009795 / 0{,}1486 = 0{,}065$ м = 6,5 см.

Условие необразования трещин в стадии эксплуатации

$$M_n < M_{crc},$$

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

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

где $M_{rp} = P_2 (e_{op} + r)$;

$M_{rp} = 276 \cdot (0{,}08 + 0{,}065) = 40{,}02$ кНм;

$R_{bt,ser} W_{pl} = 1{,}95 \cdot 10^3 \cdot 0{,}012733$ м^2 = 24,8 кН·м.

$M_{crc} = 24{,}8 + 40{,}02 = 64{,}82$ кНм > $M_н = 54{,}5$ кНм.

Условие выполняется, трещины в растянутой зоне не образуются.

Расчет прогибов плиты

Расчет по прогибам производят из условия

$$f \le f_{ult},$$

где f - прогиб от внешней нагрузки;

f_{ult} - предельно допустимый прогиб.

Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки, прогиб допускается определять по формуле

$$f = S l_0^2 \left(\frac{1}{r} \right),$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)$ - полная кривизна в сечении с наибольшим моментом.

Для участков с трещинами в растянутой зоне

$$\left(\frac{1}{r}\right)=\left(\frac{1}{r}\right)_1-\left(\frac{1}{r}\right)_2+\left(\frac{1}{r}\right)_3,$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки;

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

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

S - табличный коэффициент, принимаемый по табл. 12 приложения 5.

Для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r}=\left(\frac{1}{r}\right)_1+\left(\frac{1}{r}\right)_2,$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок.

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$- кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки $(1/r)_1$,

Исходные данные. Действующий момент от полной нормативной нагрузки $M_n = 54{,}5$ кНм, h_o = 19 см, $h_f^{/}$ = 3,05 см, b = 48,83 см, $A_{sp} = 6{,}28$ см^2, $R_{b,ser} = 25{,}5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1{,}95$ МПа, P_2 = 276 кН.

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

$h_f^{/}$ = 3,85см $\leq 0{,}3h_0 = 0{,}3 \cdot 19 = 5{,}7$ см, условие выполняется;

$a_s^{/} = 0 \leq 0{,}2h_0 = 0{,}2 \cdot 19 = 3{,}8$ см, условие выполняется.

Кривизну вычисляем по упрощенной формуле в предположении, что $f \leq f_{ult}$, принимая $y_s = 1$.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_n}{j_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{54{,}5}{0{,}3764 \cdot 0{,}377 \cdot 0{,}19^3 \cdot 1{,}7 \cdot 10^7} = 0{,}0027 \text{ м}^{-1}.$$

где j_c - определяется по табл. 21 приложения:

$j_f = 0{,}504$ из предыдущего раздела;

$e_s = 54{,}5 / 276 = 0{,}197$;

$e_s / h_0 = 0{,}197 / 0{,}19 \approx 1{,}03$.

Вспомогательные коэффициенты

$$E_{b,red} = R_{b,ser} / e_{b1,red} = 25{,}5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1{,}7 \cdot 10^7 \text{ кН/м}^2,$$

$$a_{s2} = a_{s1} = E_s / E_{b,red} = 19 \cdot 10^7 / 1{,}7 \cdot 10^7 = 11{,}17,$$

$$m = A_{sp} / bh_0 = 6{,}28 / (48{,}83 \cdot 19) = 0{,}0070;$$

По табл. 21 приложения находим j_c = 0,3764и вычисляем кривизну.

Кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $(1/r)_2$

Исходные данные. Действующий момент от постоянной и длительной нормативной нагрузки $M_{n,дл} = 56{,}32$ кНм, $h_0 = 19$ см, b = 48,83 см, $E_s = 20 \cdot 10^7$ кН/м^2, $E_b = 30{,}0 \cdot 10^7$ кН/м^2, $A_s = 6{,}28 \cdot 10^{-4}$ м^2, P_2 = 276 кН, $R_{b,ser} = 25{,}5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1{,}95$ МПа, $M_{rp} = 35{,}09$ кНм, $h_f^{/} = 3{,}05$ см, $j_f = 0{,}504$, $E_{b,red} = 1{,}7 \cdot 10^7$ кН/м^2, $ma_{s2} = 0{,}1$, $e_s = 56{,}32 / 276 = 0{,}204$; $e_s / h_0 = 0{,}232 / 0{,}19 = 1{,}22$. По табл. 21 приложения j_c = 0,578.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{n,дл}}{j_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{56{,}32}{0{,}578 \cdot 0{,}488 \cdot 0{,}19^3 \cdot 1{,}7 \cdot 10^7} = 0{,}0017 \text{ м}^{-1}.$$

Кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок $(1/r)_3$

Исходные данные. $M = \text{Pe}_{\text{op}} = 374 \cdot 0{,}08 = 29{,}92$ кНм, $h_0 = 19$ см, $b = 48{,}83$ см, P_2 = 276 кН, $j_f = 0{,}504$, $e_{b1,red} = 15 \cdot 10^{-4}$, $e_s / h_o \approx 1{,}22$, $m = 0{,}0070$, $E_{b,red} = R_{b,ser} / e_{b1,red} = 25{,}5 \cdot 10^3 / 15 \cdot 10^{-4} = 1{,}7 \cdot 10^7$ кН/м^2, $a_{s2} = a_{s1} = E_s / E_{b,red} = 19 \cdot 10^7 / 1{,}7 \cdot 10^7 = 11{,}17$, $ma_{s2} = 0{,}0070 \cdot 25{,}3 = 0{,}1$.

По табл. 21 приложения (при значениях $j_f = 0{,}504$; $e_s / h_o \approx 1{,}22$; $ma_{s2} = 0{,}1$) находим $j_c = 0{,}578$.

Вычисляем кривизну по упрощенной формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_n}{j_c b h_0^3 E_{b,red}} = \frac{29{,}92}{0{,}576 \cdot 0{,}488 \cdot 0{,}19^3 \cdot 1{,}7 \cdot 10^7} = 0{,}00091 \text{ м}^{-1}.$$

Полная кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 = 0{,}0027 - 0{,}0017 + 0{,}00091 = 0{,}00221 \text{ м}^{-1}.$$

Прогиб плиты

$$f = S \frac{1}{r} l_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 0{,}00221 \cdot 5{,}980^2 = 0{,}0082 \text{ м}.$$

Предельный нормативный прогиб f_{ult} при пролете элемента 6 м

$$f_{ult} = l / 200 = 6{,}22 / 200 = 0{,}031 \text{ м} \approx 3{,}1 \text{ см},$$

$$f = 0{,}82 \text{ см} < f_{ult} = 3{,}1 \text{ см}.$$

Условие удовлетворяется.

Расчет монтажной петли

Вес плиты при ее подъеме может быть передан на три петли. Нагрузка на одну петлю с учетом максимально допустимого по нормам угла развода строп 90° (1/ sin 45° = 1/0,707 ≈ 1,4) равна

$$N = G \cdot 1{,}4/3 = 3{,}0 \cdot 1{,}64 \cdot 5{,}58 \cdot 1{,}4/3 = 12{,}81 \text{ кН}.$$

Учитывая коэффициент динамичности при подъеме, равный 1,4, и что усилие воспринимается одной ветвью петли, находим ее сечение

$$A_s = 1{,}4 \cdot 12{,}81/215 \cdot 10^3 = 0{,}83 \cdot 10^{4} \text{ м}^2 \approx 0{,}83 \text{ см}^2.$$

Принимаем монтажные петли из арматуры Ø12 А240 с $A_ф$= 1,13 см^2, сталь марки ВСт3сп6.

Базовая длина заделки петли из условия ее надежного заанкерирования при прочности бетона в момент первого подъема (R_b= 11,5 МПа)

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

$$R_{bond} = h_1 h_2 R_{bt} = 2{,}5 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}75 \cdot 10^3 = 1875 \text{ кН/м}^2.$$

Фактическая длина заделки

$$l_{анбф} A_s / A_ф = 0{,}344 \cdot 0{,}85 / 1{,}13 = 0{,}259 \text{ м}.$$

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее 15d = 15 · 1,2 = 180 мм и не менее 200 мм.

Окончательная длина анкеровки принята 260 мм с глубиной заделки $h_в$= 190мм.

3.3.1 Расчет сборного железобетонного марша

Требуется рассчитать железобетонный марш шириной 1,2 м для лестниц жилого дома, высота этажа – 3 м;

уклон наклона марша а=30^0;

ступени размером 15 З 30 см;

бетон марки В25;

арматура каркасов класса А-II;

арматура сеток класса Вр-I;

расчетные данные для бетона М300:

$R_{пр}$=13,5 МПа;

$R_р$=1 МПа;

m_{b1}=0.85

$R_{прII}$=17 МПа;

$R_{рII}$=1,5 МПа;

E_b=26000 МПа;

Для арматуры класса А-II (см. табл. 1.7)

R_a=270 МПа;

$R_{a.x}$=215 МПа;

Для планировочной арматуры класса В-I :

R_a=315 МПа;

$R_{a,ч}$=220 МПа;

3.3.2 Определение нагрузок и усилий

Собственная масса типовых маршей по каталогу индустриальных изделий для жилищного и гражданского строительства составляет: $g^н$=3,6 кН/м^2 в горизонтальной проекции.

Временная нормативная нагрузка согласно СНиП для лестниц гражданского здания p^n=3 кН/м^2, коэффициент надежности по нагрузке g_f=1,2, длительнодействующая временная расчетная нагрузка p^n_{ld}=1 кН/м^2 на 1 м длины марша:

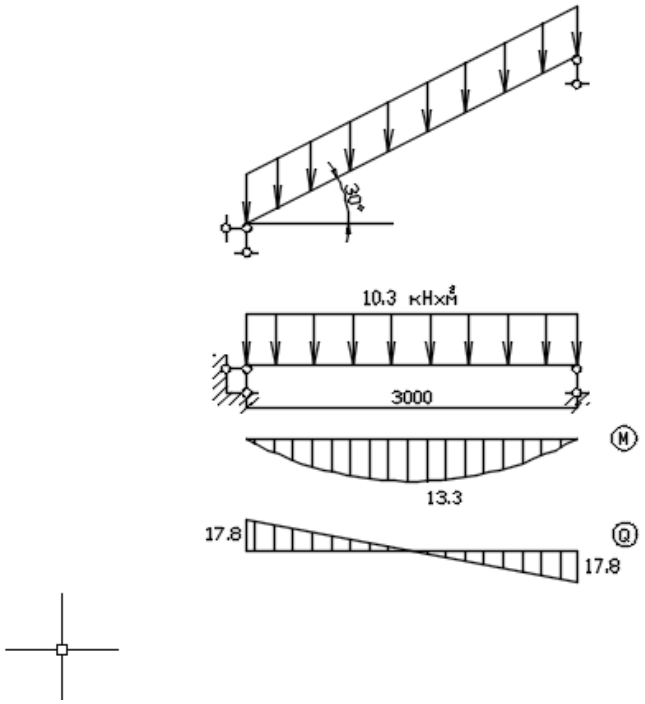
$$Q=(gg_f+p^n g_f)a=(3,6.1,1+3.1,2.1,35)=10,3 \text{ кН/м.} \quad (3.3.1)$$

расчетный изгибающий момент в середине пролета марша:

$$M=\frac{ql^2}{8\cos a}=\frac{10.3\cdot 3^2}{8\cdot 0.867}=13.3\,\text{кН.м} \quad (3.3.2)$$

поперечная сила на опоре:

$$Q = \frac{ql}{2\cos a} = \frac{10.3 \cdot 3}{2 \cdot 0.867} = 17.8 \text{ кН.} \qquad (3.3.3)$$



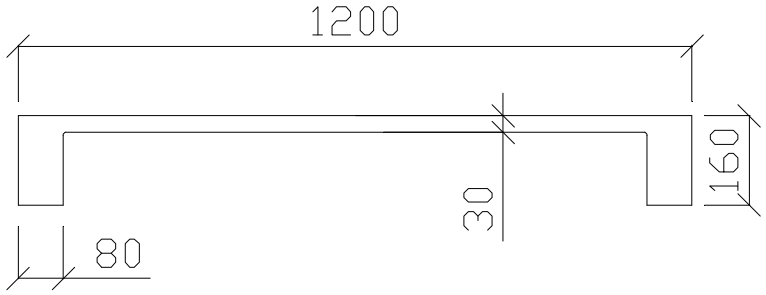
3.3.3 Предварительное назначение размеров сечения марша

Применительно к типовым заводским формам назначаем:

толщину плиты (по сечению между ступенями) h_f=30 мм;

высоту ребер (косоуров) h=160 мм;

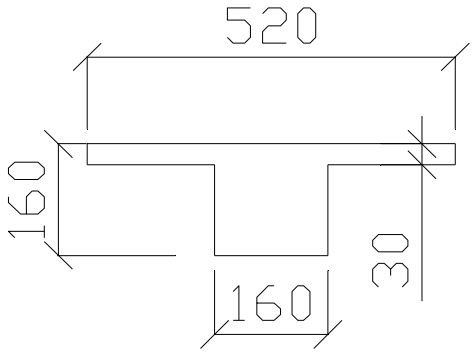
толщину ребер b_r=80 мм,



действительное сечение марша заменяем на расчетное тавровое с полкой в сжатой зоне: b=2.b_r=2.80=160 мм;

ширину полки $b\vartheta_p$, при отсутствии поперечных ребер, принимаем не более: $b\vartheta_f$=2 . (l!6)+b=2 . (300/6)+16=116 см или $b\vartheta_f$=1+($h\vartheta_f$)+b=12.3+16=52 см,

принимаем за расчетное меньшее значение b_fϑ=52 см.



Подбор сечения продольной арматуры.

По условию: M * $R_b$bx(h_0-0.5x)+ $R_{sc}A_s$ϑ(h_0-aϑ) устанавливаем расчетный случай для таврового сечения при M * $R_B g_{b2} b_f$ϑh_fϑx(h_0-0.5h_fϑ).

Нейтральная ось проходит в полке, условие удовлетворяется, расчет арматуры выполняем по формулам для прямоугольных сечений шириной b_nϑ=52 см. Вычисляем :

$$A_0=\frac{Mg_N}{R_b g_{b2} b'_f h_0^2}=\frac{1330000\cdot 0.95}{14.5\cdot 100\cdot 0.9\cdot 52\cdot 14.5^2}=0.089\,\text{см}^2 \qquad (3.3.4)$$

h=0,953, j=0,095,

$$A_s=\frac{Mg_n}{g_1 h_0 R_s}=\frac{1330000\cdot 0.95}{0.953\cdot 14.5\cdot 280\cdot 100}=3.26\,\text{см}^2, \qquad (3.3.5)$$

принимаем: 2&14 A-II, A_s=3,08 (-4,5%)- допустимое значение.

При 2&16 A-II, A_s=4,02 см^2 (+25%)- перерасход. В каждом ребре устанавливаем по 1 плоскому каркасу К-1

3.3.4 Расчет наклонного сечения на поперечную силу

Поперечная сила на опоре Q_{max}=17,8.0,95=17 кН. Вычисляем проекцию расчетного наклонного сечения на продольную ось с по формулам:

B_b=w_{b2} . (1+w_f+w_n)=1+0,175=1,175 ¢ 1,5 Н!см; (3.3.6)

B_b=2.1,175.1,05.0,9.100.16.14,5^2=7,5.10^5 Н/см; (3.3.7)

В расчетном наклоном сечении Q_b=Q_{sw}=Q/2, а так как по формуле

$Q_b = \lfloor j_{b2}(1 + j_f + j_n) R_{BT} B h_0^2 \rfloor / c$, $Q_b = B_b/2$, то (3.3.8)

$C = B_b/0,5$. $Q = 7,5.10^5/0,5.17000 = 88,3$ см, что больше 2 . $h_0 = 2,9$ см, тогда

$Q_b = B_b/c = 7,5.10^5!29 = 25,9.10^3$ Н=25,9 Кн, > Q_{max}=17 кН, (3.3.9)

следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

В ¼ пролета назначаем из конструктивных соображений поперечные стержни диаметром 6 мм из стали класса А-I, шагом s=80 мм (не более h/2=170/2=85 мм),

A_{sw}= 0,283 см^2 , R_{sw}=175 МПа; для двойных каркасов n=2, A_{sw}=0.566 см^2,

m_w=0,566/16,8=0,0044; (3.3.10)

$a = E_s/E_b = 2,1.10^5/2,7.10^4 = 7,75$. В средней части ребер поперечную арматуру располагаем конструктивно с шагом 200 мм.

Проверяем прочность элемента по наклонной полосе M/g наклонными трещинами по формуле:

Q [$0,3 w_{w1} w_{b1} R_b g_{b2} b h_0$, (3.3.11)

где $w_{w1} = 1 + 5 a m_w = 1 + 5.7,75.0,0044 = 1,17$;

$w_{b1} = 1 – 0,01.14,5.0,9 = 0,87$;

Q=17000 ¢ 0,3.1,17.0,87.14,5.0,9.16.14,5.100=9300 Н (3.3.12)

Условие соблюдается, прочность марша по наклонному сечению обеспечена

Далее рассчитываем прогибы ребер и проверяем их по раскрытию трещин.

Плиту марша армируют сеткой из стержней диаметром 4-6 мм, расположенных шагом 100-300 мм. Плита монолитно связана со ступенями, которые армируют по конструктивным соображениям и ее несущая способность с учетом работы ступеней вполне обеспечивается. Ступени, укладываемые на косоуры, рассчитывают как свободно опертые балки треугольного сечения. Диаметр рабочей арматуры ступеней с учетом

транспортных и монтажных воздействий назначают в зависимости от длины ступеней l_{st}:

при l_{st}=1-1,4 м – 6 мм; l_{st}=1,5 – 1,9 – 7-8 мм; l_{st}=2 – 2,4 м – 8-10 мм, хомуты выполняют из арматуры d=4-6 мм, шагом 200 мм.

3.4.1. Расчет железобетонной площадочной плиты

Требуется рассчитать ребристую плиту лестничной площадки двух маршевой лестницы

ширина плиты – 1,6 м;

толщина плиты – 6 см;

временная нормативная нагрузка 3 кН/м^2;

коэффициент надежности по нагрузке g_f=1;

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

3.4.2. Определение нагрузок

Собственный вес плиты при h_fϑ=6 см; q^n=0,06.25000=1500 Н/м^2;

Расчетный вес плиты q=1500.1,1=1650 Н/м^2;

Расчетный вес лобового ребра (за вычетом веса плиты)

$$q=(0,29.0,11+0,07).1,25000.1,1=1000 \text{ Н/м}; \quad (3.4.1)$$

Расчетный вес крайнего ребра

$$q=0,14.0,09.1.2500.1,1=350 \text{ Н/м}; \quad (3.4.2)$$

Временная расчетная нагрузка p=3.1,2=3,6 кН/м^2.

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

3.4.3 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.

$$M_s=ql^2/16=5250.1,13^2/16=420 \text{ Н/м}, \qquad (3.4.3)$$

где q=(g+p)b=(1650+3600).1=5250 Н/м, b=1.

При b=100 см и h0=h-a=6-2=4 см, вычисляем

$$A_s=\frac{Mg_n}{R_b g_{bs} b h_0}=\frac{4200\cdot 0.95}{14.5\cdot 100\cdot 0.9\cdot 100\cdot 4^2}=0,0192 \text{ см}^2; \qquad (3.4.4)$$

По таблице 2.12 определяем : h=0,981, j=0,019,

$$A_s=\frac{Mg_n}{h h_0 R_s}=\frac{4200\cdot 0.95}{0.981\cdot 4\cdot 375\cdot 100}=0,27 \text{ см}^2; \qquad (3.4.5)$$

Укладываем сетку С-I из арматуры &3 мм Вр-I шагом s=200 мм на 1м длины с отгибом на опорах, A_s=0,36 см^2.

3.4.4 Расчет лобового ребра

На лобовое ребро действуют следующие нагрузки:

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

$$q=(1650+3600)\ .\ 1{,}35/2+1000=4550\ \text{Н/м}; \qquad (3.4.6)$$

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

$$q=Q/a=17800/1{,}35=1320\ \text{Н/м}. \qquad (3.4.7)$$

Изгибающий момент на выступе от нагрузки q на 1 м:

$$M_1=q_1(10+7)/2=1320.8{,}5=11200\ \text{Н.см}=112\ \text{Н.м}; \qquad (3.4.8)$$

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

$$M=(q+q_1)l_0^2/8=(4550+1320)3{,}2^2/8=7550\ \text{Н/м}. \qquad (3.4.9)$$

Расчетное значение поперечной силы с учетом g_n=0,95

$$Q=(q+q_1)lg_n/2=(4550+1320)3{,}2.0{,}95/2=8930\ \text{Н}; \qquad (3.4.10)$$

Расчетное сечение лобового ребра является тавровым с полкой, в сжатой зоне, шириной $b_f\vartheta=b_f\vartheta+b_2$=6.6+12=48 см. 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=7550Н.м.

В соответствии с общим порядком расчета изгибающих элементов определяем (с учетом коэффициента надежности g_n=0,95).

Расположение центральной оси по условию (2,35) при $x=h_f\vartheta$

$$Mg_n=755000.0{,}95=0{,}72.10\ ¢\ R_b g_{b2} b_f\vartheta h_f\vartheta(h_0-0.5h_f\vartheta)=$$

$$=14{,}5.100.0{,}9.48.6(31{,}5-0{,}5.6)=10{,}7.10^6\ \text{Н.см}, \qquad (3.4.11)$$

условие соблюдается, нейтральная ось проходит в полке,

$$A_0=\frac{Mg_n}{b_f' h_0^2 R_b g_{b2}}=\frac{755000\cdot 0.95}{48\cdot 31.5^2\cdot 14.5\cdot 100\cdot 0.9}=0.0138 \qquad (3.4.12)$$

h=0,993, j=0,0117

$$A_s = \frac{Mg_n}{hh_0R_s} = \frac{755000 \cdot 0.95}{0.993 \cdot 31.5 \cdot 280 \cdot 100} = 0.82 \text{ см}^2; \quad (3.4.13)$$

принимаем из конструктивных соображений 2&10 А-II, A_s=1,570 см^2; процент армирования m=(A_s/bh_0) . 100=1,57.100/12.31,5=0,42%.

3.4.5 Расчет наклонного сечения лобового ребра на поперечную силу

Q=8,93 кН

Вычисляем проекцию наклонного сечения на продольную ось,

$$B_b = w_{b2}(1+w_f+w_n)R_{bt}g_{b2}bh_0^2 \quad (3.4.14)$$

B_b=2.1,214.1,05.100.12.31,5^2=27,4.10^5 Н/см,

где w_n=0;

$$w_f=(0,75 \,.\, 3.h_{\vartheta f})h_{\vartheta f}/bh_0=0,75.3.6^2/12.31,5=0,214 ¢ 0,5; \quad (3.4.15)$$

$$(1+w_f+w_n)=(1+0,214+0)=1,214 ¢ 1.5 \quad (3.4.16)$$

в расчетном наклонном сечении Q_b=Q_{sw}=Q/2, тогда

$$c=B_b \,.\, 0,5 \,.\, Q=27,4.10^5/0,5.8930=612 \text{ см}, \quad (3.4.17)$$

что больше. 2h_0=2.31,5=63; принимаем с=63 см.

$$Q_b=B_b/c=27,4.10^5/63=43,4.10^3 \text{ Н}=43,4 \text{ кН \$ Q}=8,93 \text{ кН}, \quad (3.4.18)$$

Следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется. по конструктивным требованиям принимаем закрытые хомуты (учитывая изгибающий момент на консольном выступе) из арматуры диаметром 6 мм класса А-I шагом 150 мм.

Консольный выступ для опирания свободного марша армируют сеткой С-2 из арматуры диаметром 16 мм, класса А-I, поперечные стержни этой сетки скрепляют с хомутами каркаса К-I ребра. Расчет второго продольного ребра площадочной плиты выполняют анологично расчету лобового ребра без учета нагрузки от лестничного марша.

Научно-исследовательская работа

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СБОРНОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Этапы проектирования:

1. Определение исходных параметров и выбор типа панели.
2. Характеристика принятых материалов.
3. Расчёт панели по двум группам предельных состояний.

1. Определение исходных параметров и выбор типа панели

Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f =1,2.

Коэффициент надёжности по назначению здания γ_n =0,95.

Выбираем ребристую предварительно напряжённую панель с номинальными размерами в плане 1,5х6 м (рис.1). Способ изготовления панели предусматриваем заводской, с натяжением арматуры на упоры. Термообработка бетона панели проводится методом пропаривания.

2. Характеристика принятых материалов

Бетон тяжёлый класса В 30, принят по рекомендациям п. 2.6 и табл. 8 [1]. Передаточную прочность бетона в момент обжатия предварительно напряжённой арматурой принимаем

R_{bp} = 24 МПа.

Расчётные характеристики бетона (см. табл. 12, 13, 18 [1]):

R_b = 17 МПа; R_{bt} = 1,2 МПа; E_b = 32500 МПа;

R_{bn} = 22 МПа; R_{btn} = 1,8 МПа.

Арматура - предварительно напряжённая, принята по рекомендациям п. 2.21 [1], класса A_T-V с расчётными характеристиками (см. табл. 19, 22, 29 [1]):

R_s = 680 МПа; R_{sn} = 785 МПа; E_s = 190000 МПа.

Напрягаемая арматура - рабочая и конструктивная, принята по рекомендациям п. 2.19 [1], из обыкновенной арматурной проволоки класса B_p-1: при Ø4 мм R_b = 365 МПа, $R_{s\omega}$ = = 265 МПа; Ø5 мм R_s = 360 МПа, $R_{s\omega}$ = 265 МПа

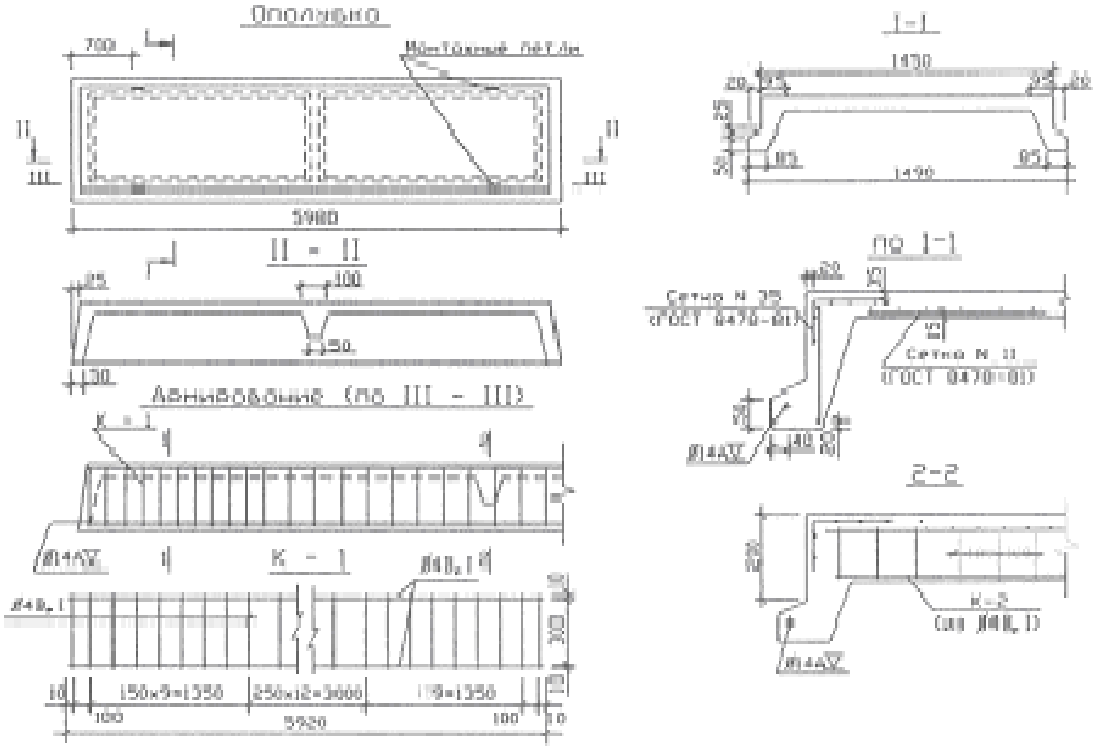


Рис. 1. Ребристая панель перекрытия. Опалубка. Армирование.

Рис. 1. Ребристая панель перекрытия. Опалубка. Армирование.

3. Расчёт панели по двум группам предельных состояний

А. Расчёт панели по первой группе предельных состояний

Структура расчёта:

а) <u>Сбор нагрузок на 1 м^2 панели</u>

Его осуществляют по табл. 1.

Таблица 1

Сбор нагрузок на 1 м^2 панели

Вид нагрузки	Нормативное значение, кН/м^2	Коэффициент надёжности, γ_f **	Расчётное значение, кН/м^2
Постоянная от пола*: - бетон δ = 0,0 м - нагрузка от собственного веса плиты	0,66 2,2	1,2 1,1	0,8 2,42
Итого:	3,36		3,22
Временная нагрузка 5 кН/м^2 условно разделена на: - кратковременную - длительную Итого: Полная:	 2 3 5 8,36	 1,2 1,2	 2,4 3,6 6 9,22

б) Расчёт прочности верхней полки при местном изгибе Полка панели в зависимости от отношения сторон опорного контура (рис. 2) может рассчитываться двумя путями:

- при отношении сторон $l_2 / l_1 \geq 2$ – как балка, работающая на изгиб в направлении меньшей стороны;
- при отношении сторон $l_2 / l_1 < 2$ – как плита, опёртая по контуру.

В нашем случае $l_2 / l_1 > 2$. Для расчёта вырезаем полосу шириной 1м.

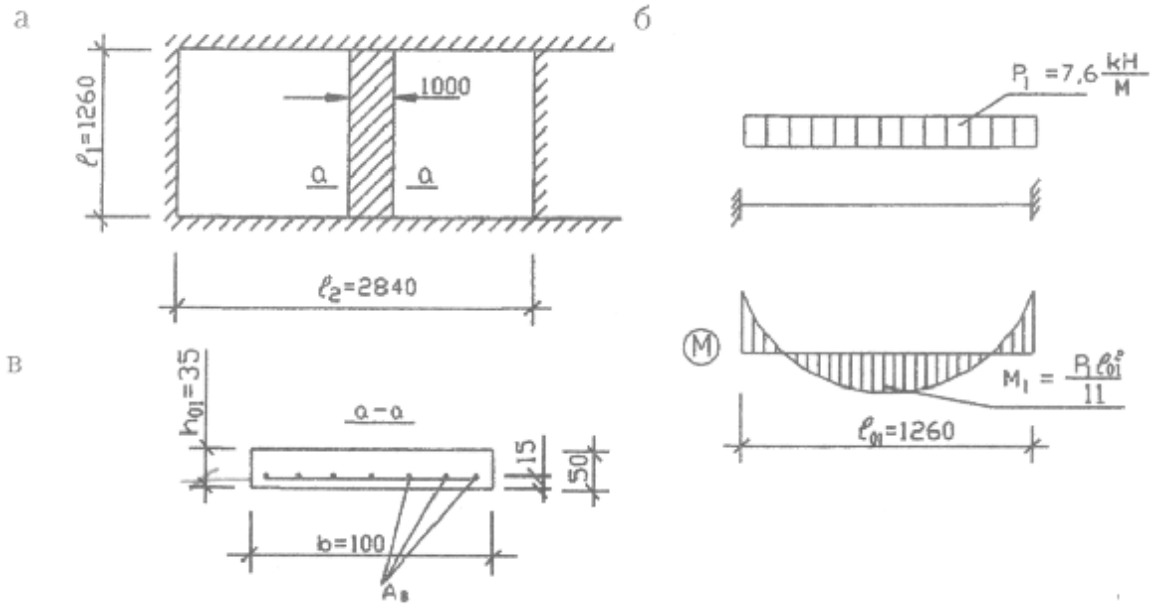


Рис. 2. Расчетная схема полки, работающей по балочной схеме:

а - расчетная полоса; б - расчетная схема полосы; в - сечение полосы в пролете

Расчётная нагрузка на 1 м^2 полки с учётом её собственного веса

$$P_1 = (0{,}8+0{,}05*24*1{,}1+6)*0{,}96=7{,}8 \text{ кН/м.}$$

Расчётный пролёт полки в поперечном направлении принимается равным расстоянию в свету между продольными рёбрами:

l_{01} = 1,45-0,095*2 = 1,26 м Изгибающий момент в полке

$$M_1 = P_1 l^2_{01} / 11 = 7{,}8 * 1{,}26^2 / 11 = 1{,}13 \text{ кН/м.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R = 0,59 (см. прил.3)

Таблица 2

Ввод данных

1	2	3	4	5	6	7	8
M, кН-м	R_b, кН/м	γ_{b2}, -	h_0, м	b, м	ξ_R, -	R_b кН/м	η -
1,13	17*1	0,9	0,03	1,0	0,59	360*	-

Находим коэффициент

α_0=1,13/(17*10^3*0,9*1,0*0,035^2)=0,06

По таблице прил. 4 определяем параметры:

ξ = 0,06; V = 0,97.

Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$ (0,06 < 0,59) - условие удовлетворяется.

Находим площадь сечения рабочей арматуры

A_S=1,13*10^4/(360*10^3*0,97*0,035)=0,925 см^2.

Принимаем сварную сетку №11 по ГОСТ 8478-81 с поперечной рабочей арматурой A_S = 0,98 см^2.

Вр 1 -200 C_1

Марка сетки ----------1440 • L --- .

Вр 1 -200 20

Угловые сетки панели (см. рис. 1) принимаем конструктивно № 35;

4 Вр 1 -200 C_1

Марка сетки ----------2940 • L --- .

Вр 1 -200 20

Сетка разрезается на три полосы шириной 2940/3 980 мм.

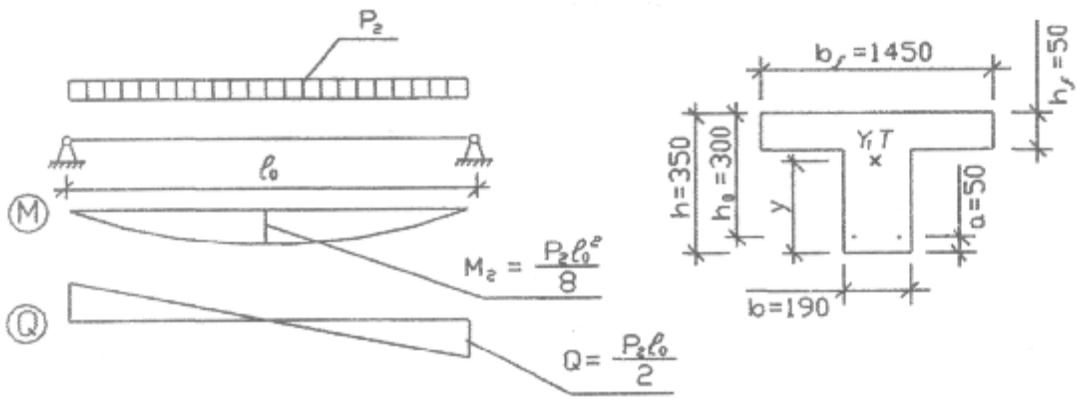
в) Расчёт прочности продольных рёбер по нормальному сечению

Для определения расчётной длины рёбер предварительно назначаются размеры сечения ригеля:

- высота h=0,1 l = 75 см;
- ширина b=30 см.

При опирании панели поверху конструктивная длина рёбер - 598 см, длина площадки опирания на ригель - 9 см. Расчётная длина l_0 = 598 - 9 = 589 см.

При расчёте П-образное сечение панели заменяется тавровым, для этого два продольных ребра объединяются, а ширина полки применяется в



соответствии с требованиями п.3.16 [1].

Рис.3. Расчётная схема продольных рёбер. Расчетное сечение

Для расчёта рёбер определяем параметры "ввода данных' блок-схемы 1 в такой последовательности:

Находим нагрузки на рёбра:

суммарную расчётную P_2=9,22*1,5*0,95 = 13,14 кН/м;

суммарную нормативную P_{r2}=8,36*1,5*0,95 = 11,92 кН/м;

постоянную расчётную q = 3,22*1,5*0,95=4,59 кН/м;

временную расчётную υ=6*1,5*0,95=8,55 кН/м;

постоянную и длительно действующую нормативную

$$P_{r1} = (3,36+3) * 1,5 * 0,95 = 9,1 \text{ кН/м}.$$

Находим усилия:

Изгибающий момент от суммарной расчётной нагрузки

$M_2 = P_2 l^2_0 / 8 = 13,14 \cdot 5,89^2 / 8 = 57$ кН*м.

То же, от суммарной нормативной нагрузки

$M_{r2} = P_{r2} l^2_0 /8 = 11,92 \cdot 5,89^2 / 8 = 51,7$ кН*м.

То же, постоянной и длительной нормативных нагрузок

$M_{r1} = P_{r1} l^2_0 /8 = 9,1 \cdot 5,89^2 /8 = 39,5$ кН*м.

Перерезывающая сила от расчётной нагрузки

$Q = P_2 l_o/2 = 13,14*5,89/2 = 38,7$ кН.

Определяем положение нейтральной оси в сечении

$M_f = R_b \gamma_{b2} b_f h_f (h_0 - 0,5h_f) = 17*10^3*0,9*1,45*0,05(0,3 - 0,5*0,05) = 305$ кН-м

Так как $M_f > M_2$ (305 > 59,8), то нейтральная ось проходит в пределах полки, и сечение рассчитывается как прямоугольное с шириной, равной ширине полки.

Задаёмся величиной предварительного напряжения арматуры ребра, принимаем $\sigma_{sp} = 0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471$ МПа.

Для электротермического натяжения арматуры находим напряжение P = 30 + 360 / l = 30 + 360 /6 = 90 МПа .

Проверяем условие (1) [1]:

$$\sigma_{sp} + P = 471 + 90 = 561 < R_{sn} = 785 \text{ МПа},$$

условие выполняется.

Вычисляем предельное отклонение предварительного напряжения по формуле (7) [1]:

$\Delta\gamma_{sp}=0,5*P/\sigma_{sp}*(1+1/\sqrt{n_p})=0,5*90/471*(1+1/\sqrt{2})=0,16$,

где $n_p=2$ - число напрягаемых стержней.

Коэффициент точности натяжения арматуры:

- при благоприятном влиянии преднапряжения
$\gamma_{sp}=1 - \Delta\gamma_{sp}= 1-0,16=0,84$;

- при отрицательном влиянии преднапряжения на состоянии конструкции

$\gamma^1_{sp}=1 + \Delta\gamma_{sp}= 1+0,16=1,16$;

Предварительное напряжение с учётом точности натяжения σ_{sp} =0,84*471=396 МПа.

Ориентировочное значение предварительного напряжения с учётом полных потерь σ_{sp} = 0,7 • 396 = 277 МПа.

По прил. 3 находим ξ_R = 0,52 .

Принимаем η = 1,15 (см. п. 3.13 [1]).

Расчёт площади сечения предварительно напряжённой арматуры производим по формулам блок-схемы 1 . Находим коэффициент

$\alpha_0=57/(17*10^3*0,9*1,0*0,03^2)=0,0285$

Таблица 3

Ввод данных

1	2	3	4	5	6	7	8
M_2, кН*	R_b, кН/м	γ_{b2}, -	h_0, м	b_f, м	ξ_R, -	R_s кН/м	η -
57	17*1	0,9	0,03	1,45	0,52	680*	1,15

По табл. при л. 4 находим параметры : V = 0,985; ξ= 0,03. Проверяем условие $\xi \leq \xi_R$ (0,03 < 0,52) - условие удовлетворяется.

Находим коэффициент

γ_{s6} =1,15 - (1,15 - 1) • (2 • 0,03 / 0,497 - 1) = 1,282 > η = 1,15 .

Принимаем γ_{s6} = η = 1,15.

Находим площадь сечения преднапряжённой арматуры рёбер

A_{sp}=57* 10^4 /(680*10^3*1,15*0,985*0,3)=2,47 $см^2$.

Принимаем 2Ø14AV, A_{sp} = 3,08 $см^2$.

г) <u>Расчёт прочности продольных рёбер по наклонному сечению</u>

В задачу расчёта входит определение расстояния (шага) между поперечными стержнями (хомутами), при котором обеспечивается прочность рёбер на действие поперечной силы по наклонной трещине и по сжатой полосе между наклонными трещинами.

Геометрические характеристики приведённого сечения панели.

Используя показатель α = E_s/E_b= 190000/32500 = 5,8 , приводим железобетонное тавровое сечение к бетонному сечению и определяем его характеристики.

Площадь приведённого поперечного сечения

$A_{red} = A_b + \alpha A_{sp}$ = 1,45 - 0,05 + 0,19 • 0,3 + 5,8 - 3,08 • 10^{-4} = 0,13 $м^2$.

Статический момент приведённого сечения относительно нижней грани ребра

$S_{red} = S_b + \alpha S_s$ = 1,45 • 0,05 • 0,325 + 0,19 • 0,3 • 0,15 + + 5,8 • 3,08 • 10^{-4} • 0,05 = 0,0321 $м^3$.

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до нижней грани ребра

$$y = S_{red}/A_{red}, = 0{,}0321/0{,}13 = 0{,}247 \text{ м.}$$

Момент инерции приведённого сечения относительно центра тяжести

J_{red} = $b_f h_f^3/12+b_f h_f(h-y-h_f/2)^2+b(h-h_f)^3/12+b(h-h_f)((h-h_f)/2-y)^2+\alpha A_{sp}(y_0-a)^2$=1.45*0.05^3/12+1.45*0.05*(0.35-0.247-0.05/2)^2+0.19*(0.35-

$0.05)^3/12+0.19*(0.35-0.05)*(0.3/2-0.247)^2+5.8*3.08*10^{-4}*(0.247-0.05)^2=14.94*10^{-4}$ м^4.

Момент сопротивления приведённого сечения, соответственно, относительно верхней и нижней граней:

$W^1_{red} = J_{red}/(h-y) = 14.94*10^{-4}/(0.35-0.247) = 145*10^{-4}$ м^3.

$W_{red} = J_{red}/y = 14.94*10^{-4}/0.247 = 60.49*10^{-4}$ м^3.

Расстояние от центра тяжести приведённого сечения до верхней ядровой точки

$r = 0.8*W_{red}/A_{red} = 0.8*60.49*10^{-4}/0.13 = 0.037$ м.

То же, до нижней ядровой точки

$r_{inf} = 0.8*145*10^{-4}/0.13 = 0.089$ м.

Упруго пластический момент сопротивления

$W_{pl} = \gamma W_{red} =1,75*60,49*10^{-4} =105,9*10^{-4}$ м^3.

То же, в стадии изготовления и обжатия элемента

$W^1_{pl} = \gamma W^1_{red} =1,5*145*10^{-4} =217.5*10^{-4}$ м^3.

Коэффициент γ принят по рекомендации табл. 27 [4].

Определяем потери предварительного натяжения арматуры: Первые потери:

а) от релаксации напряжений арматуры

$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03*471 = 14,13$ МПа;

б) от перепада температуры

$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 * 65 = 81,25$ МПа;

в) от быстро натекающей ползучести σ_6.

Находим усилие обжатия с учётом потерь σ_1 и σ_2.

$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} – \sigma_1 – \sigma_2) = 3,08*10^{-4} *(471 -14,13- 81,25) *10^3 = 115,7$ кН.

Сжимающие напряжения в бетоне

$\sigma_{bp} = P_1/A_{red} + P_1\ l_{op}\ y/J_{red} = (115,7/0.13 +115,7*0,197*0,247/14,94*10^{-4})*10^{-3} = 4.7$ МПа.

Находим эксцентриситет

$l_{op} = y\text{-}a$ = 0,247 - 0,05 = 0,197.

Устанавливаем величину передаточной прочности R_{bp} из условия

$\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0{,}75$.

Минимальное значение передаточной прочности

R^{min}_{bp} = 4,7/0,75 = 6,27 МПа.

Принимаем передаточную прочность бетона R_{bp} =*20* МПа

σ_{bp}/R_{bp} =4.7/20< 0,75.

Находим изгибающий момент от веса панели

$M = 2{,}2*1{,}45*5{,}89^2/8$ = 14 кН м.

Определяем сжимающее напряжение в бетоне на уровне ц.т. напрягаемой арматуры

$\sigma_{bp1} = P_1/A_{red} + (P_1\ l_{op} - M)l_{op}\ /J_{red} = (115{,}7/0.13 + (115{,}7*0{,}197 - 14)*0{,}197/14{,}94*10^{-4})*10^{-3}$ = 2.05 МПа.

Так как $\sigma_{bp} < 0{,}25R_{bp}$ (2.05<5), то потери σ_6 определяются по формуле

$\sigma_б = 0{,}85 * 40 *\sigma_{bp1}/R_{bp} = 0{,}85 * 40 *2.05/20$ = 3.5 МПа.

Первые потери равны

$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_б$ = 14,13 + 81,25 + 3,5 = 98,9 МПа.

Усилие обжатия с учётом первых потерь

$P_{01} = (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = (147 - 98.9)*10^3 *3.08*10^{-4}$ = 114.6 кН.

Сжимающее напряжение в бетоне с зачётом первых потерь

$\sigma_{bp1} = (114{,}6/0.13 + (114{,}6*0{,}197 - 14)*0{,}197/14{,}94*10^{-4})*10^{-3}$ = 2.02 МПа.

Вторые потери:

а) потери от усадки бетона σ_8 = 35 МПа;

б) потери от ползучести бетона при

$\sigma_{bp2} / R_{bp} = 2.02/20 = 0{,}1 < 0{,}75$;

$\sigma_9 = 150 * 0{,}85 * 0{,}1$ = 12.8 МПа .

Вторые потери равны

$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9$ = 35+12.8 = 47.8 МПа.

Полные потери

$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 98.9+47.8 = 146.7$ МПа.

Усилие обжатия с учётом полных потерь:

$P_N = (\sigma_{sp} + \sigma_{los})A_{sp} = (471 -137,5)*10^3 *3,08*10^{-4} = 99,9$ кН;

$N = P_N = 99,9$ кН.

Зададимся характером армирования наклонного сечения.

Назначаем шаг поперечных стержней в соответствии с п.5.27 [1]:

- на приопорных участках рёбер, равных 0,25*l*, принимаем шаг стержней S_1=0,15 м, что удовлетворяет условию $15 \geq S_1 \leq 0,5h$;

- в средней части пролёта принимаем шаг S_2=0,25 м, что соответствует условию $3/4h \geq S_2 \leq 50$ см.

Назначаем поперечную арматуру 2Ø4 Вр-1, $A_{s\omega}=2*0,126=0,252$ см^2. Принимаем коэффициент $\varphi_{b2} = 2$ (см. п. 3.31 [1]).

Составляем таблицу «ввода данных» и заносим входящие величины.

Расчет на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами проводим по формулам блок-схемы 2.

Определяем коэффициенты:

$\varphi_{b1} = 1-0,01*17 = 0,83$;

$\mu_\omega = 0,252*10^{-4}/0,19*0,15 = 0,001$;

$\varphi_{\omega1} = 1+5*5,8*0,001 = 1,03 < 1,3$.

Принимаем $\varphi_{\omega1} = 1,3$.

Проверяем условие прочности

$38,7 < 0,3*0,83*1,03*17*10^3*0,9*0,19*0,3 = 224$ кН – условие выполняется.

Расчет на действие поперечной силы по наклонной трещине тоже производим по формулам блок-схемы 2.

Находим коэффициенты, учитывающие соответственно влияние сжатых полок φ_f и влияние продольных сил φ_n на прочность наклонного сечения, то есть

$\varphi_f = 2,25*0,05^2/0,19*0,3 = 0,099 < 0,5$;

$\varphi_n = 0,1*99,9/1,2*10^3*0,19*0,3 = 0,15 < 0,5$;

$1 + \varphi_f + \varphi_n = 1+0,099+0,15 = 1,249 < 1,5$.

Определяем величины M_B, $q_{s\omega}$, $Q_{B,min}$

$M_B = 2*(1+0.099+0.15)*1.2*10^3*0.9*0.19*0.3^2 = 46.13$ кН*м;

$q_{s\omega} = 265*10^3*0,252*10^{-4}/0,15 = 44,52$ кН/м;

$Q_{B,min} = 0,6*(1+0,099+0,15)*1,2*10^3*0,9*0,19*0,3 = 46,13$ кН.

Поскольку $Q_{B,min}/2h_0$=46,13/2*0,3 = 76,89 кН/м > $q_{s\omega}$ =44,52 кН/м, корректируем величину M_B:

$M_B= M_{B1}=2*0,3^3*44,52*2/0,6 = 26,71$ кН/м;

q_1=4,59+8,55*0,5 = 8,87 кН/м;

0,56*44,52 = 24,93 кН/м > q_1 = 8,87 кН/м.

Определяем невыгоднейшее значение проекции наклонного сечения

$C=\sqrt{26,71/8,87} = 1,74$ м.

Определяем поперечную силу воспринимаемую бетоном

$Q_B = 26,71/1,74 = 15,4$ кН < $Q_{B,min}$ = 46,13 кН.

Принимаем $Q_B = Q_{B,min}$ = 46,13 кН.

Q = 38,7-8,87*1,74 = 23,27 кН.

Длина проекции наклонной трещины в соответствии с п.3.32 [4]

$C_0=2h_0$=2*0,3=0,6 м < C=1,74 м.

Тогда $Q_{s\omega} = q_{s\omega} C_0 = 44,52*0,6 = 26,71$ кН.

Проверяем условие

$Q_B + Q_{s\omega}$ = 46,13+26,71 = 72,84 кН > Q = 23,27 кН, т.е. прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

Проверяем условие $S_{max} > S$

$S_{max} = 1,5*1,2*10^3*0,9*0,19*0,3^2/38,7 = 0,72$ м > S = 0,15 м, условие выполняется.

Расчет панели по второй группе предельных состояний

Структура расчёта:

а) Расчет продольных рёбер панели на образование и раскрытие нормальных трещин

Панель относиться к третьей категории трещиностойкости.

Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f =1.

Определяем параметры «ввода данных» блок-схемы 3.

Находим плечо внутренней пары сил Z_1 в сечении с трещиной по приближенной формуле, рекомендованной авторами [5]:

$$Z_1 = h_0 – 0,5h_f = 30 – 0,5*5 = 27,5 \text{ см}.$$

Принимаем эксцентриситет усилия обжатия относительно ц.т. преднапряженной арматуры l_{sp} = 0.

Площадь сечения растянутой арматуры в месте образования нормальных трещин $A_s = A_{sp}$ = 3,08 см (2Ø14Ат V).

Площадь сечения сжатой арматуры в расчёте не учитываем, принимаем A'_s =0.

Находим коэффициент армирования сечения

$\mu = A_s/bh_0 = 3,08*10^{-4}/0,19*0,3 = 0,0054$.

Коэффициент η=1 принимаем в соответствии с п.4.14 [1].

Составляем таблицу «ввода данных» и заносим входящие величины в порядке их определения по ходу расчёта панели.

Находим ядровый момент от усилия обжатия бетона для нижней грани сечения в период эксплуатации

$M_{гр}$ = 0,84*99,9*(0,197+0,037) = 19,6 кН/м.

То же, для верхней грани сечения в период обжатия преднапряженной арматурой

$M^1_{гр}$ = 1,16*114,6*(0,197-0,089) = 14,36 кН/м.

Находим момент в верхней грани сечения при обжатии преднапряженной арматурой

M^1_{crc} = 1,8*10^3*217,5*10^{-4} – 14,36 = 24,8 кН/м.

24,8 > 0 следовательно, в период обжатия трещины в верхней зоне сечения не образуются.

Определяем момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин в нижней грани продольных рёбер:

M_{crc} = 1,8*10^3*105,9*10^{-4}+19,6 = 38,7 кН/м.

M_{crc}=38,7 < M_{r2} = 51,7 кН/м, следовательно, трещины при эксплуатации панели образуются и требуется определить ширину их раскрытия.

Находим приращение напряжений в растянутой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок

σ_{s1} = 39,5 – 99,9(0,275-0)/(3,08*10^{-4}*0,275) = 14,2*10^4 кН/м^2.

То же, от действия полной нагрузки

σ_{s2}= 51,7 – 99,9*0,275/(3,08*10^{-4}*0,275) = 28,6*10^4 кН/м^2.

Находим ширину раскрытия трещин от кратковременного действия всей нагрузки

a_{crc1} = 1,0*28,6*10^4*20*(3,5-100*0,0054)*$\sqrt[3]{14}$ / 19*10^7 = 0,21 мм.

То же, от кратковременного действия постоянной и длительной нагрузок:

a_{crc2}= 1,0*14,2*10^4*20*(3,5-100*0,0054)*$\sqrt[3]{14}$ / 19*10^7 = 0,11 мм.

φ_1 = 1,6-15*0,0054 = 1,52.

То же, от длительного действия постоянной и длительной нагрузок

a_{crc3}= 1,0*1,52*14,2*10^4*20*(3,5-100*0,0054)*$^3\sqrt{14}$ / 19*10^7 = 0,16 мм.

Находим кратковременную ширину раскрытия трещин

A_{czc} =0,21-0,11+0,16 = 0,26 мм < [0,3] мм.

Следовательно, ширина раскрытия нормальных трещин допустимая.

б) Расчёт панели по деформациям

В соответствии с п. 1.20 [1] расчет по деформациям, с ограничением по эстетическим требованиям, производим на действие постоянных и длительных нагрузок. Состоит он в проверке условия f ≤ [f] где [f] – предельно-допустимый прогиб, равный 2,5 см.

При нормативной нагрузке панель имеет трещины в растянутой зоне (M_{czc} < M_{z2}),

- потери предварительного напряжения в рабочей арматуре

$\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9$=3,5+35+12,8 = 51,3 МПа;

- площадь сжатой зоны бетона

$A_b = (\varphi_f + \xi) b\ h_0$.

Для упрощения расчета примем

$A_b = b_f h_f$ = 1,45*0,05 = 0,0725 $м^2$.

Находим коэффициенты:

ν=0,15 (см. табл.35 [1]); φ_{ls} = 0,8 (см. табл.36 [1]);

δ=y/(h-y) = 0,247/(0,35-0,247) = 2,4 >1,4.

Принимаем δ=1,4; ψ_b = 0,9 (см. п.4.27 [1]).

Эксцентриситет силы P_N относительно ц.т. растянутой арматуры

$e_{s,t0t} = M_{Z1}/P_N$ = 39,5/99,9 = 0,4 м.

Так как $e_{s,t0t}$ < 1,2 $h_0/\varphi l_s$ = 1,2*0,3/0,8 = 0,45 м, принимаем $e_{s,t0t}$ = 0,45 м.

Определяем коэффициенты:

φ_m = 1,8*10^3*105,9*10^{-4}/(39,5-19,6) = 0,96 < 1;

ψ_s = 1,25-0,8*0,96 – (1-$0,96^2$)*0,3/(3,5-1,8*0,96)*0,45 = 0,453 < 1.

Проверяем условие трещиностойкости верхней зоны:

$M^1_{czc} = 1,8*10^3*217,5*10^{-4} – 14,6 = 24,79 > 0$.

Находим кривизну от постоянной и длительной нормативных нагрузок

$1/r_3 = 39,5/(0,3*0,275) * [0,453/(19*10^7*3,08*10^{-4}) + 0,9/(725*10^{-4}*325*10^5*0,15)] – 99,9*0,453/(0,3*19*10^7*3,08*10^{-4}) = 23,48*10^{-4}$ м$^{-1}$.

Определяем кривизну, обусловленную выгибом панели вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия::

$1/r_4 = 51,3*10^3/(19*10^7*0,3) = 9*10^{-4}$ м$^{-1}$.

Находим полную кривизну

$1/r = 1/r_3 – 1/r_4 = (23,48-9)*10^{-4} = 14,48*10^{-4}$ м$^{-1}$.

Находим прогиб панели

$f=5/48*5,89^2*14,48*10^{-4} = 0,0052$ м = 0,5см < [2,5] см

Следовательно, прогиб панели допустимый.

Расчет многопустотной плиты перекрытия

Расчет по предельным состояниям первой группы

Расчетный пролет плиты перекрытия $\ell_0 = 5,98$ м.

Проведем сбор нагрузок на 1 м^2 плиты, таблице 3.5

Таблица 3.5. Сбор нагрузок на перекрытие на 1 м^2

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м^2	γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Постоянная нагрузка:			
Собственный вес плиты	3000	1,1	3300
Состав пола:			
Линолеум, 6 кг/м^2	60	1,3	78
Стяжка из цементно-песчаного раствора М150, δ=40 мм	600	1,3	780

ДВП	80	1,3	104
Керамзитобетон М75	160	1,3	208
Итого постоянная нагрузка:	4660		5458
Временная в т.ч. длительная: перегородки	2160	1,2	2592
Полезная нагрузка	2000	1,2	2400
Полная нагрузка	8820		10450

Расчетная нагрузка на 1 м при ширине плиты 1,5 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания γ_n=0,95; постоянная:

$$q = 5{,}458 \times 1{,}5 \times 0{,}95 = 7{,}78 \text{ кН/м;} \quad (3.5.1)$$

полная:

$$q + v = 10{,}45 \times 1{,}5 \times 0{,}95 = 14{,}9 \text{ кН/м;} \quad (3.5.2)$$

$$v = 4{,}99 \times 1{,}5 \times 0{,}95 = 7{,}1 \text{ кН/м.} \quad (3.5.3)$$

Нормативная нагрузка на 1 м: постоянная:

$$q = 4{,}66 \times 1{,}5 \times 0{,}95 = 6{,}64 \text{ кН/м;} \quad (3.5.4)$$

полная:

$$q + v = 8{,}82 \times 1{,}5 \times 0{,}95 = 12{,}6 \text{ кН/м;} \quad (3.5.5)$$

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок: от расчетной нагрузки:

$$M = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0^{\,2}}{8} = \frac{14{,}9 \times 5{,}98^2}{8} = 64{,}4 \text{ кН·м;} \quad (3.5.6)$$

$$Q = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0}{2} = \frac{14{,}9 \times 5{,}98}{2} = 43{,}8 \text{ кН.} \quad (3.5.7)$$

От полной нормативной нагрузки:

$$M = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0^2}{8} = \frac{12{,}6\times5{,}98^2}{8} = 54{,}5 \text{ кН·м;} \quad (3.5.8)$$

$$Q = \frac{(q+v)\mathbf{l}_0}{2} = \frac{12{,}6\times5{,}98}{2} = 37 \text{ кН.} \quad (3.5.9)$$

От нормативной постоянной и длительной нагрузок:

$$M = \frac{12{,}6\times5{,}98^2}{8} = 54{,}5 \text{ кН·м.} \quad (3.5.10)$$

Высота сечения многопустотной (6 круглых пустот ∅159 мм) предварительно напряженной плиты:

$$h \approx \frac{\mathbf{l}_0}{30} = \frac{598}{30} \approx 22 \text{ см;} \quad (3.5.11)$$

рабочая высота сечения:

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ см.} \quad (3.5.12)$$

Размеры плиты:

толщина верхней и нижней полок (20-16)×0,5=2 см;

ширина ребер: средних 3,5 см, крайних 4,65 см.

В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения h_f'= 2 см; отношение h_f'/h=2/20=0,1≥0,1, при этом в расчет вводится ширина полки b_f'=146 см; расчетная ширина ребра

$$b=149-6\times15{,}9=51 \text{ см.} \quad (3.5.13)$$

Пустотную предварительно напряженною плиту армируют стержневой арматурой класса AV с электротермическим натяжением на упоры форм. К трещиностойкости плит предъявляют требования третьей категории. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении. Бетон тяжелый класса B25 соответствующий напрягаемой арматуре. Нормативная призменная прочность $R_{bn}=R_{b,\ ser}$=18,5 Мпа, расчетная R_b=14,5 МПа,

коэффициент условия работы бетона γ_{b2}=0,9; нормативное сопротивление при растяжении $R_{bth}=R_{bt,\ ser}$=1,6 МПа, расчетное R_{bt}=1,05 МПа, начальный модуль упругости бетона E_b=30000 МПа. Передаточная прочность бетона R_{bp} устанавливается так, чтобы при обжатии отношение напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp}\leq 0,75$.

Арматура продольных ребер класса A-V, нормативное сопротивление R_{sn}=785 МПа, расчетное сопротивление R_s=680 МПа; модуль упругости E_s=190000 МПа.

Предварительное напряжение арматуры принимаем равным:

$$\sigma_{sp} = 0,6R_{sn} = 0,6\times 785 = 470\text{МПа}. \qquad (3.5.14)$$

Проверяем выполнение условия:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{sn}, \qquad (3.5.15)$$

где σ_{sp} – значение предварительного напряжения в арматуре.

При электрохимическом способе натяжения p=30+360/ℓ, где ℓ – длина натягиваемого стержня, p = 30+360/6 = 90 МПа,

$$\sigma_{sp} + p = 470 + 90 = 560 < R_{sn} = 785\text{МПа}, \qquad (3.5.16)$$

условие выполняется.

Вычисляем предельное отклонение предварительного напряжения по формуле:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5\frac{P}{\sigma_{sp}}\left(1+\frac{1}{\sqrt{n_p}}\right); \qquad (3.5.17)$$

где n – число напрягаемых стержней плиты n_p=2.

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5\frac{90}{470}\left(1+ 1/\sqrt{2}\right) = 0,16. \qquad (3.5.18)$$

Коэффициент точности напряжения при благоприятном влиянии предварительного напряжения определяется по формуле:

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,16 = 0,84; \qquad (3.5.19)$$

При проверке по образованию трещин в верхней зоне плиты при обжатии принимают γ_{sp}=1+0,16=1,16.

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения:

$$\sigma_{sp} = \gamma_{sp} \times \sigma_{sp} = 0{,}84 \times 470 = 385\text{МПа}. \qquad (3.5.20)$$

Рассчитаем прочность плиты по сечению, нормальному к продольной оси (М=64,4 МПа).

Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Подбираем сечение по заданному моменту.

Находим:

$$\alpha_м = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{6440000}{\left[0{,}9 \times 14{,}5 \times 146 \times 17^2 \times 100\right]} 0{,}117, \qquad (3.5.21)$$

по СНиП находим ξ=0,125; $\chi=\xi h_0$=0,125×17=2,13 см < 3 см, нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки ξ=0,938.

Характеристика сжатой зоны:

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \times 0{,}9 \times 14{,}5 = 0{,}75 \qquad (3.5.22)$$

Граничная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_{scu}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}75}{1 + \frac{575}{500}\left(1 - \frac{0{,}75}{1{,}1}\right)} = 0{,}548, \qquad (3.5.23)$$

здесь $\sigma_{sr} = R_s = 560 + 400 - 385 = 575\text{МПа}$.

Коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, определяют по формуле:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)\left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)\left(\frac{2 \times 0{,}125}{0{,}548} - 1\right) = 1{,}23 < \eta \quad (3.5.24),$$

где η=1,15 – для арматуры класса А-V; принимают $\gamma_{sb}=\eta$=1,15.

Вычисляем площадь сечения напрягаемой арматуры:

$$A_s = m\gamma_{s6}R_s\xi h_0 = 6440000 \big/ 1{,}15\times560\times0{,}938\times17 = 6{,}4\text{см}^2 \quad . \qquad (3.5.25)$$

Принимаем 8∅10А-V, A_s=9,28 см^2.

Проведем расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси, Q=43,8 кН.

Влияние усилия обжатия P = 338 кН:

$$\varphi_n = \frac{0{,}1N}{R_{bt}bh_0} = \frac{0{,}1\times338000}{1{,}05\times48\times17} = 0{,}39 < 0{,}5, \qquad (3.5.26)$$

где φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил.

Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчету. Условие:

$$Q_{max} = 43{,}8\times10^3 \le 2{,}5R_{bt}bh_0 = 2{,}5\times0{,}9\times1{,}05\times100 = 193\times10^3\text{Н} - \text{выполняется}$$

$$\text{При } q = q + \frac{v}{2} = 7{,}78 + \frac{7{,}1}{2} = 11{,}3\text{кН/м и поскольку}$$

$$0{,}16\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}b = 0{,}16\times1{,}5\times(1+0{,}39)\times0{,}9\times1{,}05\times48 = \\ = 1513{,}2\text{Н/см} > 113\text{Н/см} \quad ,$$

принимаем c=2,5h_0=2,5×17=42,5 см.

Другое условие (поперечная сила в вершине наклонного сечения):

$$Q = Q_{max} - q_1c = 43{,}8\times10^3 - 113\times42{,}5 = 39\times10^3\text{Н}, \qquad (3.5.27)$$

если $\varphi b_4(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0 > Q = Q_{max} - q_1c$, то поперечная арматура по расчету не требуется:

$$\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2 = 1{,}5\times1{,}39\times0{,}9\times1{,}05\times48\times\frac{17^2}{42{,}5} = \\ = 64{,}3\times10^3\text{Н} < 39\times10^3\text{Н} \quad , \qquad (3.5.28)$$

следовательно, поперечная арматура по расчету не требуется.

На приопорных участках длиной ℓ/4 арматуру устанавливаем конструктивно, ∅4Вр-I с шагом S = h/2 = 20 / 2 = 10 см, в средней части пролета поперечная арматура не ставится.

Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики приведенного сечения

Круглое очертание пустот заменяем эквивалентным квадратным очертанием со стороной h = 0,9d = 0,9×16 = 14,4 см. Толщина полок эквивалентного сечения:

$$h'_f = h_f = (20-14)\times 0{,}5 = 2{,}8\text{см}. \qquad (3.5.29)$$

Ширина ребра равна:

$$146 - 7\times 14{,}4 = 45{,}2\text{см}. \qquad (3.5.30)$$

Площадь приведенного сечения определим по формуле:

$$A_{red} = 146\times 20 - 159\times 14{,}4 = 1622\text{см}^2. \qquad (3.5.31)$$

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

$$y_0 = 0{,}5\times h = 0{,}5\times 20 = 10\text{см}. \qquad (3.5.32)$$

Момент инерции симметричного сечения равен:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} - \frac{((bh)_{пр})^3}{12} = 136897{,}3\text{см}^4. \qquad (3.5.33)$$

Момент сопротивления сечения по нижней зоне определим по формуле:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{136897{,}3}{10} = 13689{,}7\text{см}^3; \qquad (3.5.34)$$

то же, по верхней зоне W'_{red}=13689,7 см^3.

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней), до центра тяжести сечения равно:

$$r = \varphi_n \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} \right) = 0{,}85 \left(\frac{13689{,}7}{1622} \right) = 7{,}2\text{см}, \qquad (3.5.35)$$

$$\text{где} \quad \varphi_т = 1{,}6 - \frac{\sigma_{вр}}{R_{b,ser}} = 1{,}6 - 0{,}75 = 0{,}85. \qquad (3.5.36)$$

Отношение напряжения в бетоне от нормативных нагрузок и усилие обжатия к расчетному сопротивлению бетона для предельных состояний второй группы предварительно принимаем равным – 0,75.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне согласно формуле:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1{,}5 \times 13689{,}7 = 20535\text{см}^3, \qquad (3.5.37)$$

где γ - коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения. Для тавровых сечений при $h_f/h<0{,}2$; принимают $\gamma=1{,}5$.

Упругопластический момент сопротивления в растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия $W'_{pl}=20535$ см^3.

Потери предварительного напряжения арматуры

Коэффициент точности натяжения арматуры принимаем $\gamma_{sp}=1$. Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения $\sigma_1=0{,}03$; $\sigma_{sp}=0{,}03\times470=14{,}1$ МПа. Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2=0$, т.к. при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия:

$$P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_1) = 9{,}8(470 - 14{,}1) \times 100 = 423\text{кН}. \qquad (3.5.38)$$

Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести сечения

e_{op}=10-3= 7 см. Напряжение в бетоне при обжатии определим по формуле:

$$\sigma_{вр} = \frac{P}{A_{red}} + P_{lop}\frac{y_0}{I_{red}} =$$
$$= (423075{,}2/1622 + 423075{,}2 \times 7 \times 10 \times 13689{,}7) \times 100 = 3{,}8 МПа. \quad (3.5.39)$$

Устанавливаем значение передаточной прочности бетона из условия $\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} \le 0{,}75.$ Принимаем $R_{вр}$=12,5 МПа, тогда отношение

$$\frac{\sigma_{вр}}{R_{вр}} = \frac{3{,}8}{12{,}5} = 0{,}30. \quad (3.5.40)$$

Вычисляем сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести площади напрягаемой арматуры от усилия обжатия (без учета момента от веса плиты):

$$\sigma_{вр} = \left(\frac{423075{,}2}{1622} + \frac{423075{,}2 \times 7^2}{13689{,}7}\right)/100 = 3{,}2 МПа. \quad (3.5.41)$$

Потери от быстронатекающей текучести при $\sigma_{вр}/R_{вр} = 3{,}2/2{,}5 = 0{,}3$ и при $\alpha > 0{,}3\sigma_{вр} = 40 \times 0{,}3 = 12 МПа.$

Первые потери $\sigma_{los} = \sigma_1 + \sigma_в = 14{,}1 + 12 = 26{,}1 МПа,$ с учетом σ_{los1}, напряжение $\sigma_{вр}$=3,2 МПа; $\sigma_{вр}/R_{вв} = 0{,}35.$

Потери от усадки бетона $\sigma_в$=35 МПа.

Потери от ползучести бетона σ_9=150×0,85×0,35=44,6 МПа.

Вторые потери: $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 44{,}6 = 79{,}6 МПа.$

Полные потери: $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 26{,}1 + 79{,}6 = 105{,}7 > 100 МПа$,

т.е. больше установленного минимального значения потерь.

Усилия обжатия с учетом полных потерь:

$$P_2 = A_s \times (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 9{,}28 \times (470 - 105{,}7) = 338 кН. \quad (3.5.42)$$

Расчет по образованию трещин,

нормальных к продольной оси

Для расчета по трещиностойкости принимаем значения коэффициентов надежности по нагрузке γ_f=1, M=54,5 кН×м.

По формуле $M<M_{crc}$, вычисляем момент образования трещин по приближенному способу ядровых моментов, по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 1{,}6 \times 20535 + 4319640 = 76{,}1 кН \times м. \quad (3.5.43)$$

Поскольку M=54,5 кН×м < 76,1 кН×м, трещины в растянутой зоне не образуются.

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

$$P_1(l_{op} + r_{inf}) = 1{,}1 \times 423000(7 + 7{,}2) = 647190 Н \times см \le R_{btp} W_{pl} = 2053500 Н \times см,$$

условие выполняется, следовательно, начальные трещины не образуются.

Расчет прогиба плиты

Прогиб определяется от постоянной и длительной нагрузок и он не должен превышать ℓ/200=2,99 см.

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

Момент от постоянной и длительной нагрузок М = 54,5 кН×м. Суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь. Вычисляем φ_m по формуле:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{m_z - m_{zp}} = \frac{1{,}6 \times 20535}{5450000 - 4319640} = 2{,}9 < 1, \qquad (3.5.44)$$

принимаем φ_m=1.

Коэффициент, характеризующий неравномерность деформации растянутой арматуры на участке между трещинами, определяем по формуле:

$$y_s = 1{,}25 - j_{es} j_m - \frac{1 - j_m^2}{(3{,}5 - 1{,}8 j_m) e_{s,tot} / h_0} \le 1; \qquad (3.5.45)$$

$$\psi_s = 1{,}25 - 0{,}8 \times 1 - \frac{1 - 1{,}0^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \times 1{,}0) \times 0{,}96} = 0{,}45 < 1. \qquad (3.5.46)$$

Вычисляем кривизну оси при изгибе по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{m}{h_0 z_1}\left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{E_b A_b}\right) - \frac{N_{tot}\psi_s}{h_0 E_s A_s} =$$
$$= \frac{5450000}{17 \times 16{,}3}\left(\frac{0{,}45}{190000 \times 9{,}28} + \frac{0{,}9}{0{,}15 \times 30000 \times 409}\right) - \frac{338000 \times 0{,}45}{17 \times 19000 \times 9{,}28} = 6{,}73 \times 10^5 \qquad (3.5.47)$$

Вычисляем прогиб плиты по формуле:

$$f = \frac{5}{48} l_{0x}^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \times 598^2 \times 6{,}73 \times 10^5 = 2{,}42\text{см} < 2{,}94\text{см}, \qquad (3.5.48)$$

следовательно, плита имеет допустимый прогиб.

Такой вариант , как ребристые плиты обладает хорошей несущей характеристикой при небольшом весе . Это качество позволяет использовать его при перекрытии больших проемов.

К недостаткам ребристых панелей относится низкая тепло- , шумоизоляция , а также отсутствие ровной гладкой поверхности. Поэтому данные плиты популярны в промышленном строительстве .

Многопустотные плиты обладают следующими характеристиками : стойкость к повышенным нагрузкам, универсальность строительства , железобетонная прочность , высокая шумо- и звукоизоляция , отсутствие усадки , поглощение вибрации и колебаний , быстрота монтажа,и ровная поверхность , устойчивость к коррозии. Пустотные **плиты** легче и **дешевле** полнотелых.

3.Основания и фундаменты

Таблица№1. Физико – механические характеристики грунта b=2,4м.

Наименование грунта	g, кН/			C, кПа	E, МПа
Насыпной грунт	15	-	-	-	-
Суглинки	19,1	,42	4	17	14
Глина	18,9	-	8	19	15
Глина	19	-	2	33	25

Таблица№2. Сбор нагрузок

Вид нагрузки или воздействия	Коэф. перегрузки	Сечения					
		I-I		II-II		III-III	
		N_{II}	N_I	N_{II}	N_I	N_{II}	N_I
От колонны	1,1	108	118	108	118	-	-
От стены	1,2	-	-	1145	1374	184	221
От плит	1,1	90	99	4	4	7	8

перекрытия и покрытия		3	4	51	96	3	0
От снега	1,4	89	133	44	62	7	10
От полез.нагр	1,2	2976	3570	1488	1785	240	288
От полов	1,2	3060	3670	887	1064	143	171
От кровли	1,1	279	306	140	154	22	25
От перегородок	1,2	3013	3615	1506	1807	243	291
Итого:		**10420**	**12400**	**5770**	**6860**	**910**	**1080**

3.1Проектирование свайного фундамента под колонну среднего ряда

Проектирование свайного фундамента заключается в подборе длины сваи, определение несущей способности, осадки, количества и шага свай.

Принимаем сваю $СН_{пр}$ 12-30.

Определяем несущую способность висячей сваи по формуле 7.8 СП-50-102-2003.

$F_q = g_c(R \cdot A \cdot g_R + U\sum h_i \cdot f_i \cdot g_f)$,где:

g_R, g_f - коэффициенты условия работ для забивных свай равный 1;

R- расчетное сопротивление грунта под острием сваи принимается по табл. 1, СНиП 2.02.03-85;

A- площадь поперечного сечения сваи;

U- периметр;

h_i- длина участка;

f_i- сопротивление грунта вдоль боковой поверхности сваи принимаемое по таблице 2 СНиП 2.02.03-85, в зависимости от глубины рассматриваемой точки.

h_1=2,65, f_1=38кПа;

h_2=4,1, f_2=45,6 кПа;

h_3=5,8, f_3=49,3 кПа;

h_4=7,8 f_4=52,2 кПа;

h_5=9,8 f_5=55,0 кПа;

h_6=11,65, f_6=56,2 кПа;

Принимаем сопротивление под острием сваи R=2900кПа. Тогда несущая способность сваи составит:

$$Fd = g_c\left(g_{CR} \cdot R \cdot A + U\sum g_{cf} \cdot f_i \cdot h_i\right) =$$

$$= 1 \cdot (10700 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}3 + 1{,}2 \cdot (38 \cdot 1{,}5 + 45{,}6 \cdot 1{,}4 + (49{,}3 + 52{,}2 + 55) \cdot 2 + 56{,}5 \cdot 1{,}7) = 2226кН$$

Находим расчетно-допустимую нагрузку на сваю:.

$$N_{р.д.} = \frac{F_g}{g_c} = \frac{2226}{1{,}4} = 1590кН$$

Определим количество свай под колону: . $n = \frac{N_1}{N_{р.д.}} = \frac{12400}{1590} \cdot 1{,}2 = 10$

Предварительно выполним расстановку свай в кусте (учитывая требования норм и размеры подколонника)

Минимальное расстояние между сваями в ряду

l^l = 3 · d = 3 · 0,3 = 0,9 м (3.4)

где l^l – расстояние между сваями в ряду, м;

d – диаметр сваи, м.

Осевое расстояние между рядами свай в ростверке

$$l_{ос}=\sqrt{(3d)^2-\left(\frac{3d}{2}\right)^2}$$

где $l_{ос}$ – осевое расстояние между сваями, м

d – то же, что и в формуле

$$l_{ос}=\sqrt{(3\cdot 0{,}3)^2-\left(\frac{3\cdot 0{,}3}{2}\right)^2}=1{,}04\text{м}$$

Находим длину ростверка в плане

$l_р = 2 \cdot 3 \cdot d + d + 2 \cdot 0{,}15 = 3{,}1$м

Находим ширину ростверка в плане

$b_р = 2 \cdot l_{ос} + d + 2 \cdot 0{,}15 = 2{,}8$м

$Q_{ф.\,рост}$ =3,1·2,8·1,9·20=330

Вес сваи Q_c =10·0,09·25=40 Кн общий вес свай составит:

$Q_{об}=Q_c$ ·10=40·10=400 кН

Общий вес свай и ростверка:. $Q_{ф.св}=Q_{ф.\,рост}+Q_{.об}$ =330+400=730 кН

Определим изгибающий момент:

$$M=M_1+Q_1\cdot h_p=300+100\cdot 1{,}9=490\,\text{кН·м}$$

Нагрузка на сваи составит:

$$N_{\max}=\frac{N_1+Q_{ф.св}}{n}\pm\frac{M\cdot x_i}{n\cdot x_i^2}=\frac{12400+730}{10}\pm\frac{490\cdot 0{,}9}{10\cdot 0{,}9^2}=1313\pm 54$$

Тогда $N_{\max}=1367\,\text{кН}$ $N_{\min}=1259\,\text{кН}$

Проверяем условие:, $N_{\max}\le N_{р.д.}\cdot 1{,}2$; 1364≤1590·1,2=1908 кН . $N_{\min}\rangle 0$

Условие выполняется, окончательно принимаем под колонну среднего ряда 10 свай типа $СН_{пр}$, с размерами ростверка, $l_р$=3,1м, $b_р$=2,8м.

3.2Проектирование свайного фундамента под колонну крайнего ряда

Для расчета свай под колонну крайнего ряда примем сваю типа $СН_{пр}$ 8-30, для которой несущая способность приведена в предыдущем расчете.

Определим количество свай под колону:. $n = \frac{N_1}{N_{р.д.}} = \frac{6860}{1590} \cdot 1{,}2 = 6$

$l_р = 2 \cdot 3 \cdot d + d + 2 \cdot 0{,}15 = 3{,}1$м

$b_р = l_{ос} + d + 2 \cdot 0{,}15 = 1{,}7$м

Определяем размеры ростверка:

$Q_{ф.рост}$ =3,1·1,7·1,9·20=187

Вес сваи:, Q_c =6·0,16·25=24 Кн общий вес свай составит:

$$Q_{об} = Q_c \cdot 10 = 24 \cdot 6 = 144 \text{ кН}$$

Общий вес свай и ростверка:. $Q_{ф.св} = Q_{ф.рост} + Q_{.об}$ =187+144=331 кН

Определим изгибающий момент:

$$M = M_1 + Q_1 \cdot h_p = 300 + 100 \cdot 1{,}9 = 490 \text{ .кН·м}$$

Нагрузка на сваи составит:

$$N_{\max} = \frac{N_1 + Q_{ф.св}}{n} \pm \frac{M \cdot x_i}{n \cdot x_i^2} = \frac{6860 + 331}{6} \pm \frac{490 \cdot 0{,}9}{6 \cdot 0{,}9^2} = 1027 \pm 90 .$$

Тогда . $N_{\max} = 1117$ кН $N_{\min} = 937$ кН

Проверяем условие:, $N_{\max} \le N_{р.д.} \cdot 1{,}2$; 1117≤1590·1,2=1908 кН . $N_{\min} \rangle 0$

Условие выполняется, окончательно принимаем под колонну среднего ряда 6 свай типа $СН_{пр}$, с размерами ростверка, $l_р$=3,1м, $b_р$=1,7м.

3.3 Проектирование свайного фундамента под стену

Требуется определить шаг свай

$$C = \frac{N_{р.д.}}{N_1 + Q_p}$$

Пренебрегая весом ростверка, находим

$$C = \frac{N_{р.д.}}{N_1} = \frac{1590}{1086} = 1{,}46\,\text{м}$$

3d<l<6d

0,16<1,46<2,4 - условие выполняется.

Определим размеры ростверка

$b_р$ =d+0,05·2=0,4

$h_р$ =0,6

Вес погонного метра ростверка:

$Q_p = b_p \cdot h_p \cdot l_p \cdot g = 0{,}4 \cdot 0{,}6 \cdot 1 \cdot 25 = 8{,}75$ Кн/м³

Определим шаг свай: $C = \frac{N_{р.д.}}{N_1 + Q_p} = \frac{1590}{1086 + 8{,}75} = 1{,}4\,\text{м}$

3.4Расчет осадки свайного фундамента

Расчет осадки отдельно стоящих фундаментов из висячих свай в соответствии с [3] производится как для условного фундамента на естественном основании методом послойного суммирования. Причем определяется средняя осадка фундамента от действия только вертикальной силы без учета момента.

Осредненное расчетное значение угла внутреннего трения слоев грунта, прорезаемых сваями, определяется по формуле

$$j_{ср} = \frac{\sum j_i h_i}{\sum h_i} = \frac{24 \cdot 1{,}2 + 18 \cdot 3{,}2 + 12 \cdot 6{,}8}{1{,}2 + 3{,}2 + 6{,}8} = 15°$$

где j_i - расчетные значения углов внутреннего трения для отдельных слоев грунта толщиной hi пройденных свай, м;

hi - глубина погружения свай в грунт, м.

тогда, размеры условного фундамента в плане будут равны:

l_y= 1,8+0,4+ 2 · 7,7 · tg($\frac{15}{4}$)= 3,21 м;

b_y =1,6+ 0,4+ 2 ·7,7· tg($\frac{15}{4}$)= 3,01м.

Площадь условного фундамента

Ay = ly by = 3,21·3,01= 9,66 м^2.

Собственный вес условного свайногрунтового массива может быть определен по формуле Gy = Ay dyγ . Приняв усредненный удельный вес грунта и свай в пределах свайно-грунтового массива равным γ = 20 кН/м^3, будем иметь

Gy = 9,66 ·11,6 · 20 = 2241,12 кН.

$$P_{ср} = \frac{N + G_{усл}}{A_{усл}} = \frac{819 + 2241{,}12}{9{,}66} = 316{,}7 кН,$$

где N=910·0,9=819 кН.

Расчетное сопротивление грунта под подошвой условного фундамента определим по формуле (7) [2]методом послойного суммирования с использованием расчетной схемы грунтового основания в виде линейно-деформируемого полупространства. Эта схема применяется в случае, если выполняется условие P ≤ R.

Проверим это условие:

$$R=\frac{g_{C1}\cdot g_{C2}}{k}\left[M_g\cdot b\cdot k_z\cdot g_{II}+M_q\cdot d_1\cdot g'_{II}+M_C\cdot c_{II}\right],$$

где γ_{c1}= 1,4; γ_{c2} = 1,2 k = 1,1; k_z= 1.

коэффициенты Mγ, Mq, Mc зависят только от угла внутреннего трения φ_{II} слоя грунта, на который опирается условный фундамент,

при φ_{cp} = 15° ;Mγ = 0,32 Mq=2,30, Mc =4,84

Удельный вес грунта под подошвой условного

фундамента γ_{II}=17,3 кН/м^3.

Осредненное значение удельного веса грунта выше подошвы условного фундамента

$$\gamma'_{II} = \frac{0{,}4\cdot 15+1{,}2\cdot 19{,}1+3{,}2\cdot 18{,}9+6{,}8\cdot 19}{0{,}4+1{,}2+3{,}2+6{,}8} = 17{,}3\text{кН/м}^3$$

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

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\cdot\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 11{,}6 + \frac{0{,}25\cdot 5{,}5}{17{,}3} = 11{,}68_{\text{м}}$$

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

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

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

d_b - глубина подвала - расстояние от уровня планировки до пола подвала, м

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

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1}\left[0,32 \cdot 3,01 \cdot 1 \cdot 17,5 + 2,30 \cdot 11,68 \cdot 17,3 + 4,84 \cdot 33\right] = 962 Па$$

$P = 316,7 кПа < R = 962 кПа$ - условие выполняется.

Природные напряжения от действия собственного веса грунта определяются по формуле

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{IIi} \cdot h_i$$

где γ_{IIi}- удельный вес i-го слоя грунта толщиной hi.

s_{zq0}- среднее давление от собственного веса грунта в уровне подошвы фундамента. $s_{zq0} = 15 \cdot 0,4 + 19,1 \cdot 1,2 + 18,9 \cdot 3,2 = 89,4 кПа$;

Определяем дополнительное давление в уровне подошвы фундамента

$P_0 = P - s_{zq0}$,

где $P = 316,7 кПа$;

$P_0 = 316,7 - 89,4 = 227,3 кПа$

Дополнительные напряжения с глубиной затухают, и их значения определяются по формуле

$$s_{zp} = P_0 \cdot a$$

коэффициент α для каждого рассматриваемого слоя, расположенного на глубине Z от подошвы фундамента, определяется по таблице в зависимости от параметров

$$\xi = \frac{2z}{b_y} \text{ и } \eta = \frac{l_y}{b_y}$$

Для построения эпюры дополнительных давлений σzp (рис.) вся толща ниже подошвы условного фундамента разбивается на элементарные слои. Толщина элементарного слоя должна быть не более 0,25 ·by. При этом каждый элементарный слой должен быть однородным. Толщина элементарных слоев не должна превышать 0,25 · 3,21 = 0,8025 см. Примем толщину элементарных слоев 0,80 м. Среднее дополнительное напряжение □zpi для каждого элементарного слоя определяют как среднеарифметическое

значение между дополнительными напряжениями на верхней и нижней границах элементарного слоя.

Активная зона, в пределах которой учитывается сжатие грунта, определяется из условия:

при $E \geq 5 МПа \quad s_{zp} \leq 0{,}2 s_{zq}$

при $E < 5 МПа \quad s_{zp} \leq 0{,}1 s_{zq}$

Глубина, на которой выполняются данные условия, и будет нижней границей сжимаемой толщи (ВС). Расчет удобно выполнять в табличной форме.

Осадка основания условного фундамента определяется по формуле $S = b \sum_{i=1}^{n} \frac{s_i * h_i}{E_i} \leq S_u = 100 мм$ (S_u - предельно допустимая осадки).

$$s_i = \frac{s_{ZPi} + s_{ZPi+1}}{2}; \; b = 0{,}8$$

где σ_{zpi} - среднее напряжение в i-ом слое грунта, кПа. hi - толщина i-го слоя грунта, м;

E_i- модуль деформации i-го слоя грунта, кПа;

β- коэффициент, принимаемый β = 0,8;

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

Таблица 3.3 К расчету осадки отдельно стоящего свайного фундамента

Наименование грунта	№ точек	Z,	σ_{zq}, кПа	$0,2\sigma_{zq}$, кПа	$\xi = \frac{2Z}{b_y}$	$\eta = \frac{l_y}{b_y}$	α	σ_{zp}, кПа	σzpi, кПа
Глина	0	0	89,4	17,88	0	1,062	1	227,3	220,555
	1	0,8	103,24	20,648	0,516	1,062	0,924	213,46	194,557
	2	1,6	117,04	23,408	1,034	1,062	0,711	199,66	178,2
	3	2,4	130,84	26,168	1,548	1,062	0,503	185,86	175,92
E = 2500 кПа	4	3,2	144,68	28,936	2,067	1,062	0,391	172,02	160,749
	5	4,0	158,52	31,704	2,58	1,062	0,264	158,18	153,57
	6	4,8	171,844	34,368	3,09	1,062	0,212	144,86	

В нашем случае грунт в основании условного фундамента однородный. Толщина hi и модуль деформации Ei у элементарных слоев одинаковые. Подставляя в формулу значения соответствующих величин, будем иметь

$$S = 0,8\left[\frac{(220,555+194,557+178,2+175,92+160,749+153,57)\cdot 0,8}{25000}\right] = 0,023м = 23мм$$

Максимальная осадка для производственных и гражданских зданий с полным железобетонным каркасом в соответствии с приложением 4, [2] не должна превышать Smax,u = 80мм

S = 23мм см < Smax,u = 80мм.

Необходимое условие (2) расчета свайного фундамента по II предельному состоянию выполняется.

4.Технология и организация строительного процесса

4.1Земляные работы

Земляные работы выполняются при постройке любого здания или сооружения и составляют значительную часть их стоимости и трудоемкости. Земляные сооружения создаются путем образования выемок в грунте или возведения из него насыпей. Выемки, разрабатываемые только для добычи грунта называются разрезом, а насыпи, образованные при отсыпке излишнего грунта – отвалом.

В гражданском и промышленном строительстве земляные работы выполняются при устройстве траншей и котлованов. Выполнение таких объемов работ возможно лишь с применением высокопроизводительных рационально подобранных машин.

Разработка траншей и котлованов производится по рабочим отметкам, вынесенным в натуру при помощи кольев-визирок.

Ширина котлованов и траншей по дну определяется с учетом ширины конструкции, гидроизоляции, опалубки и крепления с добавлением 0,2 м.

Во избежании загромождения площадки отвала грунтом весь грунт от разработки котлованов и траншей, необходимый для обратной засыпки перемещается на расстояние до 50 м и складывается в отвал, а остальной грунт грузится в автотранспорт и вывозится.

Разработка грунта осуществляется с помощью одноковшового экскаватора ЭО4121, при этом допускается недобор грунта 150 мм. Грунт, оставшийся после механизированной разработки дорабатывается в ручную без применения механизированных инструментов.

Обратная засыпка производится бульдозером. Уплотнение грунта послойное, осуществляется пневмотрамбователем.

4.2 Технология забивки свай

Сваи предназначаются для передачи нагрузки от здания или сооружения на грунты. По характеру работы в грунта сваи подразделяются на сваи-стойки и висячие сваи.

Расположение свай в плане зависит от вида сооружения, от веса и места приложения нагрузки. Погружение в грунт заранее изготовленных свай осуществляется при помощи молотов разной конструкции, представляющих собой тяжелые металлические оголовки, подвешенные на тросах копров, которые поднимаются на необходимую высоту при помощи лебедок этих механизмов и свободно падают на голову свае.

Устройство свайных фундаментов предусматривается комплексно-механизированным способом с применением серийно выпускаемого оборудования и средств механизации. Калькуляция трудовых затрат, график выполнения работ, схемы погружения свай, материально-технические ресурсы и технико-экономические показатели выполнены для забивных свай-стоек сечением 30 х 30 см.

В состав работ, рассматриваемых картой входят:

1) разгрузка свай и складирование в штабели;
2) раскладка и комплектация свай у мест погружения;
3) разметка свай и нанесение горизонтальных рисок;
4) подготовка копра к производству погрузочных работ;
5) погружение свай (строповка и подтягивание свай к копру, подъем сваи на копер и заводка в наголовник, наведение сваи на точку погружения, погружение сваи до проектной отметки или отказа);
6) срубка голов железобетонных свай;
7) приемка работ.

До начала погружения свай должны быть выполнены работы:

1) отрывка котлована и планировка его дна;
2) устройство водостоков и водоотлива с рабочей площадки;
3) проложены подъездные пути, подведена электроэнергия;
4) произведена геодезическая разбивка осей и разметка положения свай и свайных рядов в соответствии с проектом;
5) произведена комплектация и складирование свай;
6) произведена перевозка и монтаж копрового оборудования.

Монтаж копрового оборудования производится на площадке размером не менее 35 х 15 м. После окончания подготовительных работ составляют двухсторонний акт о готовности и приемке строительной площадки, котлована и других объектов, предусмотренных ППР.

Подъем свай при разгрузке производят двухветвевым стропом за монтажные петли, а при их отсутствии – петлей «удавкой». Сваи на строительной площадке разгружают в штабели с рассортировкой по маркам. Высота штабеля не должна превышать 2,5 м. Сваи укладывают на деревянные подкладки толщиной 12 см с расположением остриями в одну сторону. Раскладку свай в рабочей зоне копра, на расстоянии не более 10 м, производят с помощью автокрана на подкладке в один ряд. На объекте должен быть запас свай не менее чем на 2-3 дня.

До погружения каждую сваю с помощью стальной рулетки размечают на метры от острия к голове. Метровые отрезки и проектную глубину погружения маркируют яркими карандашными рисками, цифрами (указывающими метры) и буками «ПГ» (проектная глубина погружения). От риски «ПГ» в сторону острия с помощью шаблона наносят риски через 20 мм (на отрезке 20 см) для удобства определения отказа (погружения сваи от одного удара молота). Риски на боковой поверхности свайного ряда позволяют видеть глубину забивки сваи в данный момент и определять число

ударов молота на каждый метр погружения. С помощью шаблона на сваю наносят вертикальные риски, по которым визуально контролируют вертикальность погружения свай.

Геодезическую разбивку свайного ряда производят по окончании разбивки основных и промежуточных осей здания. При разбивке центров свай по свайному ряду пользуются компарированной рулеткой. Разбивку выполняют в продольном и поперечном направлениях, руководствуясь рабочими чертежами свайных рядов. Места забивки свай фиксируют металлическими штырями длиной 20-30 см. Вертикальные отметки головок свай привязывают к отметке репера.

Погружение свай производят дизель-молотом СП-78. Для забивки свай рекомендуется применять Н-образные литые и сварные наголовники с верхней и нижней выемками. Свайные наголовники применяют с двумя деревянными прокладками из твердых пород (дуб, бук, граб, клен).

Погружение свай производится в следующей последовательности:

1) строповка сваи и подтягивание к месту забивки;
2) установка сваи в наголовник;
3) наведение сваи в точку забивки;
4) выверка вертикальности;
5) погружение сваи до расчетной отметки или расчетного отказа.

Строповку сваи для подъема на копер производят универсальным стропом, охватывающим сваю петлей «удавкой» в местах расположения штыря. К копру сваи подтягивают рабочим канатом с помощью отводного блока по спланированной или по дну котлована по прямой линии.

Молот поднимают на высоту, обеспечивающую установку сваи. Заводку сваи в наголовник производят путем ее подтягивания к мачте с последующей установкой в вертикальное положение. Поднятую на копер сваю наводят на точку забивки и разворачивают свайным ключом

относительно вертикальной оси в проектное положение. Повторную выверку производят после погружения сваи на 1 м и корректируют с помощью механизмов наведения.

Забивку первых 5-20 свай, расположенных в различных точках строительной площадки, производят залогами (число ударов в течение 2 минут) с подсчетом и регистрацией количества ударов на каждый метр погружения сваи. В конце забивки, когда отказ сваи по своей величине близок к расчетному, производят его измерение. Измерение отказов производят с точностью до 1 мм и не менее, чем по трем последовательным залогам на последнем метре погружения сваи. За отказ, соответствующий расчетному, следует принимать минимальное значение средних величин отказов для трех последовательных залогов.

Измерения отказов производят с помощью неподвижной реперной обноски. Сваю, не давшую расчетного отказа, подвергают контрольной добивке после ее «отдыха» в грунте в соответствии с ГОСТ 5686-78*. В случае, если отказ при контрольной добивке превышает расчетный, проектная организация устанавливает необходимость контрольных испытаний свай статической нагрузкой и корректировки проекта свайного фундамента. Исполнительными документами при выполнении свайных работ являются журнал забивки свай и сводная ведомость забитых свай.

Срубку голов свай начинают после завершения работ по погружению свай на захвате. В местах срубки голов наносят риски. Срубку выполняют с помощью механизированного инструмента.

Погружение свай производят при промерзании грунта не более 0,5 м. При большем промерзании грунта погружение свай производят в лидирующие скважины. Диаметр лидирующих скважин при погружении свай должен быть не более диагонали и не менее стороны поперечного сечения сваи, а глубина – 2/3 глубины промерзания. Проходку лидирующих

скважин производят трубчатыми бурами, входящими в состав оборудования копра.

Все звенья, работающие на погружении свай включают в комплексную бригаду конечной продукции.

Работы по погружению свай должны выполняться в соответствии со СНиП III-16-80, СНиП III-4-80 и «Правилами устройства и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов». Между машинистом копра и помощником должна быть установлена надежная сигнальная связь. Каждый сигнал должен иметь только одно значение и подаваться одним лицом. При погружении свай запрещается находиться в зоне работы копрового оборудования, радиус которой превышает высоту мачты на 5 м. Сваи рекомендуется подтягивать по прямой линии в пределах видимости машиниста копра только через отводной блок, закрепленный у основания копра. Зона работ по срубке голов свай должна быть временно ограждена. Газовую резку арматуры необходимо выполнять с соблюдением соответствующих требований СНиП III–4-80.32

4.3.Технология возведения монолитного железобетонного ростверка

Процесс возведения монолитного железобетонного ростверка является комплексным процессом в который входят:

1) устройство опалубки;
2) установка арматурных каркасов;
3) подача и укладка бетонной смеси в опалубку;
4) выдерживание и уход за бетоном;
5) снятие опалубки после достижения бетоном фундамента определенной прочности.

Вспомогательный процесс – транспортирование арматурных каркасов, опалубки и бетонной смеси.

Опалубка – временная вспомогательная конструкция, обеспечивающая заданные геометрические размеры и очертания бетонного элемента конструкции.

Опалубка должна отвечать следующим требованиям:

1) быть достаточно прочной;
2) не изменять форму в рабочем положении;
3) воспринимать технологические нагрузки и давление бетонной смеси без изменения основных геометрических размеров;
4) быть технологичной, т.е. легко устанавливаться и разбираться.

4.4. Армирование монолитного железобетонного ростверка

Армируется ростверк плоскими каркасами, которые доставляются на площадку из ЖБК и ДСК. На строительной площадке их сваривают в пространственные каркасы.

Монтаж арматурных изделий состоит из следующих технологических операций:

1) разгрузка и подача изделий непосредственно в сооружения или на площадку временного складирования;
2) установка в проектное положение и закрепление стыков электросваркой;
3) проверка выполненных работ и сдача их мастеру.

4.5 Бетонирование

Способы транспортирования бетонной смеси в зависимости от применяемых средств могут быть порционными и непрерывными. Порционное транспортирование осуществляется с использованием автосамосвалов.

4.6 Укладка бетонной смеси

Технологический процесс бетонирования состоит из подготовительных, вспомогательных и основных операций.

Подготовительные операции – подготавливают территорию объекта, подъездные пути, места разгрузки, емкости для приема бетонной смеси перед приемом бетонной смеси.

Основные операции: укладка бетонной смеси

Вспомогательные операции – очищают от грязи и от отслаивающейся ржавчины арматуру, закладные детали, анкерные болты.

До начала бетонирования должны быть выполнены по фронту и приняты по акту опалубка и арматура фундаментов в количестве, достаточном для бесперебойного бетонирования в течение 1-2 смен, а также опробованы все приспособления для подачи и уплотнения бетона.

Прием и подачи бетонной смеси к месту укладки производится в поворотных бадьях, емкостью 1 $м^3$ при грузоподъемности крана 5 т. Бадьи под загрузку устанавливаются на переносной настил для предотвращения потерь раствора.

Уплотнение бетонной смеси производится с соблюдением требованием СНиП III-BI-62 п.п. 4.35 ÷ 4.43.

При длительных перерывах в укладке бетонной смеси цементную пленку в рабочих швах фундамента удаляют с помощью водовоздушной форсунки струей воды под напором 3-5 атмосфер.

Бетонные и монолитные железобетонные конструкции производятся в соответствии с рабочими чертежами, с соблюдением требований СНиП 3.03.01–87 «Бетонные и монолитные железобетонные конструкции».

Непосредственно перед бетонированием опалубка должна быть очищена от мусора и грязи, а арматура от ржавчины.

Спуск бетонной смеси с высоты, во избежании расслоения, должен производиться с соблюдением следующих правил:

1) высота свободного сбрасывания бетонной смеси не должна превышать 2 м;
2) спуск бетонной смеси с высоты более 2 м должен осуществляться по виброжелобам, наклонным лоткам и желобам, которые обеспечивают медленное сползание бетонной смеси без расслоения.

Бетонные работы подземной части здания в основном заключаются в устройстве подстилающего слоя под полы. Перед устройством подстилающего слоя производят уплотнение основанию щебнем, который доставляется на площадку автотранспортом.

После завершения работ по подготовке основания на участке, производят работы по устройству подстилающего слоя. Бетонирование подстилающего слоя осуществляется полосами по 2 м. Уплотнение производится с помощью глубинных вибраторов.

4.6 Контроль качества и приемка работ

В процессе бетонирования мастер или производитель работ (прораб) должны вести наблюдение за производством работ согласно СНиП III-BI-62 п.п. 5.11 ÷ 5.12, а результаты наблюдения записывать в журнал бетонных работ по установленной форме.

4.7 Уплотнение бетонной смеси

Уплотнение бетонной смеси при укладке ее в конструкции делается для получения плотного, прочного и долговечного бетона. Уплотнение бетонной смеси производится, как правило, виброванием, для чего в свежеуплотненную бетонную смесь погружается вибратор, который передает смеси свои колебания. Под действием колебаний бетонная смесь начинает течь, хорошо заполняя опалубку; при этом вытесняется воздух из смеси. В результате получается плотный бетон. Уплотнение бетонной смеси может

производиться глубинными и поверхностными вибраторами. Для уплотнения бетонной смеси в ростверках, как правило, применяется глубинный вибратор с гибким валом со встроенным электродвигателем.

4.8 Особенности производства бетонных работ при отрицательных температурах

Настоящие правила распространяются на период производства бетонных работ при ожидаемой среднесуточной температуре наружного воздуха ниже 5^0С и минимальной суточной температурой ниже 0^0С.

Приготовление бетонной смеси следует производить в обогреваемых бетоносмесительных установках, применяя подогретую воду, оттаянные или подогретые заполнители, обеспечивающие получение бетонной смеси с температурой не ниже требуемой по расчету. Допускается применение неотогретых сухих заполнителей, не содержащих наледи на зернах и смерзшихся комьев. При этом продолжительность перемешивания бетонной смеси должна быть увеличена не менее чем на 25% по сравнению с летними условиями.

Способы и средства транспортирования должны обеспечивать предотвращение снижения температуры бетонной смеси ниже требуемой по расчету.

Состояние основания, на которое укладывается бетонная смесь, а также температура основания и способ укладки должны исключать возможность замерзания смеси в зоне контакта с основанием. При выдерживании бетона в конструкции методом термоса, при предварительном разогреве бетонной смеси, а также при применении бетона с противоморозными добавками допускается накладывать смесь на неотогретое непучинистое основание или старый бетон, если по расчету в зоне контакта на протяжении расчетного периода выдерживания бетона не произойдет его замерзание. При температурах воздуха ниже -10^0С

бетонирование густоармированных конструкций с арматурой диаметром больше 24 мм, арматурой из жестких прокатных профилей или с крупными металлическими закладными частями следует выполнять с предварительным отогревом металла до положительной температуры или местным вибрированием смеси в приарматурной и опалубочной зонах, за исключением случаев укладки предварительно разогретых бетонных смесей (при температуре смеси выше 45 ^{0}С). Продолжительность вибрирования бетонной смеси должна быть увеличена не менее чем на 25% по сравнению с летними условиями.

Перед укладкой бетонной (растворной) смеси поверхности полостей стыков сборных железобетонных элементов должны быть очищены от снега и наледи.

Контроль прочности бетона следует осуществлять, как правило, испытанием образцов, изготовленных у места укладки бетонной смеси. Образцы, хранящиеся на морозе, перед испытанием надлежит выдерживать 2-4 ч при температуре 15-20^{0}С.

4.9 Монтаж фундаментных блоков стеновых

Транспортировка и монтаж сборных железобетонных конструкций осуществляется в соответствии с требованиями СНиП 3.03.01 – 87 «Бетонные и железобетонные конструкции».

Монтаж сборных железобетонных конструкций осуществляется по участкам и по ярусам.

До начала монтажа должны быть произведены следующие подготовительные работы:

1) установка крана нулевого цикла;
2) разбивка и привязка осей фундаментов;
3) доставка в зону монтажа конструкций и монтажной оснастки;
4) устройство подъездных путей, площадок складирования конструкций.

Запас конструкций должен быть не менее чем на три смены. Складирование должно производиться в соответствие с технологической последовательностью монтажа в пределах досягаемости стрелы крана.

Монтаж конструкций подвала ведется краном МКГ-25.

Установку фундаментных блоков стен подвала следует производить, начиная с установки маячных блоков в углах здания и на пересечении осей. Маячные блоки устанавливают, совмещая их осевые риски с рисками разбивочных осей, по двум взаимно перпендикулярным направлениям. К установке рядовых блоков следует приступать после выверки положения маячных блоков в плане и по высоте.

Установка блоков фундаментов на покрытые водой или снегом основания не допускается.

Установку стен подвалов следует выполнять с соблюдением перевязки. Рядовые блоки следует устанавливать, ориентируя низ по обрезу блоков первого ряда, вверх – по разбивочной оси. Блоки наружных стен, устанавливаемые ниже уровня грунта, необходимо выравнивать по внутренней стороне стены, а выше – по наружной. Вертикальные и горизонтальные швы между блоками должны быть заполнены раствором и расшиты с двух сторон.

4.10 Плиты перекрытия

Плиты перекрытия монтировать по слою свежеуложенного цементно-песчаного раствора М200 толщиной 10 мм.

Швы между плитами тщательно очистить от мусора и заделать цементно-песчаным раствором М200.

Металлические анкера после установки защитить от коррозии слоем цементно-песчаного раствора М200 δ=200 мм.

Отверстия для пропуска коммуникаций, размером до 150 мм пробить по месту в пределах пустот (путем сверления не разрушая ребер плит).

Отверстия в торцах плит, опирающихся на наружные стены необходимо заделать бетоном кл. В15 на глубину 250 мм.

4.11 Монтажные работы

Производство строительно-монтажных работ ведется поточным методом по участкам (захваткам) и по ярусам, что дает возможность совмещать во времени строительно-монтажные процессы и другие работы.

Разбиваем здание на три захватки, соответствующие пределам единичной секции. Работы по циклу выше отметки нуля выполняются краном башенным КБ 403.

На участке (захватке), где ведутся монтажные работы, не допускается выполнение других работ и нахождения посторонних лиц.

При возведении зданий и сооружений запрещается выполнять работы, связанные с нахождением людей в одной секции (захватке, участке) на этажах (ярусах), над которыми производится перемещение, установка и временное закрепление элементов сборных конструкций или оборудования.

При возведении односекционных зданий или сооружений одновременное выполнение монтажных и других строительных работ на разных этажах (ярусах) допускается при наличии между ними надежных (обоснованных соответствующим расчетом на действие ударных нагрузок) междуэтажных перекрытий по письменному распоряжению главного инженера, после осуществления мероприятий, обеспечивающих безопасное производство работ, и при условии пребывания непосредственно на месте работ специально назначенных лиц, ответственных за безопасное производство монтажа и перемещение грузов кранами, а также за осуществление контроля за выполнением крановщиком, стропальщиком и сигнальщиком производственных инструкций по охране труда.

Способы строповки элементов конструкций и оборудования должны обеспечивать их подачу к месту установки в положении, близком к проектному.

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

Очистку подлежащих монтажу элементов конструкций следует производить до их подъема.

Элементы монтируемых конструкций или оборудования должны удерживаться во время перемещения от раскачивания и вращения гибкими оттяжками.

Не допускается пребывание людей на элементах конструкций и оборудования во время их подъема и перемещения.

Во время перерывов в работе не допускается оставлять поднятые элементы конструкций и оборудования на весу.

Установленные в проектное положение элементы конструкций должны быть закреплены так, чтобы обеспечивалась их устойчивость и геометрическая неизменяемость.

Расстроповку элементов конструкций и оборудования, установленных в проектное положение, следует производить после постоянного или временного надежного их закрепления. Перемещать установленные элементы конструкций или оборудования после их расстроповки, за исключением случаев, обоснованных в ППР, не допускается.

Не допускается выполнение монтажных работ на высоте в открытых местах при скорости ветра 15 м/с и более, при гололедице, грозе или тумане, исключающем видимость в пределах фронта работ. Работы по перемещению и установке вертикальных панелей и подобных им конструкций с большой парусностью следует прекращать при скорости ветра 10 м/с и более.

Не допускается нахождение людей под монтируемыми элементами конструкций и оборудования до установки их в проектное положение и закрепления.

При необходимости нахождения работающих под монтируемым оборудованием (конструкциями) должны осуществляться специальные мероприятия, обеспечивающие безопасность работающих.

Навесные монтажные площадки, лестницы и другие приспособления, необходимые для работы монтажников на высоте, следует устанавливать и закреплять на монтируемых конструкциях до их подъема.

Монтаж лестничных маршей и площадок зданий и сооружений, а также грузопассажирских строительных подъемников (лифтов) должен осуществляться одновременно с монтажом конструкций здания. На смонтированных лестничных маршах следует незамедлительно устанавливать ограждения.

4.12 Каменные работы

Каменные работы производятся, после того как вы будут выполнены следующие виды работ:

1) устройство фундаментов;
2) конструкции подвала;
3) обратная засыпка;
4) устройство подстилающего слоя под полы.

Подача материала для производства каменных работ производится тем же краном, который используется при производстве работ нулевого цикла.

Кладку стен и перегородок на захватке необходимо осуществлять параллельно с монтажом плит перекрытия.

Кирпич для устройства перегородок должен быть подан до устройства перекрытия.

Кладку стен жилого здания производят до монтажного уровня конструкции покрытия.

Не допускается ослабление каменных конструкций отверстиями, бороздами, нишами, монтажными проемами, не предусмотренными проектом.

Толщина горизонтальных швов кладки из кирпича и камней правильной формы должна составлять 12 мм, вертикальных швов – 10 мм.

При вынужденных разрывах кладку необходимо выполнять в виде наклонной или вертикальной штрабы.

При выполнении разрыва кладки вертикальной штрабой в швы кладки штрабы следует заложить сетку (арматуру) из продольных стержней диаметром не более 6 мм, из поперечных стержней – не более 3 мм с расстоянием до 1,5 м по высоте кладки, а также в уровне каждого перекрытия. Число продольных стержней арматуры принимается из расчета одного стержня на каждые 12 см толщины стены, но не менее двух при толщине стены 12 мм.

Разность высот возводимой кладки на смежных захватках и при кладке примыканий наружных и внутренних стен не должна превышать высоты этажа, разность высот между смежными участками кладки фундаментов – не превышать 1,2 м.

После окончания кладки каждого этажа необходимо проводить инструментальную проверку горизонтальности и отметок верха кладки независимо от промежуточных проверок к горизонтальности ее рядов.

Тычковые ряды в кладке необходимо укладывать из целых кирпичей и камней всех видов. Не зависимо от принятой системы привязки швов укладка тычковых рядов является обязательной в нижнем (первом) и верхнем (последнем) рядах возводимых конструкций, на уровне обрезов стен и столбов, в выступающих рядах кладки.

При производстве каменных работ принимаются меры по технике безопасности в соответствии со СНиП III-4-80.

При перемещении и подаче на рабочее место грузоподъемными кранами кирпича, керамических камней и мелких блоков, следует применять поддоны, тейнеры или грузозахватные устройства, исключающее падение груза при подъеме.

Уровень кладки после перемещения средств подмащивания должен быть не менее чем на 0,7 м выше уровня рабочего настила или перекрытия.

В случае необходимости производства кладки ниже этого уровня кладку надлежит выполнять, применяя предохранительные пояса или специальные сетчатые защитные ограждения.

Не допускается кладка стен зданий последующего этажа без установки несущих конструкций междуэтажного перекрытия, а также площадок и маршей лестничных клеток.

При кладке стен высотой более 7 м необходимо применять защитные козырьки по периметру здания, удовлетворяющие следующим требованиям:

1) ширина защитных козырьков должна быть не менее 1,5 м и они должны быть установлены с уклоном к сене так, чтобы угол, образуемый между нижней частью стены здания и поверхностью козырька, был 110^0, а зазор между стеной здания и настилом козырька не превышал 50 мм;
2) защитные козырьки должны выдерживать равномерно распределенную снеговую нагрузку, установленную для данного климатического района, и сосредоточенную нагрузку не менее 1600 Н (160 кгс), приложенную в середине пролета;
3) первый ряд защитных козырьков должен иметь сплошной настил на высоте не более 6 м от земли и сохраняться до полного окончания кладки стен, а второй ряд, изготовленный сплошным или из сетчатых материалов с ячейкой не более 50×50 мм, - устанавливаться на высоте 6-7 м над первым рядом, а затем по ходу кладки переставляться через каждые 6-7 м.

Без устройства защитных козырьков допускается вести кладку стен высотой до 7 м, а также высотой более 7 м при условии применения сетчатых ограждений, устанавливаемых на уровне кладки.

4.13 Кровля

Устройство кровли из наплавляемых рулонных материалов вести в соответствии с заранее разработанными мероприятиями по противопожарной защите и по контролю за выполнением пожарной безопасности при производстве строительно-монтажных работ, а также в соответствии со СНиП 3.04.01-87 «Изоляционные и отделочные покрытия» и «Руководством по применению в кровлях наплавляемых рулонных материалов»:

1) работы по устройству кровли должны выполняться специализированными бригадами под техническим контролем и руководством инженерно-технических работников;
2) работы по устройству кровли допускается производить при температуре наружного воздуха до 20 ºС и при отсутствии снегопада, гололеда и снега;
3) до начала изоляционных работ должны быть выполнены и приняты: все строительно-монтажные работы на изолируемых участках, включая замоноличивание швов между сборными плитами, установку и закрепление патрубков и стаканов для пропуска инженерного оборудования, антисептированных деревянных брусков для закрепления изоляционных слоев и защитных фартуков; основание под кровлю на всех поверхностях, включая карнизные участки кровель и места примыканий к выступающим над кровлей конструктивным элементам;
4) не допускается контакт кровельных материалов с растворителями, нефтью, маслом, животными жирами;

5) если материалы подвергались длительному воздействию температуры ниже 15 ºС, то перед применением их необходимо выдержать в течение 4-х часов при температуре от 15 ºС до 25 ºС.

Требования к основанию под кровлю

Основанием под кровлю служит цементно-песчаная стяжка из раствора М100 в стяжке устраиваются температурно-усадочные швы шириной 6-10 мм, разделяющие стяжку на участки не более 6 х 6 м (швы должны располагаться над швами перекрытия). Раствор стяжки должен быть жестким (осадка конуса не более 30 мм).

По швам в стяжке уложить полосы шириной 150-200 мм из «филизол-в» с крупнозернистой посыпкой вниз и приклеить их точечно с одной стороны шва.

В местах примыкания кровли к стенам и другим конструктивным элементам выполнить переходные бортики под углом 45 с высотой не менее 100 мм из цементно-песчаного раствора. Стены в этих местах должны быть оштукатурены раствором М50.

После укладки стяжки она должна быть огрунтована составом из битума V марки и керосина, приготовленного в соотношении 1:3 (по весу). Грунтовка наносится либо при помощи распылителя, либо кистями. Расход грунтовки 0,3-0,5 кг/м^2.

Перед нанесением изоляционных слоев основание должно быть сухим и беспыльным.

Требования к изоляционным слоям

Кровельный ковер выполнять из двух слоев наплавляемых материалов: верхний слой из рулонного материала «филизол-в» крупнозернистой посыпкой и основой из полиэстеровых волокон; нижний слой – «филизол-н».

В местах перепадов высот кровель, примыканий к парапетам, стенам и др. уложить 3 дополнительных слоя «филизол-в».

Ендову усилить на ширину 500-700 мм (от линии перегиба) одним слоем «филизол-в», приклеиваемого к основанию под рулонный ковер по продольным кромкам.

При наклейке изоляционных слоев продольная и поперечная нахлестка смежных полотнищ должна составлять не менее 80-100 мм.

Для герметизации мест примыканий кровельного ковра применять герметизирующие мастики «эластостил», УТ-32 и др., удовлетворяющие требованиям ГОСТ 25621-83.

Для компенсаторов деформационных швов, отделки свесов карнизов применять оцинкованную кровельную сталь толщиной 0,6 мм ГОСТ 19904-90.

4.14Расчет освещения

1 Временное освещение

Для электрического освещения строительной площадки предусматривается рабочее, аварийное, эвакуационное и охранное освещение (п. 2.4.СН 81-80).

В районе производства работ освещенность территории строительной площадки составляет 2 лк; на участке складирования материалов – не менее 10 лк; на участке автодорог – не менее 2 лк. (СНиП 23 – 05 – 95).

Освещение площадки и мест производства строительно-монтажных работ внутри здания осуществления установками общего освещения по СН 81-80 п.2.1.

Расчет прожекторного освещения строительной площадки

В качестве исходных данных для расчета по мощности прожекторной установки принимаем площадь строительной площадки – 7200 м^2 и нормируемую её освещенность – $E_н$ = 2 лк, k = 1,7 (по ГОСТ 12.1.046-85).

По данным таблицы 9 СНиП 23 – 05 – 95 выбираем прожектора ПЗС – 45 с лампой ДРЛ – 700, максимальная сила света $I_{max} = 30000$ кд,угол рассеяния $\beta_г = 100^0$; $\beta_В = 2$.

Тогда ориентировочное число прожекторов равно:

$$N = \frac{m \cdot E_Н \cdot k \cdot A}{P_Л}, \qquad (7.1)$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света;

$E_Н$ – нормируемая освещенность горизонтальной поверхности;

A – освещаемая площадь, м^2;

$P_л$ – мощность лампы, Вт.

$$N = \frac{0{,}13 \cdot 2 \cdot 1{,}7 \cdot 7200}{700} = 4{,}5 \ шт.$$

Принимаем N = 5 прожекторов.

Расчет прожекторного освещения строительной площади по методу светового потока

$$N = \frac{m \cdot E_Н \cdot k \cdot A}{F_Л \cdot \eta \cdot U \cdot Z}, \qquad (7.2)$$

где $E_Н$=2лк –нормируемая освещенность горизонтальной поверхности;

k = 1,7 – коэффицент запаса;

A = 7200 м^2 – площадь освещаемой площадки;

$F_л$ =18000 лм – световой поток лампы накаливания;

η = 0,38 – КПД накаливания прожектора;

Z = 0,75 – коэффициент неравномерности освещения (СниП 23-05-95).

$$N = \frac{2 \cdot 1{,}7 \cdot 7200}{18000 \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}75} = 5{,}9 \text{ шт.} \quad (7.3)$$

Принимаем N = 6 прожекторов.

Расчет прожекторного освещения площадки по методу удельной мощности

$$P = P_1 \cdot A; \text{ где } P_1 = 0{,}25 \cdot E_р; \text{ где } E_р = E_н \cdot k = 2 \cdot 1{,}7 = 3{,}4 \text{ лк}$$

$$P_1 = 0{,}25 \cdot 3{,}4 = 0{,}85 \text{ Вт/м}^2$$

$$P = 0{,}85 \cdot 7200 = 6120 \text{ Вт}$$

$$N = \frac{6120}{1000} = 6{,}12 \text{ шт.}$$

Принимается N = 6 прожекторов.

Минимальная высота установки прожекторов над освещаемой поверхностью:

$$h_{min} = \sqrt{\frac{I_{max}}{300}} = \sqrt{\frac{30000}{300}} = 10 \text{ м.} \quad (7.4)$$

Каждую прожекторную мачту устанавливаем посередине сторон площадки. Для распределения и приема энергии применяем инвентарные распределительные щитки (ГОСТ 12.1.013-78). На строительной площадке предусмотрено устройство наружного временного электроосвещения изолированным проводом на высоте 2,5 м над рабочим местом, 3,5 м - над проходами и 6 м – над проездами

Определение параметров крана

Высота подъема крюка, м

$$H_1 = h_1 + h_2 + h_3 + h_4, \quad (5.1)$$

где h_1-высота возводимого здания: h_1=32,8 м;

h_2-запас по высоте – 1 м;

h_3-толщина плиты – 0,22 м;

h_4-высота стропов – 3 м;

$$H = 32{,}8 + 0{,}22 + 1 + 3 = 37{,}0\text{м}. \quad (5.2)$$

Требуемая грузоподъемность:

$$Q \geq q_1 + q_2 + q_3, \quad (5.3)$$

где q_1-максимальная масса монтируемого элемента – 2,25 т – плита;

q_2-масса грузозахватных устройств – 0,15 т;

q_3-масса оттяжки канатов – 0,1 т;

$$Q = 2{,}25 + 0{,}15 + 0{,}1 = 2{,}5\text{т}. \quad (5.4)$$

Вылет стрелы башенного крана $L_{б.к.}$:

$$L_{б.к.} = a/2 + b + c + d/2, \quad (5.5)$$

где a – ширина подкранового пути – 6 м;

b – расстояние от здания до первого рельса – 3 м;

c – ширина здания – 13,8 м;

$$L_{б.к.} = \frac{6}{2} + 3 + 13{,}8 + \frac{1{,}2}{2} = 20{,}4\text{м}. \quad (5.6)$$

d – ширина балконной плиты – 1,2 м:

По справочной литературе подбираем подходящий кран. В нашем случае по рассчитанным параметрам целесообразно применять кран КБ 403. Характеристики выбранного крана:

1) максимальная грузоподъемность – 8 т;
2) грузоподъемность на максимальном вылете стрелы – 4,5 т;

3) максимальный вылет стрелы $L_{б.к.}$ – 30 м;
4) минимальный вылет стрелы $L_{б.к.}$ – 5,5 м;
5) вылет стрелы при максимальной грузоподъемности $L_{б.к.}$ – 16,5 м;
6) максимальная высота подъема груза – 41 м;
7) база и колея 6×6;
8) установленная мощность 82 кВт.

В целях интенсификации производства работ на всех захватках, принимаем количества потребных кранов, равным 2 шт.

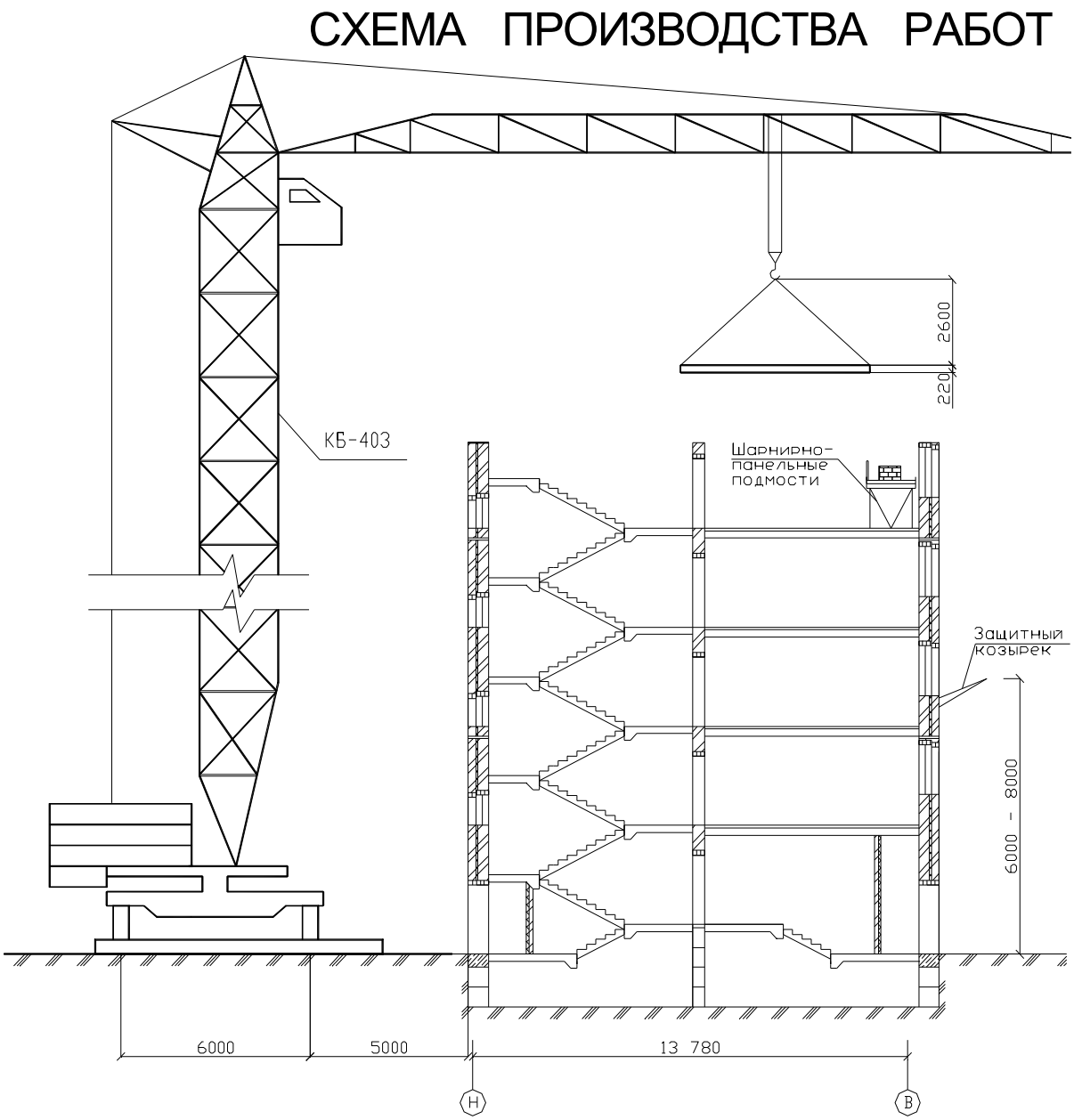


Рисунок 5.2 К выбору башенного кран

Таблица-4.4 Калькуляция трудовых затрат

Коэффициент неравномерности движения рабочей силы

Одним из критериев правильности построения графика является коэффициент неравномерности движения рабочей силы - α:

$$\alpha = \frac{R_{max}}{R_{ср}} \leq 1{,}5, \qquad (6.1)$$

где R_{max} – максимальное число рабочих, определяемое из графика;

$$R_{ср} = \frac{Q_{чел-дн}}{T_{дн}}, \qquad (6.2)$$

где $Q_{чел-дн}$ – общая трудоемкость работ – 7641 чел-дн;

$T_{дн}$ – продолжительность работ – 336 день;

$$\alpha = \frac{42}{30} = 1{,}4 \leq 1{,}5;$$

$$\alpha = \frac{42}{30} = 1{,}4 \leq 1{,}5.$$

На основании СНиП 1.04.03.-85 «Нормы продолжительности строительства», общая продолжительность работ равна 12 мес.

Порядок составления и оформления стройгенплана

На основе технологической схемы и данных о количестве и типах механизированных установок, строительных машин, намечены схемы их размещения и движения на площадке строительства объекта, показаны границы опасных зон.

Руководствуясь принятыми схемами работы механизмов, машин и требованиями охраны труда, размещены силовые пункты электропитания, приобъектные склады, намечены подъездные пути к объекту.

Определено размещение временных зданий с указанием их размеров, привязок.

Установлены типы временных дорог и запроектировано их размещение на площадке, обозначены их размеры, выезды со стройплощадки.

Запроектированы временные сети энерго- и водоснабжения, канализации, теплоснабжения.

Выделены, постоянное проектируемое здание и сооружения (дороги, инженерные сети), возводимые в подготовительный период.

Проектирование временных зданий

Потребная площадь временных зданий определяется по формуле:

$$F=N\times k, \qquad (6.3)$$

где k – норма площади на одного работающего;

N – число работающих в смену или в сутки;

F – потребная площадь временных зданий.

С целью сокращения длины коммуникаций временные здания проектируются сосредоточенно, но в не опасной зоны действия крана.

Временные здания располагаются на расстоянии 2,5 м от забора. Прорабскую располагают как можно ближе к въезду. Далее проектируем бытовые закрытые склады, навесы, туалет.

По графику видно, что:

максимальное число рабочих 42 человека и это составляет 85% от общей численности людей на объекте;

тогда ИТР, служащие составят 12% или 6 человек;

МОП и охрана составят 3% или 2 человека.

Расчет временного электроснабжения

$$P = 1{,}1 \times \left(\frac{k_1 \sum P_c}{\cos\varphi} + \sum P_{пр} + k_2 \sum P_{он} + k_3 \sum P_{ов} \right), \qquad (6.3)$$

Суммарная площадь потребной электроэнергии для стройплощадки определяется по формуле:

где 1,1 – коэффициент, учитывающий потери мощности в сетях;

cosφ – коэффициент мощности, зависящий от числа потребителей и принимаемый для временного электроснабжения равным 0,75;

$к_1$, $к_2$, $к_3$ – равные соответственно 0,75; 1; 0,8 – коэффициенты одновременности потребления электроэнергии;

$P_с$ – суммарная мощность электромоторов;

$P_{пр}$ – суммарная мощность на производственные нужды;

$P_{он}$ – мощность устройств наружного освещения;

$P_{ов}$ – мощность устройств внутреннего освещения.

Таблица 6.5 Расчет потребной мощности внутреннего освещения

Помещения для внутреннего освещения	Единицы измерения	Кол-во	Потребная мощность на единицу измерения	Потребная мощность всего кВт
Прорабская,	100м^2	0,5	1,5	0,81

диспетчерская		4		
Бытовки	100м^2	1,4 4	1,2	1,73
Склады	100м^2	0,7 2	0,5	0,36

Итого: 2,9 кВт.

Таблица Расчет потребной мощности устройств наружного освещения

Виды работ, для которых требуется освещение	Единицы измерения	Кол-во	Потребная мощность на единицу измерения	Потребная мощность всего
Каменные работы	1000м^2	0,3	0,8	0,24
Монтажные работы	1000м^2	0,3	2,4	0,7
Освещение открытых складов	1000м^2	0,5	1,2	0,6
Освещение дорог	1км	0,2	2,5	0,5
Охранное освещение	1км	0,5	1,5	0,75

Итого: 2,8 кВт.

$P_{пр}$=0; P_c=72 кВт (кран)+18 кВт (сварочный аппарат)=90 кВт

$$P = 1{,}1 \times \left(\frac{0{,}75 \times 90}{0.75} + 1 \times 2{,}8 + 0{,}8 \times 2{,}9 \right) = 104{,}63 кВт; \quad (6.4)$$

По суммарной мощности принимаем трансформатор ТМ 180/6, мощностью 180 кВт.

Определение площади складов

Площадь складов определяется по следующему плану:

из ведомости потребности материалов, конструкций выписывается потребное количество материалов, необходимое для возведения зданий $Q_{мат}$;

из графика производства работ выписывается продолжительность освоения этих материалов – $T_{дн}$;

определяется суточная потребность в материалах $Q_{сут}=Q/T$;

$$Q_{зап} = Q_{сут} \times k_{зап} \times k_1 \times k_2, \quad (6.5)$$

определяется количество материалов необходимое для хранения на складе:

где $k_{зап}$ – количество дней запаса 3-5;

$к_1$=1,1 – коэффициент учитывающий неравномерность расхода материала;

$к_2$=1,3 – коэффициент, учитывающий неравномерность поступления материалов;

$$F_{полезн} = Q_{зап} / Q_{норма}, \quad (6.6)$$

из справочной литературы определяется норма хранения материала на 1м^2 площади склада;

определяется полезная площадь склада (без учета проходов):

определяется общая площадь склада с учетом проходов и проездов:

$$F_{общ} = F_c / z, \quad (6.7)$$

где z – коэффициент использования площади склада, принимается при хранении:

на стеллажах 0,33-0,7;

в закромах 0,6-0,7;

в штабелях 0,4-0,6;

при открытом хранении 0,4-0,7;

Склады проектируются в зоне действия крана, обеспечивая свободный подъезд к ним. При открытом хранении необходимо между 3 штабелями оставлять проходы 70-90 см для прохода рабочих.

Проектирование временного водоснабжения

$$Q_{расч} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож} + Q_{душ}, \quad (6.8)$$

Общий расход воды л/сек на стройплощадке определяют по формуле:

$$Q_{пр} = \sum q_{пр} \times k_2 \times k_н / 8 \times 3600 \left(л/сек \right), \quad (6.9)$$

где $q_{пр}$ – удельный расход воды на производственные нужды;

$к_2$=1,5 – коэффициент неравномерности потребления воды;

$к_н$=1,2 – коэффициент на неучтенный расход воды:

при кирпичной кладке полив:

$q_{1пр}$=6 тыс.шт. х 200 л/т.шт. = 1200 л

заправка автотранспорта:

$q_{2пр}$=2 автомашины х 400 л = 800 л;

2 трактора х 200 л = 400 л;

Итого 1200 л

$$Q_{пр} = \frac{(12000 + 12000) \times 1{,}5 \times 1{,}2}{8 \times 3600} = 0{,}15 \, л/сек;$$

$$Q_{хоз.питьев.} = \frac{q \times n \times k_1}{8 \times 3600} \left(л/сек \right) 2. \quad (6.10)$$

где n – максимальное число работающих в смену человек;

q – удельный расход воды на 1 человека – 15 л (без канализации);

$к_1$ – коэффициент неравномерности потребления воды –1.

$$Q_{хоз} = \frac{42 \times 15 \times 1}{8 \times 3600} = 0{,}02 \left(л/сек \right).$$

$Q_{пожарн.}$=10 л/сек, для стройплощадок площадью до 5 га.

$$Q_{душ} = \frac{q \times n}{8 \times 3600} = \frac{21 \times 30}{8 \times 3600} = 0{,}02 \, л/сек.$$

где q = 30 л на одного человека при пользовании душем;

$Q_{расч}$ = 10 + 0,15 + 0,02 + 0,02 = 10,19 л/сек.

Определяем диаметр трубы для временного водоснабжения:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_{расч} \times 1000}{\pi \times v_{ср}}}, \qquad (6.11)$$

$V_{ср}$=1,4 м/с – скорость движения воды в трубе;

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 10{,}19 \times 1000}{3{,}14 \times 1{,}4}}.$$

Принимаем трубу ∅100мм.

5. ЭКОНОМИЧЕСКИЙ РАЗДЕЛ

Продукцией отрасли строительства является законченный и сданный в эксплуатацию объект. Для его создания необходимо вложение, как единовременных, так и текущих затрат. Это издержки строительной организации, зарплата, стоимость строительных материалов, амортизационное отчисление (себестоимость строительно-монтажных работ).

Существует два этапа по определению стоимости строительства. Во-первых, при разработке технико-экономического обоснования по укрупненным показателям определяется расчетная стоимость, то есть предварительная сумма. Во-вторых, определяется сметная стоимость строительства в составе проектно-сметной документации.

Экономическая часть дипломного проекта разработана в соответствии с требованиями МДС 81-35.2004 «Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации».

Сметная часть состоит из трех смет: локальной сметы на общестроительные работы, объектной сметы и составлен сводный сметный расчет строительства многоэтажного жилого дома.

Сметную стоимость строительства определяем в базисном уровне цен, то есть по расценкам принятым в 2001 г., и в текущем уровне цен, сложившихся на момент расчета сметы. Сметную стоимость строительства определяем по сборникам ТЕР на строительные работы в Оренбургской области. Переход в текущий уровень цен 2014г. осуществляется на основании «Информационного Сборника по ценообразованию в строительстве в текущих ценах II квартал 2014г.»

Наименование стройки-ДИПЛОМНЫЙ ПРОЕКТ
Объект номер 2002

ОБЪЕКТНАЯ СМЕТА № 2002

на
ДИПЛОМНЫЙ ПРОЕКТ

Сметн
ая стоимость -
1144542,19 Руб.

Норма
тивная трудоемкость -
235525,656 чел-ч

Составлена в уровне базовых цен

Сметн
ая заработная плата -
151213,92 Руб.

№ сметных расчетов (смет)	Номера	Наименование работ и затрат	Сметная стоимость, тыс.руб. строительных работ	монтажных работ	оборудования, мебели, инвентаря	Средства на оплату труда, тыс.руб.	Показатели единичной стоимости
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2002	СТРОИТЕЛЬСТВО ПОДЗЕМНОЙ ЧАСТИ	104625,73	-	-	104625,73	9842,52
2	2002	СТРОИТЕЛЬСТВО НАДЗЕМНОЙ ЧАСТИ	502065,86	-	-	502065,86	95822,70

Итого прямые затраты	606691,59
Накладные расходы 20%	121338,32
Нормативная трудоемкость в накладных расходах	23054,28
Сметная заработная плата в накладных расходах	21840,90
Итого	728029,91
Плановые накопления 8%	58242,39
Итого	786272,30
Временные здания и сооружения	24374,44
Итого	810646,74
Среднегодовое зимнее удорожание	17023,58
Внутрипостроечные перемещения грузов	5737,78
Стесненность при производстве работ	61642,46
Производство за МКАД	12970,35
Итого	908020,91

Резерв на непредвиденные расходы	36320,84
Итого	944341,74
Составление сметной документации	9443,42
Итого	953785,16
Налог на добавленную стоимость	190757,03
Итого по смете	1144542,19

6.1 Анализ опасных и вредных факторов

При производстве строительно-монтажных работ необходимо соблюдать требования СНиП 12-03-2001 «Безопасность труда в строительстве», а также правила устройства и безопасной эвакуации грузоподъемных кранов, утвержденных Госгортехнадзором, СНиП 3.08.01-85 «Механизация строительного производства. Рельсовые пути башенных кранов». На строительном участке следует придерживаться правил техники безопасности, утвержденными органами государственного надзора и соответствующими министерствам и ведомствами РФ по согласованию с Госстроем РФ. Лица, допускаемые к участию в производственных процессах, должны иметь профессиональную подготовку, в том числе по безопасности труда, соответствующую характеру работ.

На участке (захватке), где ведутся монтажные работы, не допускается выполнение других работ и нахождения посторонних лиц.

При возведении зданий и сооружений запрещается выполнять работы, связанные с нахождением людей в одной секции (захватке, участке) на этажах (ярусах), над которыми производится перемещение, установка и временное закрепление элементов сборных конструкций или оборудования.

При возведении односекционных зданий или сооружений одновременное выполнение монтажных и других строительных работ на разных этажах (ярусах) допускается при наличии между ними надежных (обоснованных соответствующим расчетом на действие ударных нагрузок) междуэтажных перекрытий по письменному распоряжению главного инженера, после осуществления мероприятий, обеспечивающих безопасное производство работ, и при условии пребывания непосредственно на месте работ специально назначенных лиц, ответственных за безопасное производство монтажа и перемещение грузов кранами, а также за осуществление контроля за выполнением крановщиком, стропальщиком и сигнальщиком производственных инструкций по охране труда.

Способы строповки элементов конструкций и оборудования должны обеспечивать их подачу к месту установки в положении, близком к проектному.

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

Очистку подлежащих монтажу элементов конструкций следует производить до их подъема.

Элементы монтируемых конструкций или оборудования должны удерживаться во время перемещения от раскачивания и вращения гибкими оттяжками.

Не допускается пребывание людей на элементах конструкций и оборудования во время их подъема и перемещения.

Во время перерывов в работе не допускается оставлять поднятые элементы конструкций и оборудования на весу.

Установленные в проектное положение элементы конструкций должны быть закреплены так, чтобы обеспечивалась их устойчивость и геометрическая неизменяемость.

Расстроповку элементов конструкций и оборудования, установленных в проектное положение, следует производить после постоянного или временного надежного их закрепления. Перемещать установленные элементы конструкций или оборудования после их расстроповки, за исключением случаев, обоснованных в ППР, не допускается.

Не допускается выполнение монтажных работ на высоте в открытых местах при скорости ветра 15 м/с и более, при гололедице, грозе или тумане, исключающем видимость в пределах фронта работ. Работы по перемещению и установке вертикальных панелей и подобных им конструкций с большой парусностью следует прекращать при скорости ветра 10 м/с и более.

Не допускается нахождение людей под монтируемыми элементами конструкций и оборудования до установки их в проектное положение и закрепления.

При необходимости нахождения работающих под монтируемым оборудованием (конструкциями) должны осуществляться специальные мероприятия, обеспечивающие безопасность работающих.

Навесные монтажные площадки, лестницы и другие приспособления, необходимые для работы монтажников на высоте, следует устанавливать и закреплять на монтируемых конструкциях до их подъема.

Монтаж лестничных маршей и площадок зданий и сооружений, а также грузопассажирских строительных подъемников (лифтов) должен осуществляться одновременно с монтажом конструкций здания. На смонтированных лестничных маршах следует незамедлительно устанавливать ограждения.

При перемещении и подаче на рабочее место грузоподъемными кранами кирпича, керамических камней и мелких блоков, следует применять поддоны или грузозахватные устройства, исключающее падение груза при подъеме.

Уровень кладки после перемещения средств подмащивания должен быть не менее чем на 0,7 м выше уровня рабочего настила или перекрытия.

В случае необходимости производства кладки ниже этого уровня кладку надлежит выполнять, применяя предохранительные пояса или специальные сетчатые защитные ограждения.

Не допускается кладка стен зданий последующего этажа без установки несущих конструкций междуэтажного перекрытия, а также площадок и маршей лестничных клеток.

При кладке стен высотой более 7 м необходимо применять защитные козырьки по периметру здания, удовлетворяющие следующим требованиям:

ширина защитных козырьков должна быть не менее 1,5 м и они должны быть установлены с уклоном к сене так, чтобы угол, образуемый между нижней частью стены здания и поверхностью козырька, был 110^0, а зазор между стеной здания и настилом козырька не превышал 50 мм;

защитные козырьки должны выдерживать равномерно распределенную снеговую нагрузку, установленную для данного климатического района, и сосредоточенную нагрузку не менее 1600 Н (160 кгс), приложенную в середине пролета;

первый ряд защитных козырьков должен иметь сплошной настил на высоте не более 6м от земли и сохраняться до полного окончания кладки стен, а второй ряд, изготовленный сплошным или из сетчатых материалов с ячейкой не более 50 х 50 мм, устанавливаться на высоте 6-7 м над первым рядом, а затем по ходу кладки переставляться через каждые 6-7 м.

Без устройства защитных козырьков допускается вести кладку стен высотой до 7 м, а также высотой более 7 м при условии применения сетчатых ограждений, устанавливаемых на уровне кладки.

Грунт, извлеченный из котлована или траншеи, следует размещать на расстоянии не менее 0,5 м от бровки выемки. Разработка грунта в котлованах и траншеях подкопом не разрешается.

Складирование материалов, расположение механизмов не допускается в пределах призмы грунта выемки (котлованов, траншей).

Для обеспечения необходимой устойчивости монтажный кран должен быть установлен на надежное тщательно выверенное основание. Каждый кран необходимо оборудовать автоматическим устройством ограничения грузоподъемности, а стальные канаты, строповочные устройства и траверсы должны периодически проверяться. Для перехода монтажников с одной конструкции на другую следует применять инвентарные лестницы, переходные мостики и трапы, имеющие ограждение.

Скорость движения автотранспорта вблизи мест производства работ не должна превышать 10 км/ч и 5 км/ч на поворотах.

Пожарная безопасность на строительной площадке, участках работ и рабочих местах должна обеспечиваться в соответствии с требованиями правил пожарной безопасности при производстве сварочных и других огневых работ на объектах народного хозяйства, а также требованиями ГОСТ 12.1.004-85 «Пожарная безопасность. Общие требования».

Электробезопасность на строительной площадке, участках работ и рабочих местах должна обеспечиваться в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.018-78 «Строительство. Электробезопасность. Общие требования».

Строительная площадка, участки работ, рабочие места, проезды и проходы к ним в темное время суток должны быть освещены в соответствии с требованиями ГОСТ 12.1.046-85 «Строительство. Нормы освещения строительных площадок». Освещенность должна быть равномерной, без слепящего действия осветительных приборов на работающих.

6.2 Особенности обеспечения безопасности при строительстве

Действующая система охраны труда (трудовое законодательство, производственная санитария и техника безопасности) обеспечивает надлежащие условия труда рабочим-строителям, повышение культуры производства, безопасность работ и их облегчение, что способствует повышению производительности труда. Создание безопасных условий труда в строительстве тесно связано с технологией и организацией производства.

В строительстве руководствуются СНиП, который содержит перечень мероприятий, обеспечивающих безопасные методы производства строительных и монтажных работ. Допуск к работе вновь принятых рабочих осуществляется после прохождения ими общего инструктажа по технике безопасности, а также инструктажа непосредственно на рабочем месте. Кроме этого, рабочие обучаются безопасным методам работ в течение трех

месяцев со дня поступления, после чего получают соответствующие удостоверения. Проверка знаний рабочих техники безопасности проводится ежегодно.

Ответственность за безопасность работ возложена в законодательном порядке на технических руководителей строек – главных инженеров и инженеров по охране труда, производителей работ и строительных мастеров. Руководители строительства обязаны организовать планирование мероприятий по охране труда и противопожарной технике и обеспечить проведение этих мероприятий в установленные сроки.

Все мероприятия по охране труда осуществляются под непосредственным государственным надзором специальных инспекций (котлонадзора, госгортехнадзора, горной, газовой, санитарной, технической и пожарной).

Для обеспечения безопасных условий производства земляных работ необходимо соблюдать следующие основные условия безопасного производства работ. Земляные работы в зоне расположения действующих подземных коммуникаций могут производиться только с письменного разрешения организаций, ответственных за их 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 обращаться 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 копре 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 инженерно-трудовых работников. 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.

Вновь поступающие рабочие-каменщики помимо вводного инструктажа и инструктажа на рабочем месте должны пройти обучение безопасным способам работы по соответствующей программе.

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 1 м. 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 1-2 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 м от уровня земли и не снимают до окончания кладки всей стены. Второй ряд козырьков устанавливают на 6-7 м выше первого и переставляют через этаж, то есть через 6-7 м. Ширина защитного козырька должна быть не менее 1,5 м. Плоскость козырька должна составлять с плоскостью стены угол 70^0. Хранить материалы и ходить на козырьках запрещается. Леса и подмостки необходимо делать прочными и устойчивыми. Настилы лесов и подмостей, а также стремянки ограждают прочными перилами высотой не менее 1 м 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 устройстве кровли из рулонных материалов и варке мастики необходимо соблюдать особую осторожность во избежание ожогов горячим вяжущим раствором (битум, мастика). Котлы для варки мастик следует устанавливать на особо отведенных для этого и огражденных площадках, удаленных от ближайших сгораемых зданий не менее чем на 25 м. Запас сырья и топлива должен находиться на расстоянии не менее 5 м от котла. Все проходы и стремянки, по которым производится подноска мастик, а также рабочие места, оборудование, механизмы, инструмент и т. д. следует непосредственно перед работой осмотреть и очистить от остатков мастики, битума, бетона, мусора и грязи, а зимой от снега и наледи и посыпать дорожки песком. Рабочие, занятые подноской мастики, должны надевать плотные рукавицы, брезентовые костюмы и кожаную обувь. 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 полуторократное рабочее давление. Исправность оборудования проверяют ежедневно до начала работ. Временная переносная электропроводка для внутренних штукатурных работ должна быть пониженного напряжения – не более 36 вольт.

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 сиккативов, быстросохнущих лаков и масляных красок помещения хорошо проветривались. При применении нитрокрасок должно быть обеспечено сквозное проветривание. Пребывание рабочих в помещении, свежеокрашенном 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.

Улучшение организации производства, создание на строительной площадке условий труда, устраняющих производственный травматизм, профессиональные заболевания и обеспечивающих нормальные санитарно-бытовые условия – одна из важнейших задач, от успешного решения которой зависит дальнейшее повышение производительности труда на стройках.

В обязанности администрации строительных организаций по охране труда входят:

соблюдение правил по охране труда, осуществление мероприятий по технике безопасности и производственной санитарии;

разработка перспективных планов и соглашений коллективных договоров по улучшению и оздоровлению условий труда;

обеспечение работающих спецодеждой, спецобувью, средствами индивидуальной защиты;

проведение инструктажей и обучение рабочих правилам техники безопасности;

организация пропаганды безопасных методов труда, обеспечение строительных объектов плакатами, предупредительными надписями и т. п.;

организация обучения и ежегодной проверки знаний, правил и норм охраны труда инженерно-технического персонала;

проведение медицинских осмотров лиц, занятых на работах с повышенной опасностью и вредными условиями;

расследование всех несчастных случаев и профзаболеваний, происшедших на производстве, а также их учет и анализ;

ведение документации и проверка установленной отчетности по охране труда;

издание приказов и распоряжений по вопросам охраны труда.

Обязанности ответственных лиц административно-технического персонала строек за состояние техники безопасности и производственной санитарии определены СНиП «Положения о функциональных обязанностях по вопросам охраны труда инженерно-технического персонала».

Общее руководство работ по технике безопасности и производственной санитарии, а также ответственность за ее состояние возлагается на руководителей (начальников и главных инженеров) строительных организаций.

Вводный (общий) инструктаж по безопасным методам работ проводится со всеми рабочими и служащими, поступающими в строительную организацию (независимо от профессии, должности, общего стажа и характера будущей работы).

Цель вводного инструктажа – ознакомить новых работников с общими правилами техники безопасности, пожарной безопасности, производственной санитарии, оказания доврачебной помощи и поведения на территории стройки, с вопросами профилактики производственного травматизма, а также со специфическими особенностями работы на строительной площадке.

Вводный инструктаж, как правило, проводится инженером по технике безопасности. Программа вводного инструктажа разрабатывается с учетом местных условий и специфики работы на строительстве и утверждается главным инженером строительной организации.

Инструктаж на рабочем месте проводят со всеми рабочими, принятыми в строительную организацию, а также переведенными с других участков или строительных управлений, перед допуском к самостоятельной работе по безопасным методам и приемам работ и пожарной безопасности непосредственно на рабочем месте.

Первичный инструктаж проводится руководителем работ (мастером, производителем работ, начальником участка), в подчинение которому направлен рабочий.

Цель инструктажа – ознакомить рабочего с производственной обстановкой и требованиями безопасности при выполнении полученной работы.

6.3 Охрана труда машинистов экскаваторов

Машинисты экскаваторов одноковшовых (далее – «машинисты») при производстве работ согласно имеющейся квалификации обязаны выполнять требования безопасности, изложенные в «Типовой инструкции по охране труда для работников строительства, строительной индустрии и промышленности строительных материалов», настоящей типовой инструкции, разработанной с учетом строительных норм и правил Российской Федерации, а также требования инструкций заводов-изготовителей по эксплуатации управляемых ими экскаваторов.

6.3.1 Требования безопасности перед началом работы

1. Перед началом работы машинист обязан:

а) предъявить руководителю удостоверение на право управления экскаватором и пройти инструктаж на рабочем месте;

б) надеть спецодежду, спецобувь установленного образца;

в) получить задание на выполнение работы у бригадира или руководителя и вместе с ним осмотреть месторасположение подземных сооружении и коммуникаций, которые должны быть обозначены флажками или вешками.

2. После получения задания машинист обязан:

а) произвести ежесменное техническое обслуживание согласно инструкции по эксплуатации экскаватора;

б) перед запуском двигателя убрать все посторонние предметы на платформе машины и убедиться в отсутствии их на вращающихся деталях двигателя;

в) после запуска двигателя опробовать работу механизмов на холостом ходу;

г) перед установкой экскаватора на место работы убедиться, что грунт спланирован, экскаватор расположен за пределами призмы обрушения, имеется достаточное место для маневрирования, уклон местности не превышает допустимый по паспорту экскаватора.

3. Машинист не должен приступать к работе при следующих нарушениях требований безопасности:

а) неисправности механизмов, а также дефектах металлоконструкций, канатов гидросистемы экскаватора, при которых согласно требованиям инструкции завода-изготовителя запрещается его эксплуатация;

б) несоответствии места работы экскаватора требованиям безопасности;

в) наличии в зоне работы экскаватора посторонних людей.

Обнаруженные нарушения требований безопасности должны быть устранены собственными силами, а при невозможности сделать это машинист обязан сообщить о них лицу, ответственному за техническое состояние экскаватора, и руководителю работ.

6.3.2 Требования безопасности во время работы

1. Перед началом маневрирования в процессе работы экскаватора машинист обязан убедиться в отсутствии людей в опасной зоне работающего экскаватора, определяемой длиной стрелы и вытянутой рукояти (длиной стрелы и подвеской ковша драглайна).

2. Во время работы машинисту экскаватора запрещается:

а) производить поворот платформы, если ковш не извлечен из грунта;

б) планировать грунт, очищать площадку боковым движением рукояти;

в) очищать, смазывать, регулировать, ремонтировать экскаватор при поднятом ковше;

г) производить какие-либо работы при нахождении людей между забоем и экскаватором;

д) покидать рабочее место при поднятом ковше.

3. Выполнять работы экскаватором в охранной зоне подземных коммуникаций допускается только при наличии письменного разрешения владельца этих коммуникаций и под непосредственным надзором руководителя работ, а в охранной зоне газопроводов или кабелей, находящихся под электрическим напряжением, кроме того, под наблюдением работников газового или электрического хозяйства.

Выполнять работы в охранной зоне воздушной линии электропередачи допускается при наличии письменного разрешения владельца линии электропередачи, наряда-допуска, определяющего безопасные условия работы, и под надзором руководителя работ.

4. Работы на участках с патогенным заражением почвы (свалках,

скотомогильниках, кладбищах) допускается выполнять при наличии разрешения органов государственного санитарного надзора.

5. При рыхлении грунта взрывным способом на время выполнения взрывных работ машинист обязан удалить экскаватор от места взрывных работ на расстояние, указанное руководителем работ, но не менее чем на 50 м.

6. При рыхлении грунта ударными приспособлениями (клин-молотом, шар-молотом) лобовое стекло кабины экскаватора должно быть оборудовано защитной сеткой.

7. Грунт, извлеченный из котлована или траншеи, следует погружать в транспортные средства или размещать за пределами призмы обрушения. Не допускается разработка грунта методом «подкопа». При разработке грунта экскаватором с прямой лопатой высоту забоя следует определять с таким расчетом, чтобы в процессе работы не образовались «козырьки» из грунта.

8. Погрузку грунта в автосамосвалы следует осуществлять со стороны заднего бокового борта. Не допускается перемещение ковша экскаватора над кабиной водителя. Погрузка грунта в автосамосвал допускается только при отсутствии в кабине шофера или других людей.

9. При необходимости очистки ковша машинист экскаватора обязан опустить его на землю и выключить двигатель.

10. При транспортировании экскаватора с одного объекта на другой на трейлере или платформе нахождение машиниста в кабине экскаватора не допускается.

При транспортировании экскаватора своим ходом или на буксире машинист обязан находиться в кабине экскаватора и выполнять при этом требования «Правил дорожного движения», утвержденных МВД России.

11. Машинисту экскаватора запрещается:

а) передавать управление лицам, не имеющим соответствующего удостоверения;

б) оставлять экскаватор с работающим двигателем;

в) перевозить в кабине экскаватора посторонних лиц.

При необходимости выхода из кабины экскаватора машинист обязан поставить рычаг переключения скоростей в нейтральное положение и затормозить движение.

12. При техническом обслуживании экскаватора машинист обязан остановить двигатель и снять давление в гидросистеме.

13. Во время заправки экскаватора горючим машинисту и другим лицам, находящимся вблизи экскаватора, запрещается курить и пользоваться огнем. Разведение огня ближе 50 м от места работы или стоянки экскаватора не допускается.

6.3.3 Требования безопасности в аварийных ситуациях

1. При обнаружении в забое не указанных руководителем кабелей электропередач, трубопроводов, взрывоопасных или других неизвестных предметов работу экскаватора следует незамедлительно остановить до получения разрешения от соответствующих органов надзора.

2. При просадке или сползании грунта машинисту следует прекратить работу, отъехать от этого места на безопасное расстояние и доложить о случившемся руководителю работ.

6.3.4 Требования безопасности по окончании работы

По окончании работы машинист обязан:

а) поставить экскаватор на стоянку;

б) опустить ковш на землю;

в) выключить двигатель;

г) закрыть кабину на замок;

д) сообщить руководителю работ и ответственному о состоянии экскаватора, всех неисправностях, возникших во время работы.

6.4 Охрана труда каменщиков

Каменщики при производстве работ согласно имеющейся квалификации обязаны выполнять требования безопасности, изложенные в «Типовой инструкции по охране труда для работников строительства, строительной индустрии и промышленности строительных материалов», настоящей типовой инструкции, разработанной с учетом строительных норм и правил Российской Федерации, а также требования инструкций заводов-изготовителей по эксплуатации технологической оснастки, оборудования и инструмента, применяемых во время работы.

6.4.1 Требования безопасности перед началом работы

1. Перед началом работы каменщики обязаны:

а) предъявить руководителю удостоверение о проверке знаний безопасных методов работы;

б) надеть каску, спецодежду, спецобувь установленного образца;

в) получить задание на выполнение работы у бригадира или руководителя и пройти инструктаж на рабочем месте.

2. После получения задания у бригадира или руководителя каменщики обязаны:

а) подготовить необходимые средства индивидуальной защиты, проверить их исправность;

б) проверить рабочее место и подходы к нему на соответствие требованиям безопасности;

в) подготовить технологическую оснастку, инструмент, необходимые при выполнении работы, проверить их соответствие требованиям безопасности.

3. Каменщики не должны приступать к выполнению работы при:

а) неисправности технологической оснастки, средств защиты работающих, указанных в инструкциях заводов-изготовителей, при которых не допускается их применение;

б) несвоевременном проведении очередных испытаний (техническом осмотре) технологической оснастки, инструмента и приспособлений;

в) несвоевременном проведении очередных испытаний или истечении срока эксплуатации средств защиты работающих, установленного заводом-изготовителем;

г) недостаточной освещенности рабочих мест и подходов к ним;

д) нарушении устойчивости конструкций зданий и сооружений.

Обнаруженные нарушения требований безопасности должны быть устранены собственными силами, а при невозможности сделать это

каменщики обязаны сообщить о них бригадиру или руководителю работ.

6.4.2 Требования безопасности во время работы

1. При кладке зданий каменщики обязаны:

а) размещать кирпич и раствор на перекрытиях или средствах подмащивания таким образом, чтобы между ними и стеной здания оставался проход шириной не менее 0,6 м и не допускался перегруз рабочего настила;

б) применять средства коллективной защиты (ограждения, улавливающие устройства) или пояс предохранительный с канатом страховочным при кладке стен на высоту до 0,7 м от рабочего настила, если за возводимой стеной до поверхности стены (перекрытия) расстояние более 1,3 м;

в) возводить каждый последующий этаж здания ко после укладки перекрытий над возведенным этажом;

г) заделывать пустоты в плитах до их подачи к месту кладки в проектное положение.

2. Каменщики обязаны осуществлять крепление предохранительного пояса в местах, указанных руководителем работ, при кладке:

а) карнизов, парапетов, а также выверке углов, чистке фасадов, монтаже, демонтаже и очистке защитных козырьков;

б) стен лифтных шахт и других работах, выполняемых вблизи неогражденных перепадов по высоте 1,3 м и более;

в) стен толщиной более 0,75 м в положении «стоя» на стене.

3. Перед началом кладки наружных стен каменщики должны убедиться в отсутствии людей в опасной зоне внизу, вблизи от места работы.

4. При перемещении и подаче на рабочее место грузоподъемными кранами кирпича, керамических камней и мелких блоков следует применять поддоны, контейнеры и грузозахватные устройства, исключающие падение груза. Каменщики, осуществляющие строповку груза, должны иметь удостоверение стропальщиков и выполнять требования «Типовой

инструкции по охране труда для стропальщиков».

5. Во избежание падения перемещаемых краном поддонов, освободившихся от кирпича, перед их строповкой необходимо увязать их в пакеты.

6. При перемещении грузоподъемным краном элементов сборных строительных конструкций (плит перекрытия, перемычек, лестничных маршей, площадок и других изделий) каменщики обязаны находиться за пределами опасной зоны, возникшей при перемещении грузов кранами. Приближаться к указанным элементам допускается только на расстояние не более 0,5 м после того, как они будут опущены над местом установки в проектное положение.

7. Во время приемки элементов сборных строительных конструкций не следует находиться между принимаемыми элементами конструкций и ближайшим краем наружной стены.

8. Устанавливать элементы сборных строительных конструкций следует без толчков и ударов по смонтированным элементам строительных конструкций.

9. При монтаже перекрытий необходимо раскладывать раствор лопатой с длинной рукояткой. Использовать для этой цели кельму не следует.

10. При выполнении работ по пробивке борозд, подгонке кирпича и керамических камней скалыванием каменщики обязаны пользоваться защитными очками.

11. При подаче материалов вручную в котлованы или на нижележащие рабочие места каменщики обязаны применять наклонные желоба с боковыми бортами. Принимать материалы, спущенные по желобу, следует после того, как прекращен их спуск. Сбрасывать материалы с высоты не допускается.

12**.** При работе с растворами с химическими добавками каменщики обязаны применять средства защиты, предусмотренные технологической картой на выполнение указанных работ.

6.4.3 Требования безопасности в аварийных ситуациях

1. В случае неисправности поддона с кирпичом в момент перемещения его грузоподъемным краном каменщикам необходимо выйти из пределов опасной зоны и подать сигнал «Стоп» крановщику. После этого кирпич должен быть опущен на землю и переложен на исправный поддон.

2. При обнаружении трещин или смещения кирпичной кладки следует немедленно прекратить работу и сообщить об этом руководителю.

3. В случае обнаружения оползня грунта или нарушения целостности крепления откосов выемки каменщики обязаны прекратить кладку фундамента, покинуть рабочее место и сообщить о случившемся руководителю работ.

6.4.4 Требования безопасности по окончании работы

По окончании работы каменщики обязаны:

а) убрать со стены, подмостей и лесов мусор, отходы материалов и инструмент;

б) очистить инструмент от раствора и убрать его в отведенное для хранения место;

в) привести в порядок и убрать в предназначенные для этого места спецодежду, спецобувь и средства индивидуальной защиты;

г) сообщить руководителю или бригадиру о всех неполадках, возникших во время работы.

6.5 Обеспечение пожарной безопасности

Разрабатываемые в дипломном проекте конструкции, технологические процессы отвечают требованиям пожаро- и взрывобезопасности. Пожарная безопасность обеспечивается согласно ГОСТ 12.1004-76.

Осуществление мероприятий, направленных на обеспечение пожарной безопасности на строительной площадке возлагается на руководителей. На стройплощадке должно быть организовано обучение рабочих правилам пожарной безопасности и действиям на случай возникновения пожара. На строительной площадке проводят мероприятия, направленные на предотвращения пожара и обеспечение пожарной защиты:

строительный участок обеспечивается временным водопроводом, установкой сети противопожарных гидрантов;

сорящиеся объекты и подсобные здания оснащаются первичными средствами пожаротушения, устанавливаются пожарные щиты с набором противопожарного инвентаря (ломы, багры, огнетушители, ящики с песком, металлические ведра и т. д.).

Запрещается производство сварочных работ в местах скопления легковоспламеняющихся веществ.

Данные работы должны проводиться на расстоянии не менее 5 м от легковоспламеняющихся веществ. Проверяется электроизоляция проводов, места возможных коротких замыканий. После окончания сварочных работ рабочее место проверяется на наличие очагов возгорания.

Пожарная безопасность жилого дома в период строительства обеспечивается системой пожаротушения, противопожарными щитами. Должны быть разработаны и выявлены пути эвакуации рабочих на случай пожара.

6.6 Мероприятия по охране окружающей среды

При выполнении планировочных работ почвенный слой должен предварительно сниматься и складироваться для дальнейшего использования. Допускается не снимать плодородный слой: при толщине его менее 10 см, при разработке траншей шириной поверху 1 м и менее. Снятие и нанесение плодородного слоя следует производить, когда грунт находится в немерзлом состоянии. Не допускается не предусмотренная проектной документацией вырубка деревьев и кустарника, засыпка грунтом стволов и корневых шеек древесно-кустарниковой растительности.

При производстве строительно-монтажных работ должны быть соблюдены требования по предотвращению запыленности и загрязненности воздуха. Не допускается при уборке отходов и мусора сбрасывать их с этажей здания без применения закрытых лотков.

Зоны работы строительных машин и маршруты движения средств транспорта должны устанавливаться с учетом требований по предотвращению повреждения насаждений.

Производственные и бытовые стоки, образующиеся на строительной площадке, не должны загрязнять окружающую среду.

При строительстве жилого дома возникает необходимость сооружения магистральных трубопроводов. Это связанно с неизбежным нарушением поверхности земли в полосе строительства в процессе планировки трассы, срезки грунта на продольных и поперечных уклонах, расчистки трассы от растительности. Строительство и эксплуатация различных конструкций, коммуникаций приводят к различным видам нарушения земель. Так подземная и полуподземная прокладки предполагают разработку траншей, надземная – устройство опор и фундаментов под них.

Все эти воздействия (нарушения) активизируют эрозионные процессы в грунтах, вызывают русловые деформации на переходах через реки, нарушают рельефообразования. Воздействие на окружающую среду при эксплуатации проявляются в течение более длительного периода времени, чем при строительстве. Возникающие утечки транспортируемых продуктов, выхлопы двигателя и другие воздействия приводят к загрязнению грунтов, рек и водоемов вдоль трассы коммуникаций.

Таким образом, решение проблемы окружающей среды при строительстве коммуникаций должно базироваться на биологических, экологических, экономических и инженерно-технических исследованиях.

Список использованной литературы

1. СНиП 31-01-2003. Здания жилые многоквартирные М.: (ФГУП ЦНС), ОАО «ЦНИИЭПжилища», МНИИТЭП, НИИ экологии человека и гигиены окружающей среды им. А.А. Сысина с участием коллектива специалистов ведущих научно-исследовательских и проектных организаций.
2. СП 131.13330.2012 Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* (с Изменением N 2);
3. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003
4. ГОСТ 21.501-93. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей.
5. ГОСТ 21.508-93. СПДС. Правила выполнения рабочей документации генеральных планов предприятий, сооружений и жилищно-гражданских объектов.
6. ГОСТ 21.101-97. Основные требования к проектной и рабочей
7. СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*
8. СП 24.13330.2011 СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85.
9. СП 48.13330.2011 Организация строительства. Актуализированная редакция СНиП 12-01-2004
10. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87.
11. ГЭСН-2001-08 Конструкции из кирпича и блоков.
12. ЕНиРы: Е1, Е4-1, Е22-1.
13. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные понятия. М.: ФГУП ЦПП, 2004.

14.СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
15.СП 52-102-2004. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М.: ФГУП ЦПП, 2005.
16.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. (К СП 52-101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.
17.Пособие по проектированию предварительно напряженного железобетонных конструкций из тяжелого бетона (К СП 52-102-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.
18.ГОСТ 25100–82. Грунты. Классификация. – М.: Стройиздат 1983.
19.Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990.
20.Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М.: Стройиздат, 1985.
21.Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л.: Стройиздат, 1988.
22.Ухов С. Б., Семёнов В. В., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Чернышёв С. Н. Механика грунтов, основания и фундаменты. Под ред. Чл. – корр. МИА С. Б. Ухова. – М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
23.Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982.
24.Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. В кн.: Основания и фундаменты. Справочник. Под ред. проф. Г. И. Швецова. М.: Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
25.Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смородинова. – М.: 1983.

26.Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М.: 1985.

27.Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М.: 1980.

28.Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М.: Высшая школа, 1987.

29. Нойферт Э. Строительное проектирование. М.: Стройиздат, 1991.

30. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л.: Стройиздат, 1987.

31. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М.: Стройиздат, 1991.

32. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М.: Машиностроение, 1992.

33.Архитектурные конструкции гражданских зданий: здания и их части; фундаменты и цоколи; стены; перегородки; перекрытие и полы; крыши. С.

34. Дикман Л. Г. Оргенизация, планирование и управление строительным производством. – М.: Высшая школа, 1982 г.

35.Конструкции гражданских зданий. Т. Г. Маклонова, С. И. Насонова – М.: Стройиздат, 1986 г.

36.Шерешевский И. А. Конструирование гражданских зданий. Л.: Стройиздат, 1986.

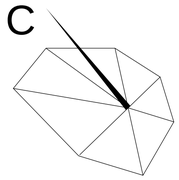
37.Далматов Б. И., Потапов Б. А. Влияние изменений влажности грунтов вблизи зданий на ход промерзания. Ленинградский инженерно – строительный институт. Л.: ЛИСИ, 1965, 2 с.

38.СП 23-101-2004 "Проектирование тепловой защиты зданий"

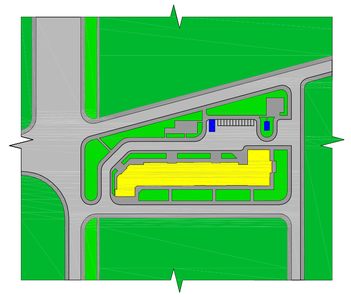
39.СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования.

40. СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство.
41. Burland, J B, Standing, J R and Jardine F M. Building response to tunnelling. Case studies from construction of the Jubilee Line Extension, London, vol.1: projects and methods. London, UK: Imperial College, CIRIA, 2001. -344p.
42. Brinkgreve R.BJ. &Broere W. PLAXIS 3D Foundation Version 1.5, Delft, Plaxis B.V., 2006, 634 p.
43. Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik — Teil 1: AllgemeineRegeln (prEN 1997-1:2004 D), Briissel, CEN, 2004. 159 S.
44. Hanisch J., Katzenbach R., Konig G., KombiniertePfahl-Plattengrundungen, Ernst&Sohn, Darmstadt, 2005 222 S.
45. John Atkinson, An introduction to-The mechanics of soils and foundation (Through Critical State SoiBMechanics), McGraw-Hill; 1993. 325p.
46. Peck, R B. Deep excavation and tunnelling in soft ground. State of art report. Proc.,7th Int. Conf. SMFE. Mexico City, 1969. - p; 147-150.118: Poulos H.G. and Davis E.N. Pile foundation analysis, and design, Wiley,. 1980-267p.
47. Schofield, A., Reappraisal of Terzaghi's Soil Mechanics, a draft of an invited Special Lecture at The International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Conference in'Istanbul, August 2001. 14p.
48. Whitlow R., Basic soil mechanics (3rd Edition), Longman Scientific & Technical, 1995.-553p.
49. Katzenbach, R. TendenzenimHochhausbau / R. Katzenbach, U. Arslan, ChMoormann // International Konferenz. Frankfurt am Main, 2001, 154 p.
50. Leemon, C.R. Single piles and pile groups under lateral loading / C.R. Leemon, W.F. Van Impe // Rotterdam. 2001. - 463 p.
51. Tutorial manual PLASIX 3D foundation. General information.2006, 634 c.
52. Van Impe W.F. Developments in pile design // DFI. Conference.Stressa, 1991.

ГЕНЕРАЛЬНЫЙ ПЛАН



СИТУАЦИОННЫЙ ПЛАН



- Проектируемое здание
- Подсобные здания
- Асфальтовое покрытие
- Проезжая часть
- Частный сектор
- Газон
- Кустарник
- Сады частного сектора
- Лиственные деревья групповой посадки

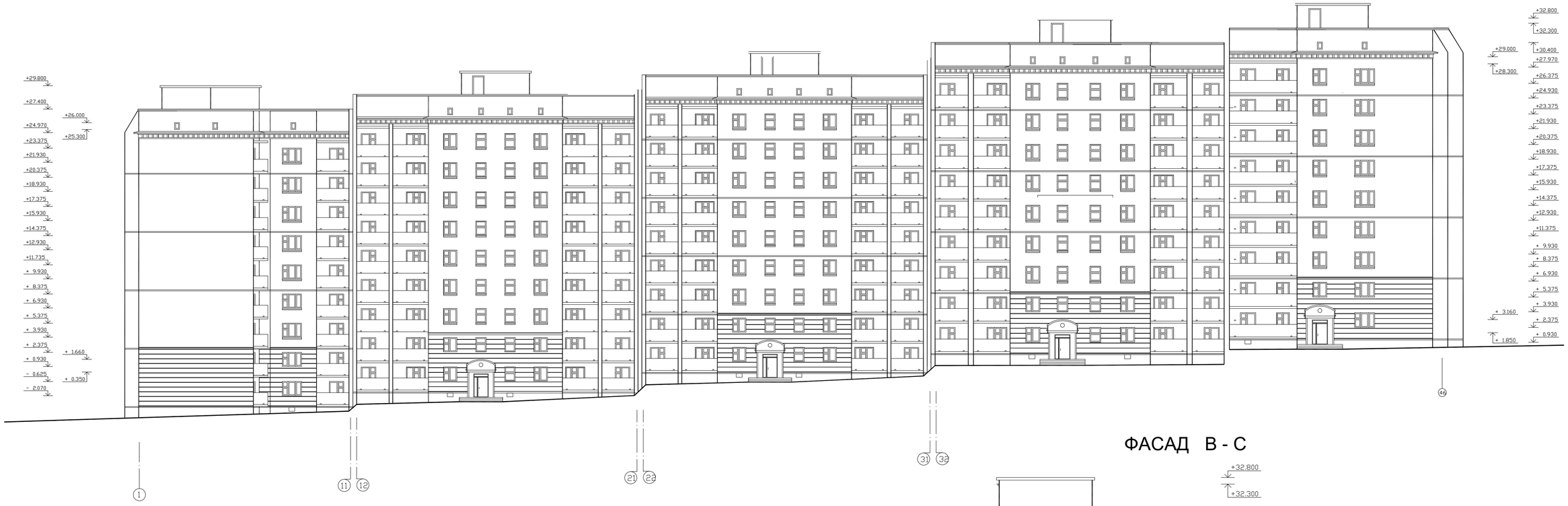
ЭКСПЛИКАЦИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

НОМЕР НА ПЛАНЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	ПРИМ.
1	ПРОЕКТИРУЕМОЕ ЗДАНИЕ	
2	ТРАНСФОРМАТОРНАЯ ПОДСТАНЦИЯ	
3	НАСОСНАЯ СТАНЦИЯ	
4	АВТОСТОЯНКА	
5	ДЕТСКАЯ ПЛОЩАДКА	
6	ХОЗЯЙСТВЕННАЯ ПЛОЩАДКА	

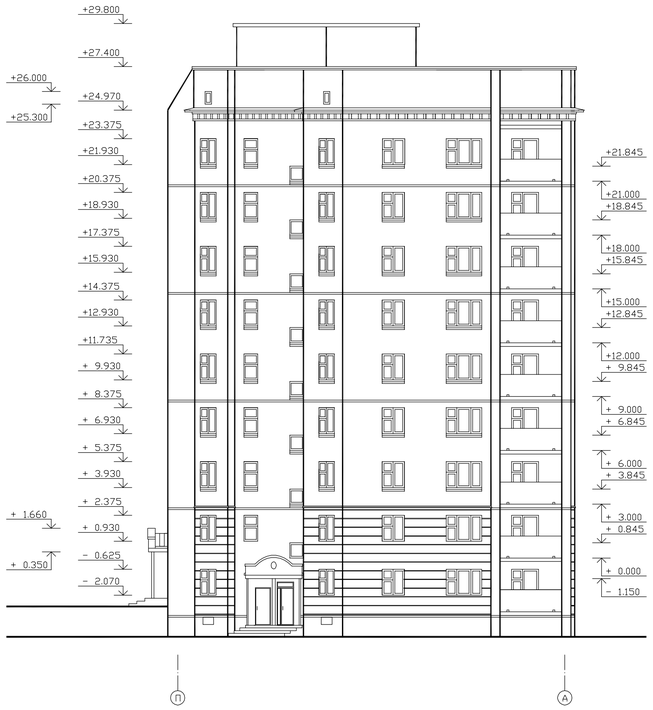
Зав. кафедрой	Ласьков НН.	ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017		
Руководитель	Жжков АН.			
Архитектор	Петрянина АН.	Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске		
Конструкции	Жжков АН.			
Осн. и взмф. ТиОС	Кузнецов АА.	Архитектурный раздел	Стадия	Лист	Листов
Экономика	Соляянов АН.		ВКР	1	10
БЖД и ООС	Разхивина ГП.				
ИДР	Жжков АН.	Генеральный план	ПГУАС ,каф.СК гр. СТ1-44		
Нормконтроль	Жжков АН.				
Студент	Сидонова ЕЮ.				

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

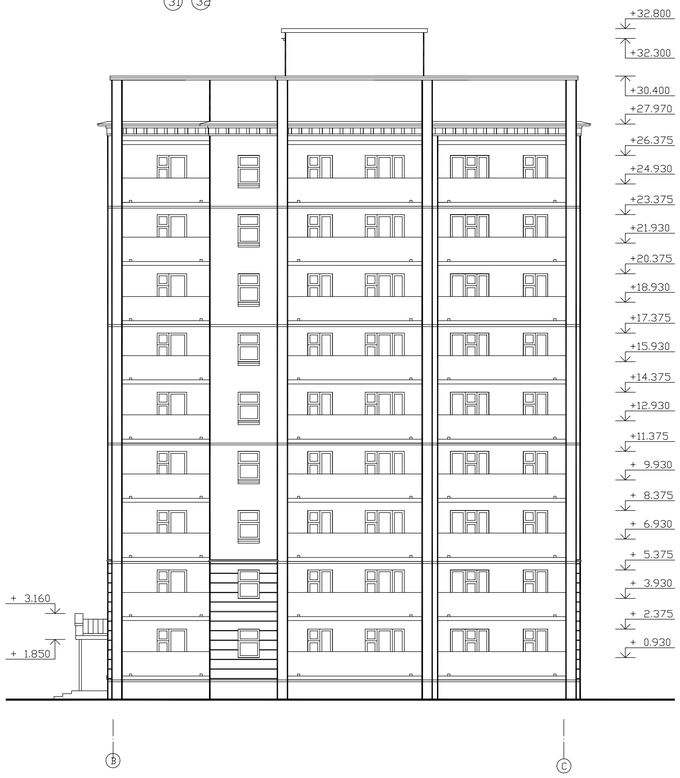
ФАСАД 1 - 47



ФАСАД П - А



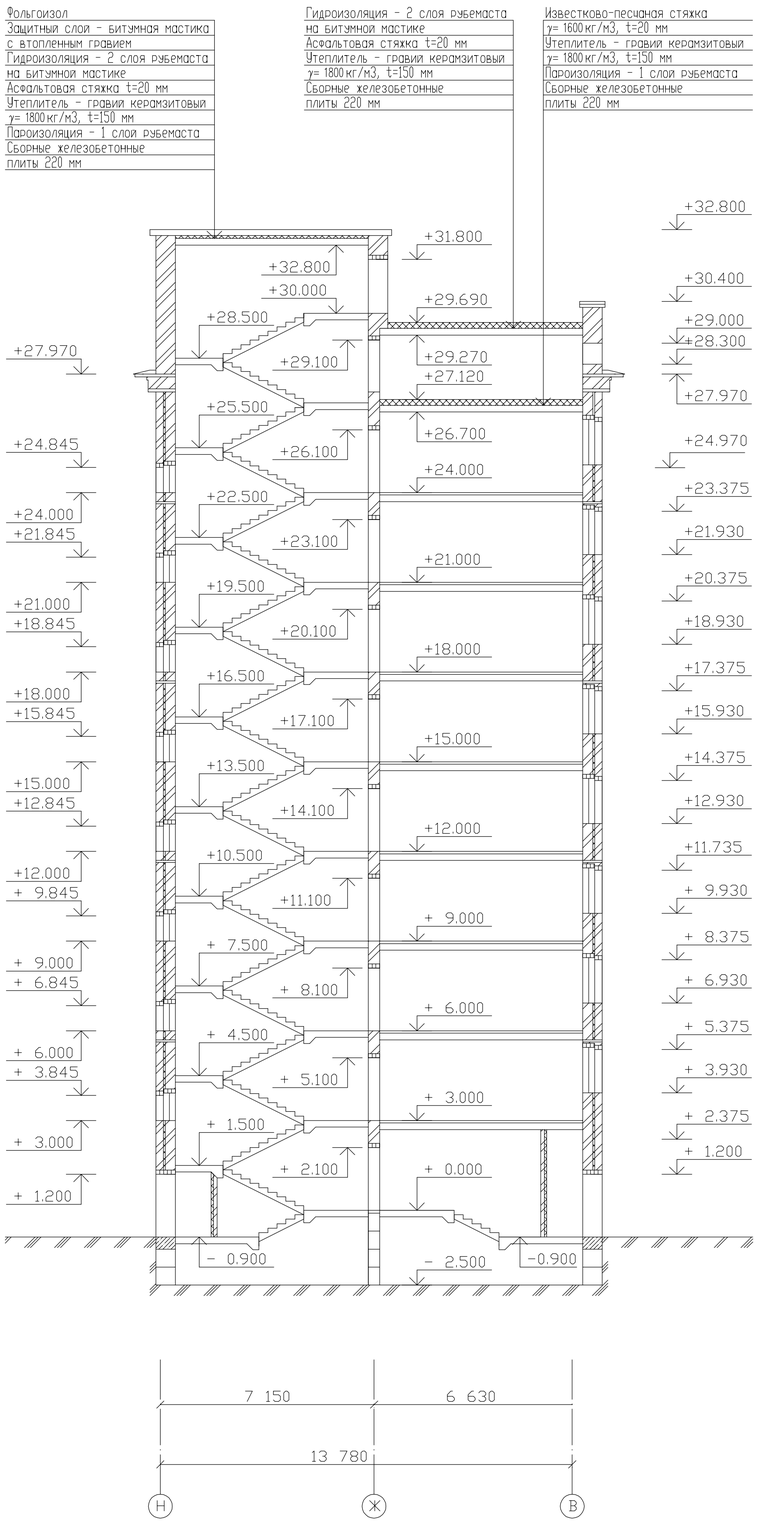
ФАСАД В - С



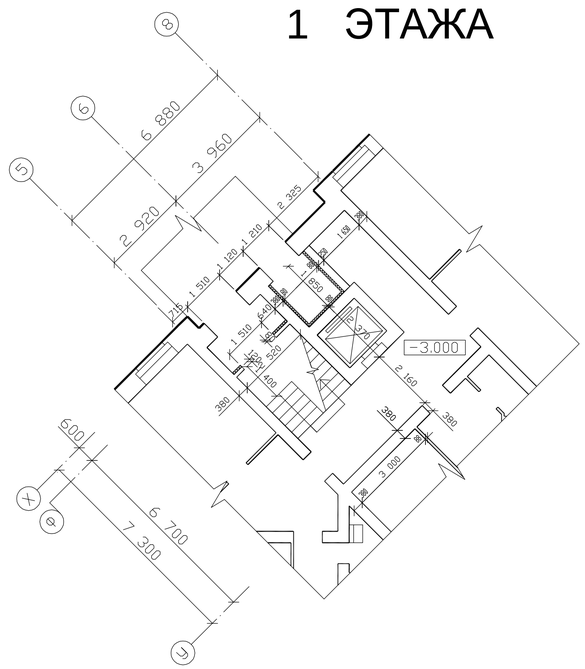
Зав. кафедрой	Лорьков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017	
Руководитель	Жжков А.Н.			Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске	
Архитектора	Петрашкина Л.Н.				
Конструкции	Жжков А.Н.				
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.				
ТиОС	Карпова О.В.			Архитектурный раздел	Стадия: ВКР; Лист: 2; Листов: 10
Экономика	Сотников А.Н.				
Б.Ж.Д. и ООС	Розхиманко Г.Г.				
НИР	Жжков А.Н.			Фасад 1-47 Фасад П-А,Фасад В-С	ПГУАС ,каф.СК гр. СТ1-44
Нормконтроль	Жжков А.Н.				
Студент	Сидакова Е.Ю.				

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

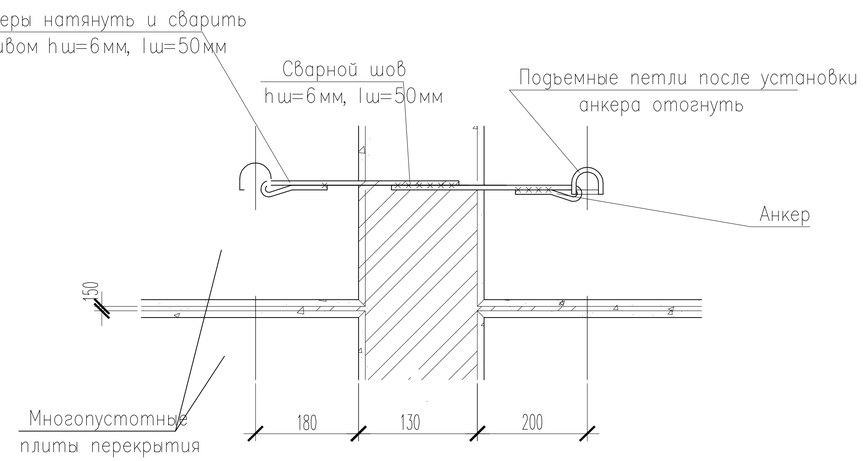
РАЗРЕЗ 1 - 1

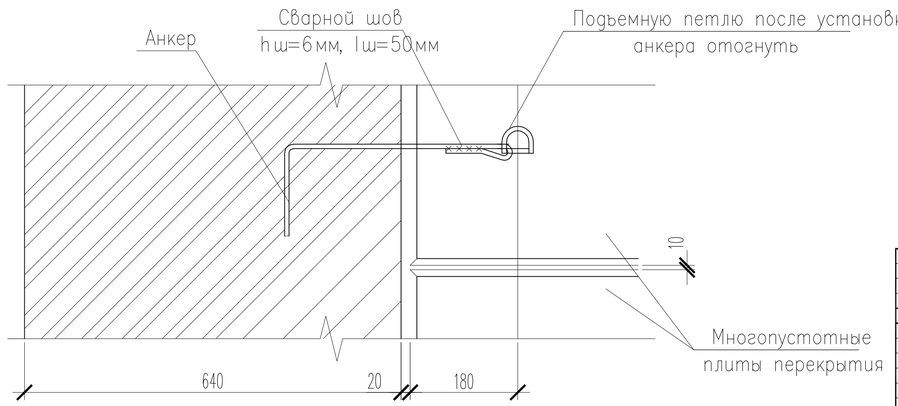


ФРАГМЕНТЫ ПЛАНА 1 ЭТАЖА



ФРАГМЕНТ ФАСАДА В ОСЯХ 21 - 12

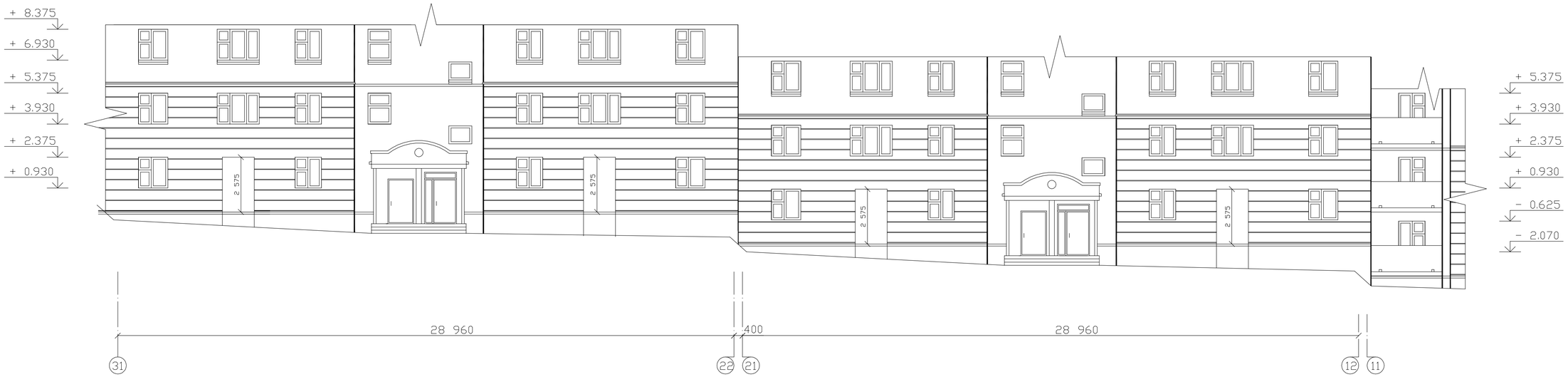




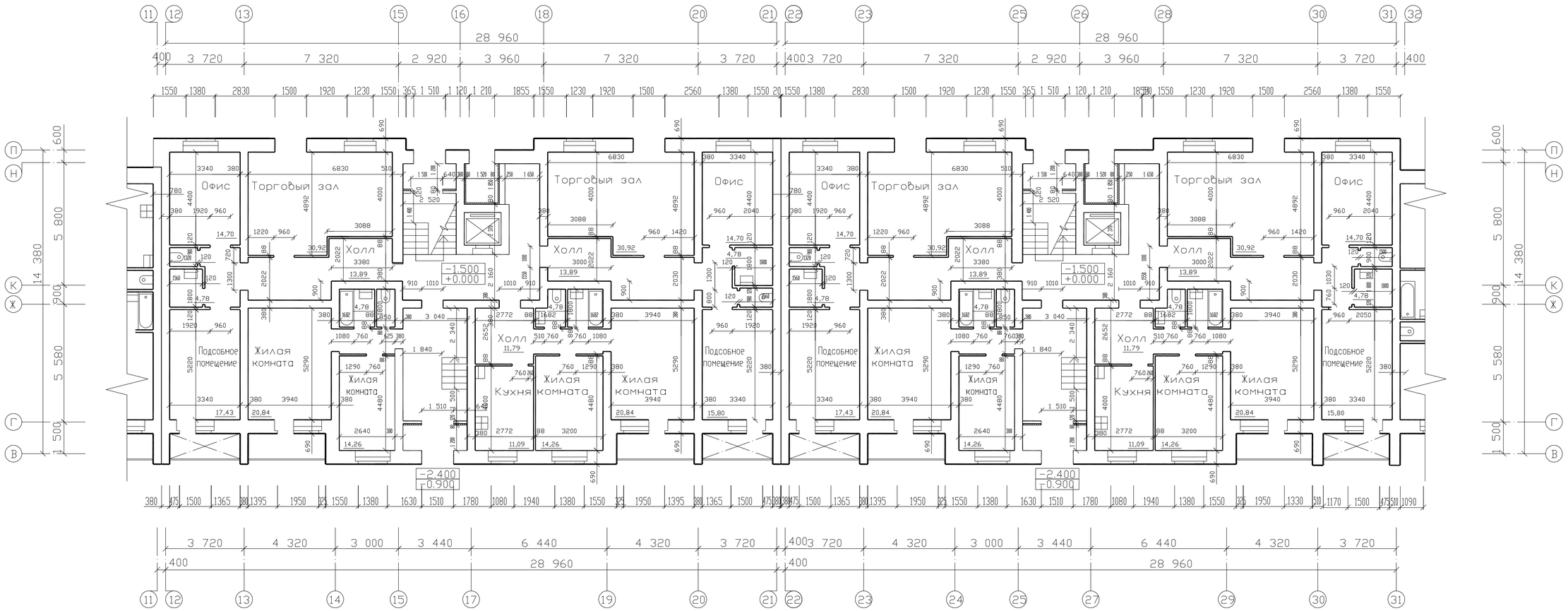
Зав. каведрой	Ласьков Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017		
Руководитель	Жэков А.Н.			Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске		
Архитектэр	Петрянина Л.Н.					
Конструкции	Жэков А.Н.					
Осн. и взам.	Кузнецов А.А.					
ТиОС	Карпова О.В.			Архитектурный раздел	Стадия	Лист	Листов
Экономика	Сорьянов А.Н.				ВКР	3	10
БЖД и ООС	Разживина Г.П.						
НиР	Жэков А.Н.			Разрез 1-1, фрагм. плана 1 этажа, Фрагмент фасада в осях 21 - 12, узлы	ПГУАС ,каф.СК гр. СТ1-44		
Нормконтроль	Жэков А.Н.						
Студент	Сундукова Е.М.						

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

ФРАГМЕНТ ФАСАДА В ОСЯХ 31 - 12



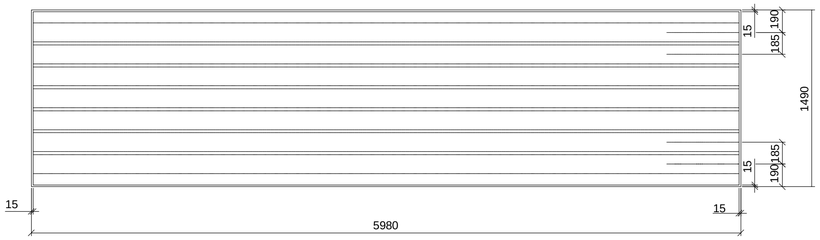
ПЛАН ПЕРВОГО ЭТАЖА В ОСЯХ 12 - 31



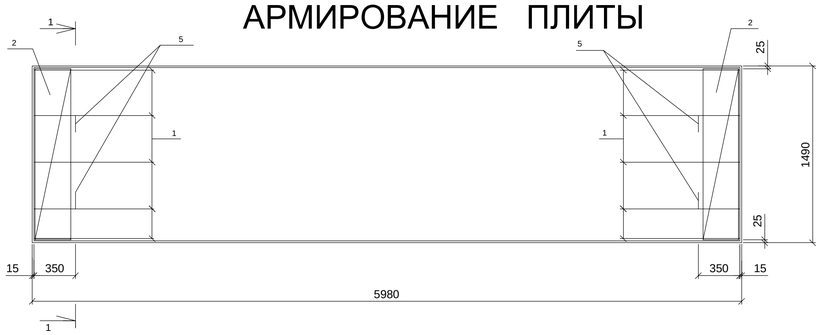
Зав. кафедрой	Ласьков Н.Н.		ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017	
Руководитель	Хижков А.Н.		Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске	
Архитектор	Петрянина Л.Н.			
Конструкции	Хижков А.Н.			
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.			
ТиОС	Карпова О.В.		Архитектурный раздел	Стадия: ВКР; Лист: 4; Листов: 10
Экономика	Соряянов А.Н.			
БЖД и ООС	Разхивина Г.Л.			
НиР	Хижков А.Н.		План типового этажа в осях 1 - 21	ПГУАС,каф.СК группа СТ1-44
Нормконтроль	Хижков А.Н.			
Студент	Сидякова Е.В.			

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

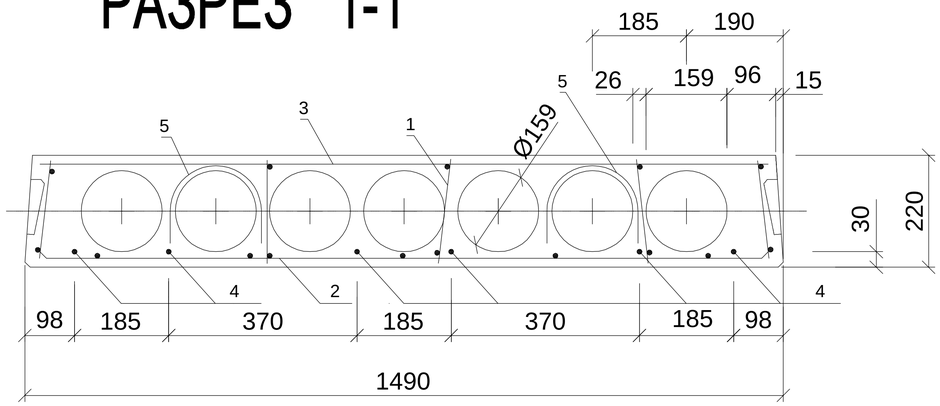
ОПАЛУБКА ПЛИТЫ



АРМИРОВАНИЕ ПЛИТЫ



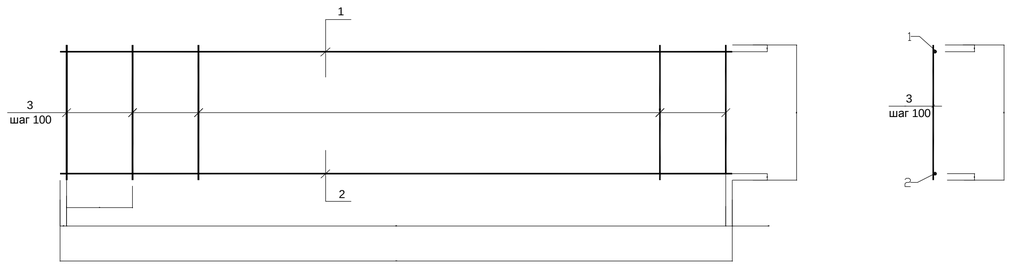
РАЗРЕЗ 1-1



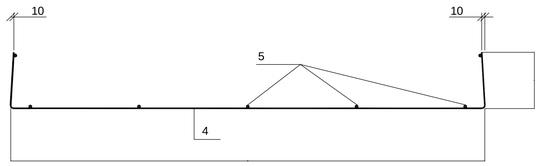
Ведомость расхода стали на элемент

Марка элемента	Изделия арматурные										Общий расход
	Арматура класса									Всего	
	Вр I			A I			A V				
	ГОСТ 6227-80			ГОСТ 5781-82			ГОСТ 5781-82				
	∅4	∅5	Итого	∅12		Итого	∅10	Итого			
П1	8,93	1,50	10,43	4,28		4,28	22,2	22,2		36,91	36,91

КАРКАС ПЛОСКИЙ Кр1

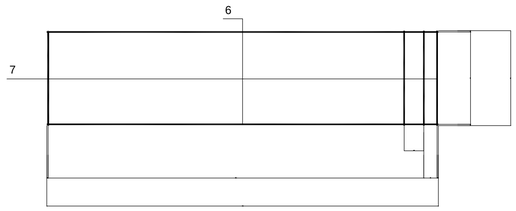


ВИД А



СЕТКА АРМАТУРНАЯ С1

СЕТКА АРМАТУРНАЯ С2



Спецификация арматурных изделий на плиту П1

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг
		Каркас плоский Кр1		
1		∅ 5 Вр I ГОСТ 6727-80 =1020	1	0,15
2		∅ 4 Вр I ГОСТ 6727-80 =1020	1	0,09
3		∅ 5 Вр I ГОСТ 6727-80 =205	11	0,02
		Сетка арматурная С1		
4		∅ 4 Вр I ГОСТ 6727-80 =1770	5	0,16
5		∅ 4 Вр I ГОСТ 6727-80 =300	7	0,02
		Сетка арматурная С2		
6		∅ 4 Вр I ГОСТ 6727-80 =5940	8	0,31
7		∅ 4 Вр I ГОСТ 6727-80 =1440	21	0,07
		Петля Пл1		
8		∅ 12 А I ГОСТ 5781-82 =1200	4	1,07

Спецификация на плиту

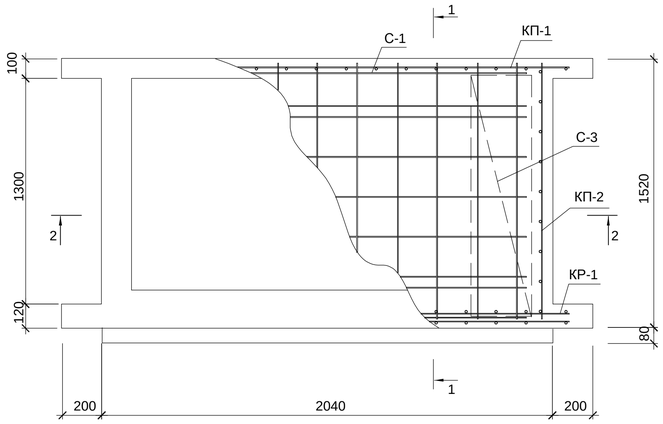
Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса, кг	Примеч.
		Плита П1			
		Сборочные единицы			
1		Каркас плоский Кр1	10	0,46	
2		Сетка арматурная С1	5	0,94	
3		Сетка арматурная С2	1	3,95	
		Детали			
4		Ф10AV ГОСТ 5781-82			
		l=5980	6	3,7	
5		Петля Пл1	4	1,07	
		Материалы			
		Бетон кл. В15		1,12	м

Зав.кафедрой	Ласьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017	
Руководит.	Жуков А.Н.	Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске	
Архит-ра	Петрянина Л.Н.		
Конструкции	Жуков А.Н.		
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.		
ТиОС	Карпова О.В.	Многопустотная плита перекрытия	Стадия: ВКР; Лист: 5; Листов: 10
Экономика	Жуков А.Н.		
БЖД и ООС	Разживина Г.П.		
НИР	Жуков А.Н.	Многопустотная плита перекрытия план, разрезы, сетки каркасы, ведомости	ПГУАС ,каф.СК гр.СТ1-44
Норм.контроль	Жуков А.Н.		
Студент	Судакова Е.Ю		

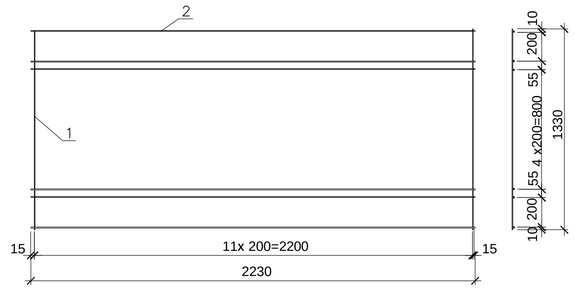
Копировал

A1

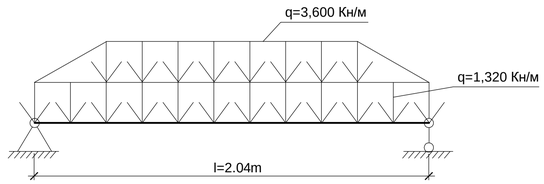
ПЛ1 М 1:15



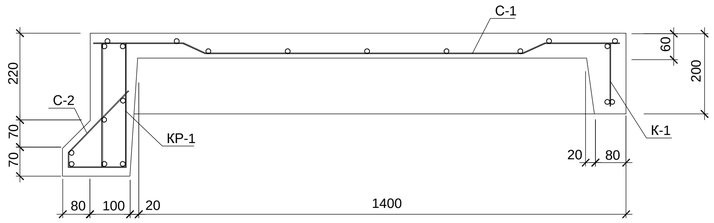
С-1 М 1:20



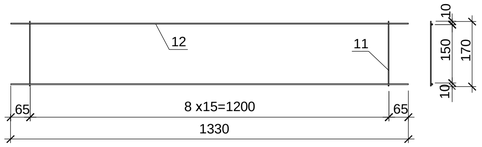
Расчетная схема площадки



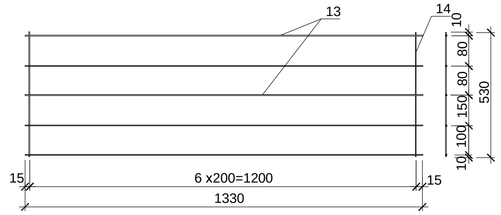
1-1 М 1:5



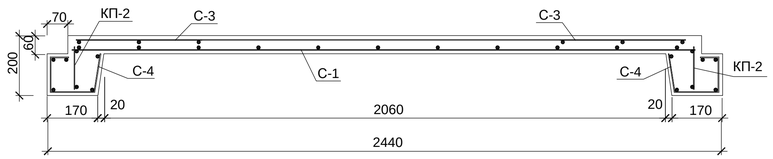
КП-2 М 1:10



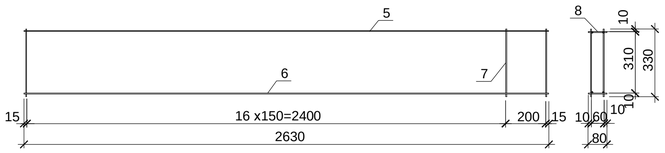
С-3 М 1:10



2-2 М 1:10



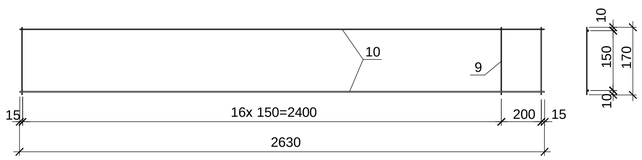
КР-1 М 1:15



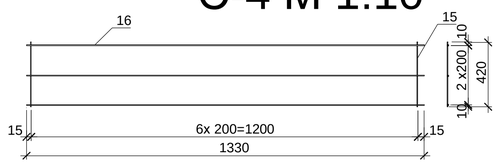
Ведомость стержней на один элемент

Марка изд.	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса изд., кг	Масса ед., кг
С-1	1	Ø3 Вр-I l=1330	12	0,074	1,999
	2	Ø3 Вр-I l=2230	9	0,124	
С-2	3	Ø6 А-I l=335	18	0,074	3,674
	4	Ø6 А-I l=2630	4	0,584	
КР-1	5	Ø6 А-I l=2630	2	0,584	7,680
	6	Ø10 А-II l=2630	2	1,622	
	7	Ø6 А-I l=330	36	0,073	
	8	Ø6 А-I l=80	36	0,018	
КП-1	9	Ø6 А-I l=170	18	0,038	2,430
	10	Ø6 А-I l=2630	3	0,584	
КП-2	11	Ø6 А-I l=170	9	0,038	1,859
	12	Ø16А-I =1330	2	0,295	
С-3	13	Ø3 Вр-I l=1330	10	0,074	0,782
	14	Ø3 Вр-I l=530	14	0,003	
С-4	15	Ø3 Вр-I l=420	14	0,003	0,482
	16	Ø3 Вр-I l=1330	6	0,074	

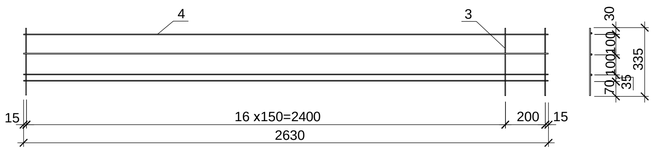
КП-1 М 1:15



С-4 М 1:10



С-2 М 1:15



1. Класс бетона ПЛ1 В25, V= 0,45 куб.м
2. Класс бетона Б1 В30, V= 0,4 куб.м

Ведомость расхода стали на элемент, кг

Марка элемента	Изделия арматурные									Изделия закладные			Общий расход
	Арматура класса									Арматура класса			
	А-II				А-I		Вр-I		Всего	А-II		Всего	
	ГОСТ 5781-82*				ГОСТ5781-82*		ГОСТ6727-80*			ГОСТ5781-82*			
	Ø10	Ø14	Ø32	Итого	Ø6	Итого	Ø3	Итого		Ø12	Итого		
ПЛ1	3,244	–	–	3,244	11,48	11,48	3,270	3,27	18,04	3,8	3,8	3,8	21,84
Б1	–	12,04	8,38	20,42	–	–	1,296	1,296	21,72	2,5	2,5	2,5	24,22

Зав.кафедрой	Ласьков Н.Н.	
Руководит.	Жуков А.Н.	
Архит-ра	Петрянина Л.Я.	
Конструкции	Жуков А.Н.	
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.	
ТиОС	Карпова О.В.	
Экономика	Жуков А.Н.	
БЖД и ООС	Разживина Г.П.	
НИР	Жуков А.Н.	
Норм.контроль	Жуков А.Н.	
Студент	Судакова Е.Ю	

ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017

Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске

Стадия	Лист	Листов
ВКР	6	10

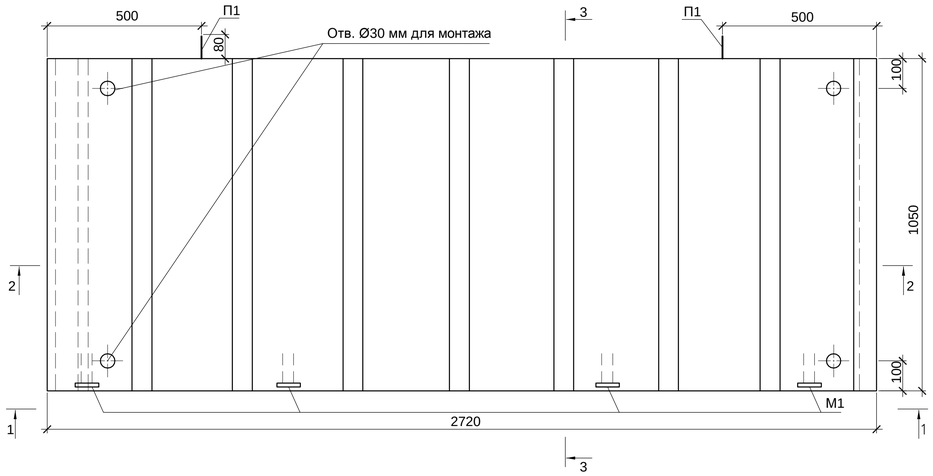
Лестничная площадка
Разрезы, план, сетки, каркасы, ведомости

ПГУАС ,каф.СК
гр.СТ1-44

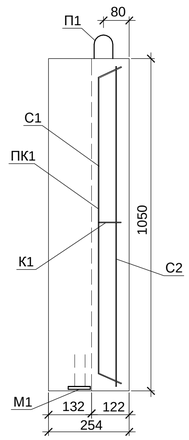
Копировал

А1

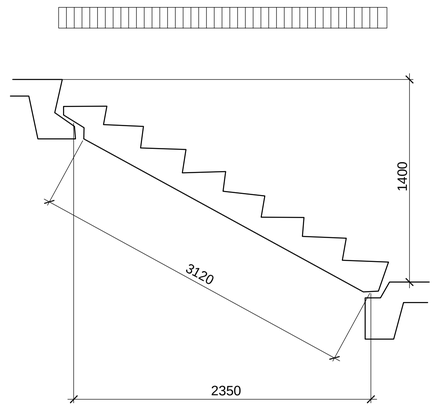
План М 1:10



3-3 М 1:10



Расчетная схема



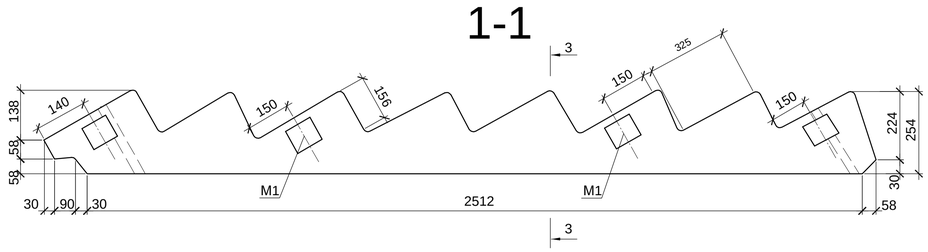
Характеристика изделия

Вес		кг	1330
Объем бетона		М3	0,531
Вес стали	Арматурные элементы	кг	16,86
	Закладные детали	кг	4,00
Расход стали на 1м3 бетона	без закладных деталей	кг	31,8
	с закладными деталями	кг	39,4
Марка бетона		М3	300

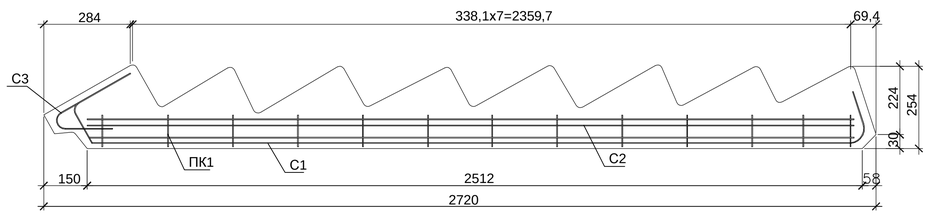
Спецификация стальных элементов

Марка	Кол.	Вес кг	
	шт.	1 элем.	Общий
ПК2	1	16,86	16,86
М1	4	1,00	4,00
		Итого	20,86

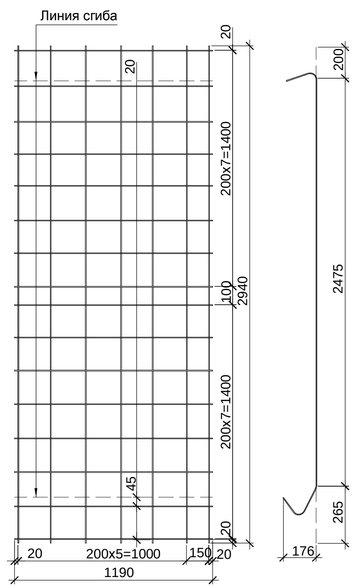
1-1



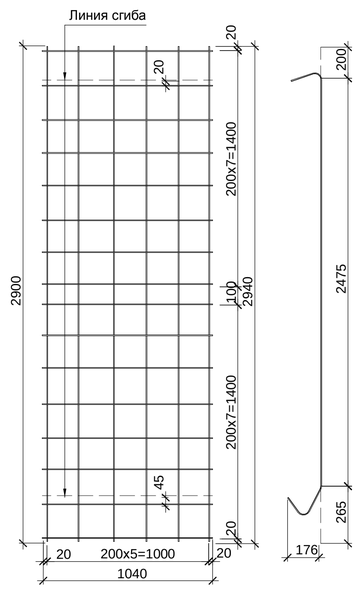
2-2



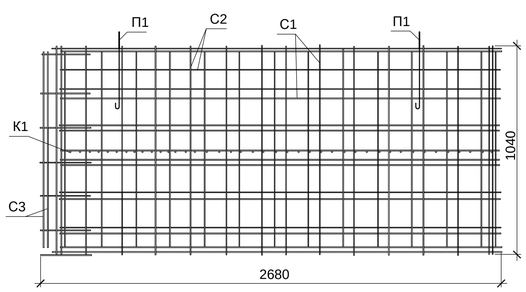
С-1



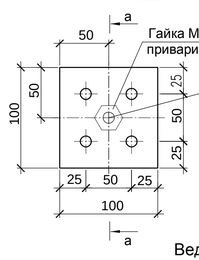
С-2



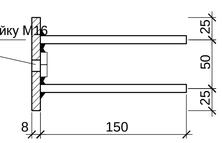
ПК1



М1



а-а



1. Поверхности лестничных ступеней выполнить чистыми гладкими без дополнительной отделки фактурным слоем.
2. Сборка арматурных сеток и каркасов в пространственный каркас производить в кондукторах контактной точечной электросваркой
3. Приварку анкеров закладной детали М1 производить торцом к полосовой стали под слоем флюса

Ведомость стержней на один элемент

Марка изд.	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса изд., кг	Масса ед., кг
ПК1	С1	4Ср 4ВрI-200(100) / 8ВрI-200, 2940х1190, 20 / 20	1	10,01	
	С2	5Ср 4ВрI-200 / 5ВрI-200, 2940х1040, 20 / 20	1	9,01	
	С3	5Ср 4ВрI-200 / 5ВрI-200, 1170х450, 20 / 20	1	1,03	
	К1	Ø5 ВрI L=2540	2	5,06	
		Ø4 ВрI L=100	14	1,40	
	П1	Ø12 AI L=110	2	0,07	
		Ø12 AI L=1100	2	0,98	
М1		100х100х8	1	0,10	
		Ø10II L=150	4	0,60	
		Гайка М16	1		

Ведомость расхода стали на элемент, кг

Изделия арматурные										Изделия закладные			Общий расход
Арматура класса									Всего	Арматура класса		Всего	
А-III			А-I			Вр-I				А-II	100-8		
5781-82*			5781-82*			6727-80*				5781-82*	103-57*		
Ø6	Ø8	Итого	Ø12	Ø10	Итого	Ø4	Ø5	Итого		Ø10			
0,60	6,97	7,57	1,96	0,14	2,1	3,67	3,52	7,19	16,86	1,48	2,52	4,0	20,86

Зав.кафедрой	Ласьков Н.Н.	
Руководит.	Жуков А.Н.	
Архит-ра	Петрянина Л.Н.	
Конструкции	Жуков А.Н.	
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.	
ТиОС	Карпова О.В.	
Экономика	Жуков А.Н.	
БЖД и ООС	Разживина Г.П.	
НИР	Жуков А.Н.	
Норм.контроль	Жуков А.Н.	
Студент	Судакова Е.Ю.	

ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017

Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске

Стадия	Лист	Листов
ВКР	7	10

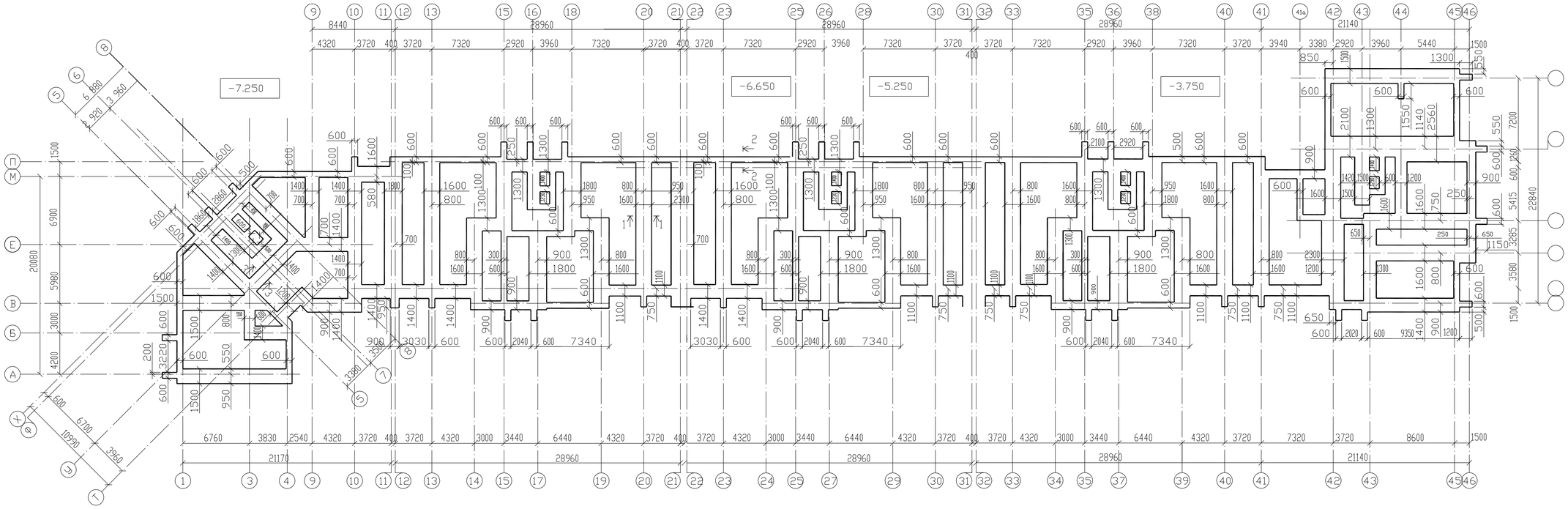
Лестничный марш
Разрезы, план, сетки, каркасы, ведомости

ПГУАС ,каф.СК
гр.СТ1-44

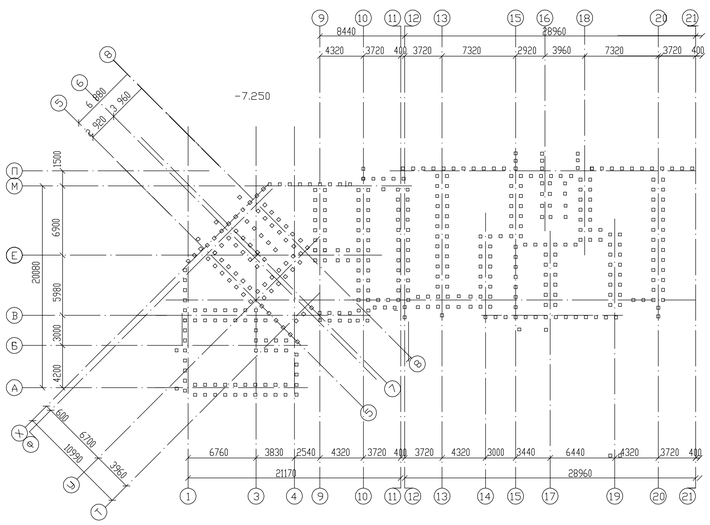
Копировал

А1

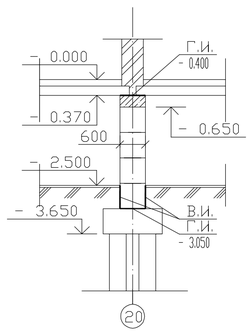
ПЛАН РОСТВЕРКА



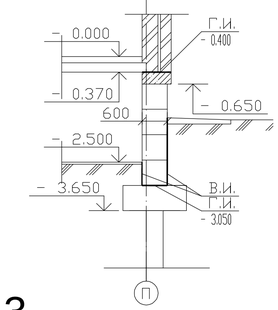
ПЛАН СВАЙНОГО ПОЛЯ



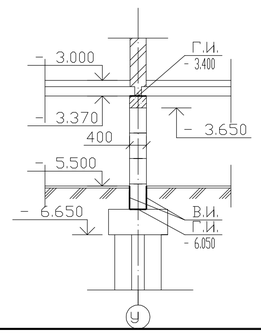
1-1



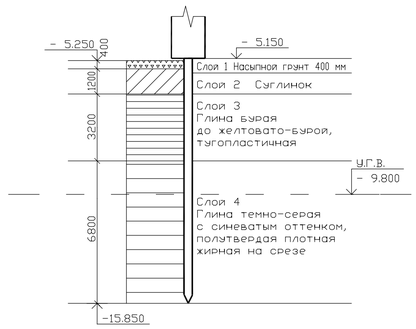
2-2



3 - 3



Геологическая колонка
с отметкой острия сваи -15.850

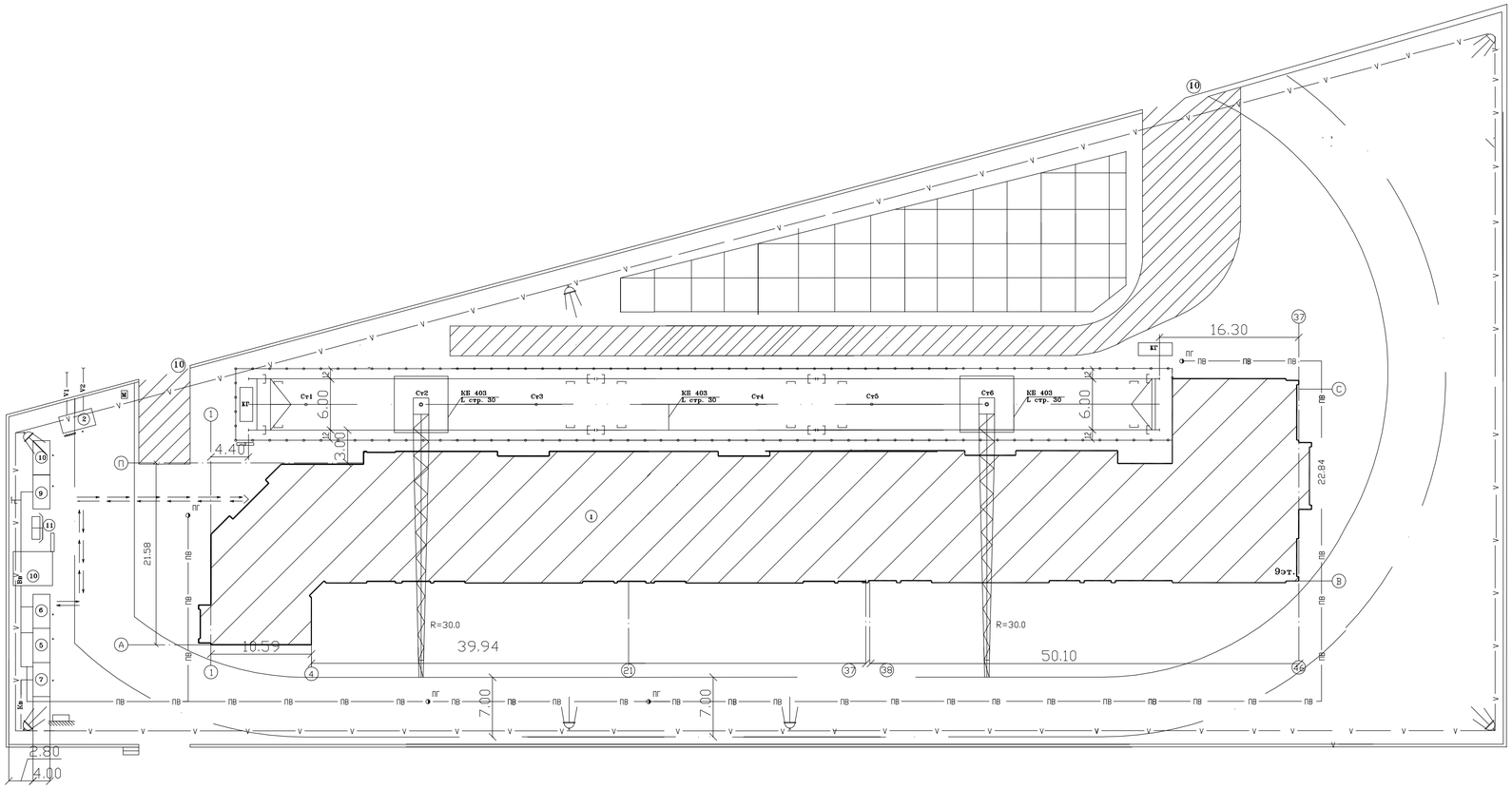


Примечание:

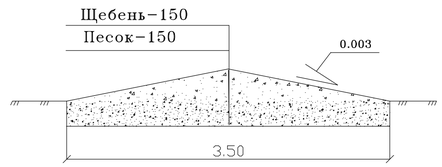
План расстановки свай с оси 22-46 условно не показан
так как весь расчёт расстановки свай для данного ростверка
выполнен согласно СНиП 2.02.03-85 "Свайные фундаменты"
исходя из условия расстановки свай не менее 3d и не более 6d

Зав. кафедрой	Лоськов Н.Н.			ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017		
Руководитель	Жэков А.Н.			Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске		
Архитектура	Петрякина Л.Н.					
Конструкции	Жэков А.Н.					
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.					
ТиОС	Карпова О.В.			Основания и фундаменты	Стадия	Лист	Листов
Экономика	Сарьянов А.Н.				ВКР	8	10
БЖД и ООС	Разживина Г.П.						
НИР	Жэков А.Н.			План ростверка, схема сечений фундаментов, геолог. колонка	ПГУАС ,каф.СК гр. СТ1-44		
Нормконтроль	Жэков А.Н.						
Студент	Сидякова Е.Ю.						

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №



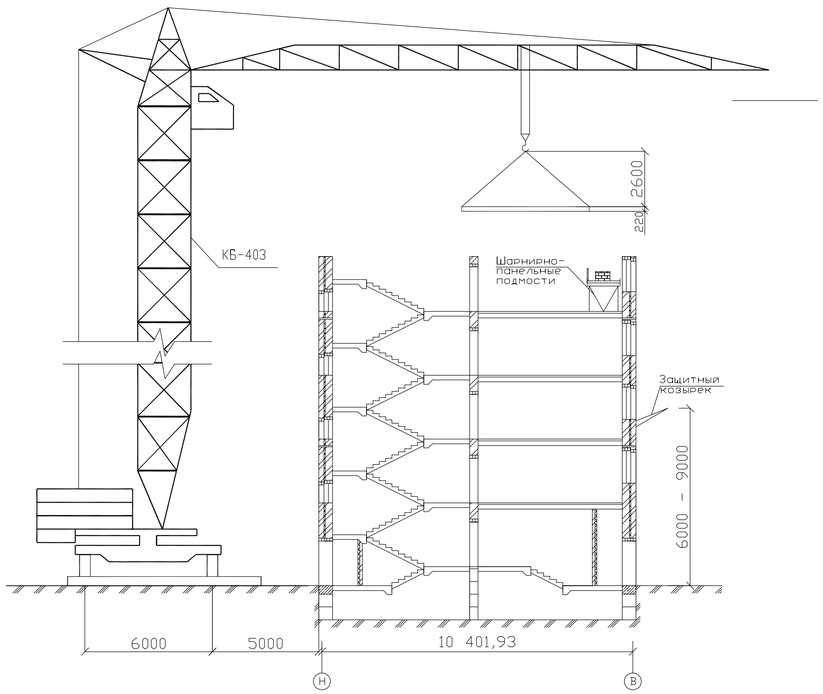
Профиль временной дороги



Условные обозначения

Изображение на плане	Обозначение
	Строящийся объект
	Временная дорога
	Площадка для открытого хранения материалов
	Подкрановый путь
	Тупиковый упор, отключающая линейка
кг	Контрольный груз
	Контур заземления
	Ограждение подкранового пути h=1.2м
	Знак "Проход по подкрановым путям запрещен
	Граница зоны действия крана
	Граница опасной зоны крана
Ст2	Стоянка крана
Вв	Водопровод временный
Кв	Канализация временная
Ввп	Водопровод противопожарный
пг	Противопожарный гидрант
	Временное ограждение стройплощ. по ГОСТ 23407-78
V	Линия временного освещения
	Прожектор типа ПЗС-35 на опоре
кв	Кран водозаборный
v1	Телефонная линия временная
v2	Радиолиния временная
9эт.	Этажность объекта
10	Знак ограничения скорости движения автотранспорта
	Знак "СТОЙ! Опасная зона! Работает кран!
	Паспорт объекта
	Противопожарный пост
М	Контейнер для мусора
	Ящик для мусора
	Щит по технике безопасности
	Доска объявлений
	Вход в здание
	Безопасный проход рабочих

СХЕМА ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ



Техника безопасности

1. *Выделение опасных зон, доступ в которые рабочим, не занятым на выполнении данных работ, запрещен;*
организацию безопасных путей для пешеходов и транспорта
2. *Размещение временных зданий и сооружений вне зоны действия монтажных кранов.*
3. *Удаление административных и бытовых зданий от объектов, выделяющих пыль,*
вредные газы, на расстояние не менее 50 м расположение их по отношению к этим объектам
с наветренной стороны (по "розе ветров").
4. *Соблюдение расстояния от постоянных и временных зданий и сооружений до штабелей складов пиломатериалов*
не менее 30 м, а до штабелей круглого леса – 15 м.
5. *Расположение туалетов на расстоянии , не превышающем 200 м до наиболее удаленных рабочих мест.*
6. *Удаление питьевых установок от рабочих мест на расстояние не более 75 м.*
7. *Организацию необходимого освещения стройплощадки, проходов и рабочих зон.*
8. *Размещение средств пожаротушения (пожарных гидрантов, щитов, оборудованных инвентарем для пожаротушения), а также определение мест для курения.*

N п/п	Наименование	Размеры м	Тип здания
1	Строящийся жилой дом	90*13.6	Кирпичное
2	Прорабская, диспетчерская	3.0*9.0	контейнер метал.
3	Бытовые помещения	3.0*6.0	контейнер метал.
4	Душевая	3.0*6.0	контейнер метал.
5	Сушка одежды, обуви	3.0*6.0	контейнер метал.
6	Помещение для обогрева раб.	3.0*6.0	контейнер метал.
7	Склад закрытый металличес.	3.0*6.0	контейнер метал.
8	Склад закрытый отапливаемый	3.0*6.0	контейнер метал.
9	Навес	3.0*12.0	Сборно-разборный
10	Площадка для курения	6.0*6.5	Сборно-разборная
11	Туалет на два очка	1.5*2.5	Сборно-разборный

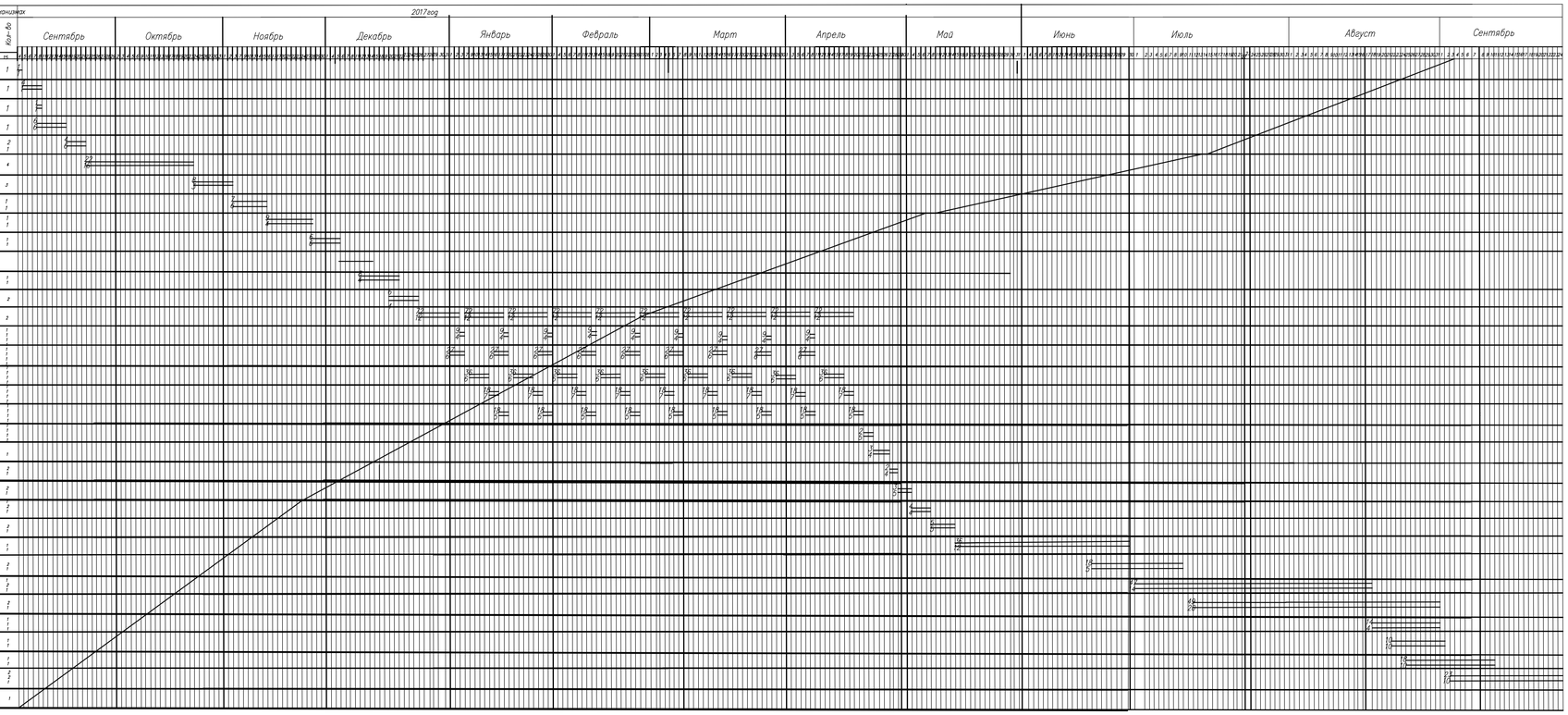
Зав. кафедрой	Лорьков Н.Н.	ВКР-2069059-08.03.01-131086-2017			
Руководитель	Жжков А.Н.	Проект жилого 9-ти этажного 4-х секционного дома на разных уровнях в г. Орске			
Архитектура	Петрашкин Л.Н.				
Конструкции	Жжков А.Н.				
Осн. и фунд.	Кузнецов А.А.				
ТиОС	Карпова О.В.	Технология и организация производства строительства	Стадия	Лист	Листов
Экономика	Сотьянов А.Н.		ВКР	9	10
БЖД и ООС	Розхиманна Г.Р.				
НИР	Жжков А.Н.	Строигенплан	ПГУАС каф.СК гр.СТ1-44		
Нормконтроль	Жжков А.Н.				
Студент	Сидакова Е.В.				

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

КАЛЕНДАРНЫЙ ПЛАН

КАЛЕНДАРНЫЙ ПЛАН

N п/п	Наименование работ	Ед изм	Кол-во	Сметная стоимость работ, тыс руб	Труд-ть чел.-дн	Наименование	Кол-во	Кол-во маш-см	Объем Труд-ть дн	Кол-во смен	Кол-во рабочих в день	Потребность в механизмах Профессия	Разряд	Кол-во
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Срезка растительного слоя бульдозером	1000м²	2.7	67.149	0.675	бульдозер Д3-42	1	0.675	1	1	1	Машинист	6	1
2	Разработка грунта экскаватором 3СМ121А	1000м³	1.9	7626.125	21.68	экск одноковшовый дизел-й навес 0.65 м³	1	5.99	4	1	1	Машинист	6	1
3	Разработка недобора бульдозером	1000м³	0.3	0.2151	3.14	экск одноковшовый дизел-й навес 0.65 м³	1	0.85	1	2	1	Машинист	6	1
4	Доработка грунта в котлованах и траншеях вручную	1000м³	2.2	83.2	77.43	–	–	–	6	2	6	Машинист	6	1
5	Разгрузка обов и укладка их в штабеля	100 обов	23.52	57.38	54.09			0.18	4	2	6	Такелажник машинист	3 5	2 1
6	Устройство обов	м²	970	338.37.5	723		1	36	22	2	16	Машинист	6	4
7	Обратная засыпка	1000м³	3.9	20.81	16.38	трамбовка	1	5.93	8	2	3	Машинист	6	2
8	Установка крупноштучной опалубки	м²	740	214.6	81.4	–	–	–	7	2	6	Слесарь-строитель	3 2	1 1
9	Установка арматурных сеток и плоских каркасов	1 каркас	2400	2112	76.8	Кран башенный МСК-10-20		5.71	9	2	4	Арматурщик	4 3	1 1
10	Укладка бетонной смеси в фундамент	м³	735.84	147.17	111.02	Кран башенный МСК-10-20	1	1.8	6	2	6	Бетонщик	4 2	1
11	Виброуплотнение бетона	м³				Кран башенный МСК-10-20	1	1.027	7					
12	Распределение	м³	740	103.6	63.25	Кран башенный МСК-10-20	1	40.445	8	2	4	Слесарь-строитель	4 3	1 1
13	Гидроизоляция фундамента	м²				–	1	25.5	6	2	4	Гидроизолировщик	4 3	2
14	Кирпичная кладка наружных и внутренних стен на сложном растворе	м³	5100	5151	428	Кран КБ-403А	1	55.12	72	2	12	Каменщик	4 2	2
15	Кладка перемычек перекрытий в под кирпича	м³	967	625.08	346.67	Кран КБ-403А	1	1.028	9	2	4	Каменщик	4 2 4	1 1 1
16	Укладка перемычек	зм	6046	0.077	340	Кран КБ-403А	1	0.0852	27	2	6	Каменщик машинист	3 2 4	1 1 1
17	Установка плит перекрытия	зм	2602	1814.9	1019	Кран КБ-403А	1	6535	36	2	6	Монтажник машинист	3 2 4	1 1 1
18	Установка ходжий	зм	180	40.52	203.4	Кран КБ-403А	1	81.36	18	2	7	Монтажник машинист	3 2 4	1 1 1
19	Укладка лестничных площадок и маршей	зм	14	42.04	27.49	Кран КБ-403А	1	1.88	18	2	5	Монтажник машинист	3 2 4	1 1 1
20	Устройство пароизоляции из 1 слоя рубероида	100м²	106	90.7	61	Кран КБ-403А	1	14.23	2	2	5	Гидроизолировщик машинист		1 1
21	Укладка утеплителя	100м²	9.3	10.748	4.99	Кран КБ-403А	1	0.0925	4	2	3	Изолировщик машинист	4	1
22	Устройство асфальтовой стяжки	100м²	837.3	48.113	58.61	Вибратор поверхностный	3	19.48	2	2	4	Бетонщик	3 4	2 2
23	Устройство гидроизоляции из 2 слоев рубероида	100м²	2788	0.279	146.37	Кран КБ-403А	1	0.0026	3	2	5	Облицовщик	3 4	1 1
24	Устройство мощения скат кровли с бетонным мощением	100м²	221	0.693	25.7	Кран КБ-403А	1	0.0398	4	2	4	Плотники машинист	4 2 4	2 1 1
25	Устройство мягкой кровли из рулонных	100м²	5.6	262.10	20.81	Кран КБ-403А	1	0.064	5	2	5	Кровельщик машинист	3 4	2 1
26	Заполнение оконных проемов	100м²	4.81	512.82	147.15	–	1	0.124	36	2	12	Плотник	4 2	1 1
27	Остекление окон балконов и внутренних дверей оконным стеклом	100м²	7.2	278.98	113.91	–	1	0.078	18	2	5	Стеклольщик машинист	4 2	2 1
28	Штукатурка поверхностей сложным раствором	100м²	88.2	749.19	763.73	–		1.73	47	2	14	Штукатур	4 2 4	2 1 1
29	Подбивка по штукатурке(бетон) потолков блок-крокетом	100м²	71.5	311.42	582.93	–		7.69	49	2	20	Маляр	3 4	2 1
30	Масляная покраска по штукатурке	100м²	4.5	40.36	28.69	–		0.31	14	2	4	Маляр	3 2 4	1 1 1
31	Масляная покраска окон и дверей	100м²	4.81	512.82	147.15	–		–	10	2	10	Маляр	4 2	1 1
32	Облицовка стен керамической плиткой	100м²	3.82	200.34	146.98	Подъемник мачтовый		0.49	18	2	10	Облицовщик плиточник	4 4	1 1
33	Устройство полов из керамической плитки и аналогичных полов(плитка напольная)	100м²	17.05	925.27	57.09	Подъемник мачтовый		–	23	2	10	Облицовщик	3 2	2 1
34	Прочие работы		71.5	311.42	582.93			–		2			5	1



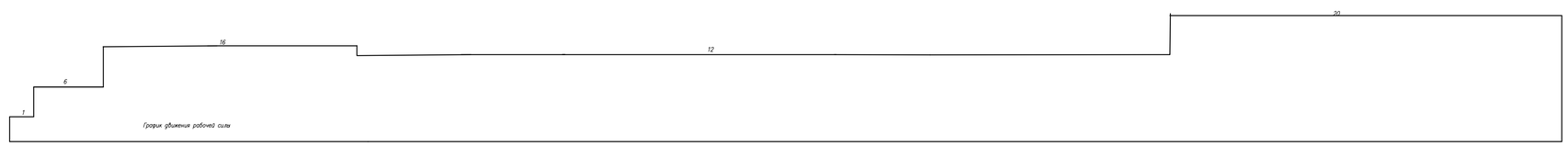


График движения рабочей силы

1-количество смен (1 смена)
а -продолжительность работ Т, дн.
б -количество работников в день, чел.
в -сметная стоимость в день, тыс. руб.

Технико-экономические показатели

1. Сметная стоимость строительства 5534660 руб.
2. Текущая стоимость строительства 11474430,6 руб.
3. Продолжительность строительства $T_{кп}$=77 дн.<$T_н$=120 дн.
4. Общая трудоемкость работ Q=7641 чел-дн
5. Общая машиноемкость работ Q'=281 маш-см
6. Удельная трудоемкость работ J_q=0,161 (чел-дн)/м^3
7. Удельная машиноемкость работ J'_q=0,093 (маш-см)/м^3
8. Выработка на 1 чел-дн В=0.86
9. Уровень сборности $K_{сб}$=8.39%
10. Уровень механизации $K_{мех}$=99%
11. Коэффициент неравномерности движения рабочей силы $K_н$=1,19
12. Коэффициент совмещения работ $K_{совм}$=1,56

				КП-2069059-270800.62-131162-17
				Стадия: ВКР; Лист: 10; Листов: 10
				Календарный план, инт.график, дифференц.график, график движения рабочей силы, технико-экономические показатели.
				ПГУАС, каф. Экономики,организации и управления производством, гр. СТ1-44