

**ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО – СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ФАКУЛЬТЕТ «СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»**

КАФЕДРА «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

К ДИПЛОМНОМУ ПРОЕКТУ

Тема дипломного проекта: *Конструкции производственного корпуса
завода железобетонных изделий в Джизакской области.*

Дипломник

Комилов Даврон Равшанович
студент **4** курса, группы **9а-11СЗиС**

Пояснительная записка _____ стр.

Чертежи _____ листов

Заведующий кафедрой:

доц. Юсуфходжаев С. А.

Руководитель дипломного проекта:

проф. Ходжаев А.А.

Консультанты:

От предприятий или организаций:

«Ташгипрогор »

Самигов Э.

Кафедра «Здания и сооружения»

доц. Юсупов У.Т.

Кафедра «Технология организации
строительства»

проф. Сулейманов С.С.

Ташкент - 2015 г.

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕГО СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН
ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО – СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ФАКУЛЬТЕТ «СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»**

КАФЕДРА: «СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ»

Направление: 5340200 – «Строительство зданий и сооружений»

ЗАДАНИЕ

На разработку дипломного проекта студента:

Комилов Даврон Равшанович

(ф.и.о.)

1. Тема работы _____ **Конструкции производственного корпуса завода железобетонных изделий в Джизакской области.**

утверждена приказом по институту от «28» апреля 2015 г. № 2/146

2. Исходные данные к работе: района строительства – Джизакская область, сейсмичность- 7 баллов, расчетная сейсмичность площадки оценивается – в 7 баллов, Нормативная глубина промерзания грунта – 0,70м, глубина сезонного промерзания почвы грунтов -0,7м, подземные воды в пределах участка вскрыты н глубине -12,4м от поверхности земли.

3. Индивидуальное задание _- _____

4. Содержание расчетно-пояснительной записки (перечень подлежащих разработке вопросов): введение архитектурно-строительная часть, расчетная часть, БЖДи ОТ, использованная литература

5. Перечень графического материала (с указанием обязательных чертежей): генплан М1:500, план первого этажа М1:200,главный фасад М1:200, схема армирования стропильной фермы М 1:20, схема расположения плит перекрытия М 1:20, схема армирования плит перекрытий М1:20, продольный разрез М1:200, поперечный разрез М1:200.

6. Консультанты по разделам

№	Разделы	Консультанты Ф. И. О.	Подпись, дата	
			Задание получил	Задание выполнил

7. План выполнения выпускной квалификационной работы

№№	Этапы выпускной работы	Сроки выполнения	Отметка о выполнении

Дата выдачи задания _____

Задание принял к исполнению

Руководитель _____

Студент _____

ОГЛАВЛЕНИЕ

Содержание работы:

ВВЕДЕНИЕ	7
<u>РАЗДЕЛ 1.</u>	
1.1. ОСНОВНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ РАЙОНА СТРОИТЕЛЬСТВА.....	9
1.2. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ.....	11
1.3. ОСНОВНЫЕ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ ПОКАЗАТЕЛИ ПРОЕКТА:	11
1.4. НАРУЖНАЯ ОТДЕЛКА.....	13
1.5. ВНУТРЕННЯЯ ОТДЕЛКА.....	14
1.6. АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ.....	12
<u>РАЗДЕЛ 2.</u>	
2.1. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ	18
2.1.1. ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ	20
2.1.2. РАСЧЕТ ПОЛКИ ПАНЕЛИ.....	18
2.1.3. РАСЧЕТНЫЙ ПРОЛЕТ, НАГРУЗКИ И УСИЛИЯ В ПОПЕРЕЧНОМ РЕБРЕ.....	26
2.1.4. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПОПЕРЕЧНОГО РЕБРА	24
2.1.5. РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПОПЕРЕЧНОГО РЕБРА ПО ПРОЧНОСТИ.....	27
2.1.6. РАСЧЕТНЫЙ ПРОЛЕТ, НАГРУЗКИ И УСИЛИЯ В ПРОДОЛЬНЫХ РЕБРАХ.....	28
2.1.7. РАСЧЕТ НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ПРОДОЛЬНЫХ РЕБЕР ПО ПРОЧНОСТИ	29
2.1.8. РАСЧЕТ ПО ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ПРОДОЛЬНЫХ РЕБЕР	31
2.1.9. РАСЧЕТ ПРОДОЛЬНЫХ РЕБЕР ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ.....	31
2.2. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ.....	33
2.2.1. СБОР НАГРУЗОК НА ФЕРМУ.....	34
2.2.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ФЕРМЫ	35
2.2.3. РАСЧЕТ СЕЧЕНИЙ ЭЛЕМЕНТОВ ФЕРМЫ.....	37
<u>РАЗДЕЛ 3.</u>	
3.1. ЗАКОНЫ И НОРМАТИВНО ТЕХНИЧЕСКАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН В ОБЛАСТИ ОХРАНЫ ТРУДА И ЖИЗНЕДЕЯТЕЛЬНОСТИ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.	49
3.2. ВОПРОСЫ ОХРАНЫ ТРУДА ВКЛЮЧАЯ ПОС И ППР.....	50
3.3. РАСЧЕТ ОСВЕЩЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ.....	ОШИБКА! ЗАКЛАДКА НЕ ОПРЕДЕЛЕНА.
3.4. ИНСТРУКЦИИ ПО ТЕХНИКЕ БЕЗОПАСНОСТИ ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ БЕТОННЫХ РАБОТ	ОШИБКА! ЗАКЛАДКА НЕ ОПРЕДЕЛЕНА.
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	69
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	71

ВВЕДЕНИЕ

Доклад Президента Республики Узбекистан Ислама Каримова на заседании Кабинета Министров, посвященном итогам социально-экономического развития страны в 2014 году и важнейшим приоритетным направлениям экономической программы на 2015 год – 17.01.2015

В истекшем году в ходе реализации проектов по строительству, реконструкции и электрификации железных дорог, восстановлению и модернизации железнодорожного грузового и пассажирского транспорта освоено в эквиваленте свыше 630 миллионов долларов, более половины из которых направлено на продолжение опережающей реализации проекта по строительству электрифицированной железнодорожной линии Ангрен – Пап. Наряду с этим произведена реабилитация железнодорожных путей протяженностью 240 километров, собственными силами построены 650 грузовых и 20 пассажирских вагонов, реконструирован железнодорожный вокзал в городе Карши. Скоростными поездами «Афросиёб», курсирующими между Ташкентом и Самаркандом, в 2014 году перевезено свыше 180 тысяч пассажиров.

Грузооборот авиационного транспорта составил 126,3 миллиона тонно-километров, или с ростом против 2013 года на 8,5 процента. В 2014 году НАК «Узбекистон хаво йуллари» стала полноправным членом Международной ассоциации воздушного транспорта (IATA), которая объединяет более 270 авиакомпаний по всему миру.

Созданный на базе аэропорта города Навои международный центр логистики объединяет грузовые авиаперевозки в Европу, Индию, Китай и Юго-Восточную Азию. За весь период с начала его открытия было перевезено свыше 200 тысяч тонн грузов.

В этих целях коренным образом была реорганизована вся система сельскохозяйственного машиностроения, образована холдинговая компания «Узагропромашхолдинг», осуществлена оптимизация и специализация предприятий отрасли на выпуске конкретных видов востребованной сельскохозяйственной техники и средств механизации. Предметом особого внимания является реализация целевой государственной программы строительства индивидуального жилья по типовым проектам в сельской местности, в рамках которой в 2014 году осуществлено строительство 11 тысяч новых жилых домов.

Сегодня большинство вновь построенных домов в городах и особенно в сельской местности - это комфортабельные, светлые, с высокими потолками дома, отстроенные из кирпича, отделанные современными строительными и кровельными материалами, имеющие необходимые хозяйственные постройки. Качество и уровень обустройства сельских домов в настоящее время несколько не уступают жилищным условиям в городах.

В результате реализации программ по комплексной застройке кардинально преобразуются многие наши города - Ташкент, Фергана, Коканд, Маргилан, Наманган, Ургенч, Карши, Термез, Самарканд и другие.

Столица Узбекистана в мировом рейтинге благоустроенности и комфортабельности, согласно оценке авторитетного британского журнала «Экономист», заняла высокое 58-е место из 140, войдя в число наиболее комфортных для проживания крупнейших городов в мировой классификации.

Глубокие качественные изменения произошли в 2014 году в социальной сфере. На текущее содержание и развитие социальной сферы направляется около 60 процентов всех расходов государственного бюджета.

В сфере образования продолжились работы по строительству, реконструкции и капитальному ремонту образовательных учреждений. Всего за истекший год было обновлено более 540 объектов, в том числе 380 школ и свыше 160 профессиональных колледжей и академических лицеев. На эти цели было направлено почти 550 миллиардов сумов, из них на оснащение образовательных учреждений комплексами учебного, лабораторного и производственного оборудова-

ния, компьютерным и мультимедийным оборудованием было выделено свыше 120 миллиардов сумов.

В рамках реализации Программы модернизации материально-технической базы высших образовательных учреждений на 2011-2016 годы выполнены работы по строительству, реконструкции, капитальному ремонту и оснащению 19 высших учебных заведений на сумму порядка 230 миллиардов сумов. Построены новые учебные корпуса в Андижанском государственном университете, Бухарском инженерно-технологическом институте, Национальном университете Узбекистана.

В 2014 году был открыт ряд новых институтов и факультетов, учебно-научных центров. На базе стоматологического факультета Ташкентской медицинской академии и медицинских вузов в регионах образован Ташкентский государственный стоматологический институт с филиалами в Андижане, Бухаре, Самарканде и Нукусе.

Сегодня в республике успешно действует свыше 4 тысяч предприятий, созданных с участием иностранного капитала из более чем 90 стран. Эти компании, функционирующие в стране, хорошо известны в Узбекистане и за рубежом.

На территории Узбекистана успешно функционируют предприятия, полностью основанные на иностранном капитале и зарубежных методах корпоративного управления.

Нам необходимо глубже изучать опыт этих зарубежных компаний и на основе этого анализа создать типовые структуры корпоративного управления для наших предприятий, активно внедрять их, перестраивая на этой основе и реформируя всю систему управления нашими акционерными обществами во всех отраслях и сферах реальной экономики.

Важнейшим резервом и фактором экономического роста и структурных преобразований экономики является углубление локализации производства, расширение межотраслевой промышленной кооперации.

События, происходящие сегодня в мире, убедительно свидетельствуют, что создание на базе собственного сырья импортозамещающих производств обеспечивает экономическую независимость страны.

Наш собственный опыт реализации программ локализации показывает, какие преимущества мы от этого получаем, особенно в части снижения зависимости от внешних рисков, формирования внутреннего спроса и насыщения рынка необходимыми потребительскими товарами и комплектующими изделиями, наиболее полной загрузки созданных производственных мощностей, экономии и рационального использования валютных средств, решения проблем занятости населения. Свидетельством этому является быстро растущий уровень локализуемой продукции в объеме промышленного производства, который возрос с 9,2 процента в 2005 году до почти 20 процентов в 2014 году.

Министерству экономики, Министерству внешних экономических связей, инвестиций и торговли с широким участием всех заинтересованных министерств, ведомств, ассоциаций и компаний следует разработать Программу локализации и производства готовой продукции, комплектующих изделий и материалов на 2015-2019 годы.

В связи с тем что в нашей стране идет активное развитие промышленности, создаются специальные экономические зоны, строятся новые заводы и фабрики, необходимо обеспечить строителей необходимыми строительными материалами и конструкциями. С этой целью мною по заданию кафедры выполнен дипломный проект на тему: «Конструкции производственного корпуса завода железобетонных изделий в Джизакской области». Данный дипломный проект представляет собой расчет основных конструкций этого предприятия.

АРХИТЕКТУРНАЯ ЧАСТЬ

1.1. Основные характеристики района строительства

Района строительства – проект предназначен для строительства в 1, 2, 3 климатических районах с сейсмичностью- 8 баллов;

Капитальность строительства – II класс

Класс долговечности - II класс

Степень огнестойкости - II класс

Грунты основания приняты непросадочные с расчетным сопротивлением $R=20\text{кПа}$;

Категория грунта по сейсмическим свойствам – II.

Подземные воды неагрессивные к бетонам нормальной проницаемости на портландцементе.

Нормативная глубина промерзания грунта – 0,7м.

Вес снегового покрова согласно КМК 2.01.07-96 - 0,70кПа (70 кг/м²).

Скоростной напор ветра - 0,38 кПа (КМК 2.01.07-96).

Класс ответственности здания - II

Степень огнестойкости согласно ШНК2.01.02-04 – IV.

Категория производства по пожарной ответственности – «Г»

За относительную отметку $\pm 0,000$ принята уровень чистого пола первого этажа, что соответствует 858,15

Проект разработан в соответствии с нормами:

1. КМК2.01.03-96 “Строительство в сейсмических районах”.
2. КМК 2.01.07-96 «Нагрузки и воздействия».
3. КМК2.03.01-96 “Бетонные и железобетонные конструкции”
4. КМК 2.03.10-95 “Крыши и кровли”.
5. КМК2.02.01-98 “Основания зданий и фундаменты”.
6. КМК 3.01.2 1-00 “Техника безопасности в строительстве”.

1.2. Объемно-планировочное решение

Здание Промышленного корпуса имеет следующие размеры в плане: длина – 72 м, ширина – 54,5 м. Шаг колонн - 6 м, что обусловлено технологическими требованиями. Высота здания 15,270 м.

В составе административно бытового корпуса предусмотрены следующие помещения и участки:

№	Наименование помещений	Площадь (м ²)
1	Бетоносмесительное отделение	79,53
2	Формовочный цех	71,34
3	Хозяйственные и служебные помещения	163,21
4	Склад цемента	77
5	Склад арматуры	165,92
6	Склад заполнителей	79,56
7	Склад готовой продукции	163,77
8	Склад горюче смазочных материалов	167

1.3. Основные технико-экономические показатели проекта:

Площадь застройки	– 3924 м ²
Общая площадь	– 15162,6 м ²
Строительный объем	- 37670,4 м ³

1.4. Наружная отделка

- Отделка-улучшенная. Наружные поверхности стен оштукатурить и окрасить под «Хапер» за 2 раза фасадной краской по грунтовке, согласно паспорту цветовой отделки.

-Парапет входного блока и козырьки облицевать «Алюкобондом» согласно паспорту цветовой отделки.

- Цокольную часть фасада и цветочницы облицевать крупноразмерной керамической плиткой типа «Керамогранит» красно-коричневого цвета.

-Металлические ограждения кровли окрасить за 2 раза эмалью по грунтовке. Цвет коричневый.

- Оконные переплеты и витражи – алюминиевые анодированные с остеклением стеклопакетом из тонированного и прозрачного стекла.

- Общий расход материалов по отделке фасадов:

Алюкобонд – 178,0м²

Металл черепица для отделке парапета – 38,0м²

1.5.Внутренняя отделка

- Отделка помещений – улучшенная.

-В отделке помещений рекомендуется применять окраску, за 2 раза водэмульсионной краской по ГОСТ 19124-80 и эмалью по ГОСТ 926-82 по грунтовке ГОСТ 18186-79

- В отделке помещений ориентированных на восток и запад рекомендуется принимать окраску нейтральных тонов: светло салатового, светло-голубого, светло-бежевого цвета.

- Швы плит покрытия затереть цементно-песчаным раствором.

- Кирпичные стены и перегородки оштукатурить сложным раствором (в сан. Узлах цементно-песчаным).

- Сантехнические трубопроводы окрасить за два раза эмалью по грунтовке.

- Коробки и полотна деревянных дверей окрасить за 2 раза эмалью.

- В помещениях, где расположены умывальник или моечная раковина, перегородку облицевать керамической плиткой на высоту 1500мм шириной на 500мм шире прибора с каждой стороны.

1.6.Архитектурно-конструктивные решения

Здание запроектировано в следующих конструкциях:

ФУНДАМЕНТЫ - перед устройством фундаментов необходимо произвести следующие мероприятия по подготовке грунта.

Уплотнение грунта основания производить пневмокатками по 4-5 прохода вдоль и поперек котлована. При этом при необходимости произвести срезку до

проектной отметки. Перебор - заполнить гравийно-песчанной смесью с добавлением цементного молока и уплотнить.

Все бетонные и железобетонные конструкции, соприкасающийся с грунтом выполнить из бетона на сульфатостойких цементах по ГОСТ22266-94. Все поверхности, соприкасающиеся с грунтом обмазать горячим битумом за 2 раза. Под фундаментами выполнить подготовку из бетона кл. В3,5 толщиной $t = 100\text{мм}$. Ширину подготовки принять с увеличением ширины фундаментной ленты на 100мм с каждой стороны. Стык продольных стержней сеток подошвы выполнять внахлест. Длину нахлеста принять 400мм. По осям фундаментов отрыть траншею шириной 2400мм не добирая до отм. подошвы фундаментов до 20см. Уплотнение грунта основания производить пневмокатками по 4-5 прохода вдоль траншеи.

При этом необходимости произаести срезку до проектной отметки.

Перебор заполнить гравийно-песчанной смесью с добовлением цементного молока и уплотнить. Обратную засыпку пазух фундаментов производить послойно глинистым грунтом оптимальной влажности с добавлением до $\gamma = 1,65\text{т/м}^3$

В данном здании запроектированы фундаменты – монолитные железобетонные, стаканного типа.

Монолитный железобетонный стаканного типа фундамент выполняется из бетона кл. В20 на сульфатостойком цементе, арматура класс А-III.

КОЛОНЫ – монолитные железобетонные сечением 400х400мм, 400х600 мм, 500х500мм выполняются из бетона класса В20, арматура класса АIII по расчету.

РИГЕЛЯ – монолитные железобетонные сечением 400х400мм выполняются из бетона класса В20, арматура класса АIII

СТЕНЫ - выполнены из стеновых панелей с теплоизоляционным слоем. Из бетона марки В20.

ПЕРЕГОРОДКИ - кирпичные из кирпича М75 на цементном растворе М50 с $180 > R > 120\text{кПа}$;

ПЕРЕКРЫТИЕ - сборные железобетонные Ребристые плиты по УТР 46.1-95 вып.7. $t=220$ мм. Швы между плитами заделать цементным раствором М100. Плиты укладывать по слою свежееуложенному раствору $t=10$ мм, М100.

Швы между плитами цементным раствором М100. Отверстия диаметром до 150мм пробивать в пустотах не нарушая целостности несущих ребер жесткости плит перекрытия. Пробивку отверстия выполняют отступая от места опирания на ригель и от края плиты не менее, чем 150мм.

ПОЛЫ - устраивают по перекрытиям или непосредственно по грунту (для первых этажей бесподвальных зданий).

Верхний слой пола, который непосредственно подвергается эксплуатационным воздействиям, называют покрытием (или чистым полом). Материал пола укладывают на специально подготовленную поверхность, которую называют подстилающим слоем (или подготовкой) под полы. Между подготовкой и чистым слоем может быть расположена прослойка — промежуточный соединительный слой между покрытием и стяжкой.

Стяжка — слой, служащий для выравнивания поверхности подстилающего слоя, а также для придания покрытию требуемого уклона.

Для устройства стяжки применяют бетон, цементно-песчаный раствор, асфальт, гипсобетон. Подстилающий слой распределяет нагрузку от пола по основанию (грунту), на котором должен быть уложен подстилающий слой. В полах по перекрытию основанием является несущая часть перекрытия, а подстилающий слой отсутствует. Дополнительно в конструкцию пола могут быть включены слой звукоизоляции, а также термо- и гидроизоляционный слой. В зависимости от назначения здания, и характера функционального процесса, протекающего в помещениях, полы должны удовлетворять следующим требованиям: быть прочными, т. е. обладать хорошей сопротивляемостью внешним воздействиям; обладать малым теплоусвоением, т. е. не быть теплопроводными; быть нескользкими и бесшумными; обладать малым пылеобразованием и легко поддаваться очистке; быть индустриальными в устройстве и экономичными. Полы в мокрых помеще-

ниях должны быть водостойкими и водонепроницаемыми, а в пожароопасных помещениях — несгораемыми.

В практике строительства все большее применение находят полы из теплозвукоизоляционного линолеума на мягкой пористой основе.

Рулоны укладывают непосредственно по железобетонным плитам.

Этот вид покрытия весьма индустриален и имеет хорошие физико-механические, гигиенические и декоративные качества.

Полы в проектируемом здании в зависимости от назначения помещения керамогранитные по коридору и вестибюлю, керамические с гидроизоляцией в душевых, линолеумные в учебных кабинетах, ламинарные в административных помещениях, деревянные в спортивном зале.

ОКНА - естественное освещение помещений может быть обеспечено через вертикальные и горизонтальные проемы в стенах и покрытиях.

Соответствующим расчетом естественной освещенности помещений, а также по КМК определяют размеры окон в их расположение.

Окна являются основными вертикальными конструкциями для обеспечения естественной освещенности помещений.

Конструкции остекления являются, кроме того, важным элементом, влияющим как на внешний облик здания, так и на интерьер помещений.

Необходимым требованием, которому должны удовлетворять окна, являются их теплозащитные свойства, что позволяет избежать необоснованных потерь теплоты и обеспечить звукоизоляцию помещений.

В проектируемой здании приняты пластиковые оконные блоки с размерами

ДВЕРНЫЕ БЛОКИ – металлические по наружным стенам аналогично ГОСТ24698-81, 1.136.5-19.

Индивидуальные дверные блоки должны отвечать противопожарным и санитарным нормам. Остекление дверных блоков выполнить декоративным стеклом. Остекление алюминиевых витражных и дверных блоков стеклопакетами. Перед установкой оконных и дверных блоков выполнить контрольные замеры

при необходимости размеры откорректировать по месту. Все двери выполнить под замками.

КРОВЛЯ – состоит из металлической фермы, то есть стоек (сваренных в квадрат уголков) опирающихся на несущие конструкции здания, колонны и ригеля, раскосов и связей (уголков), основной балки из швеллера, стропила в свою очередь опираются на основную балку и обвязочный ж/б пояс по кирпичному парапету, прогоны из уголка для деревянной обрешетки крепятся к стропилам сваркой, по деревянной обрешетки устроена металл черепица.

РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНАЯ

2.1. Расчет предварительно напряженной панели покрытия

2.1.1. Данные для проектирования

Для покрытия здания с пролетом 18 м и шагом колонн применены сборные железобетонные ребристые плиты покрытия 3х6 м.

Плита панели представляет собой многопролетную однорядную плиту, окаймленную ребрами. Средние участки защемлены по четырем сторонам, а крайние защемлены по трем сторонам и свободно оперты на торцовые ребра. Плита панели армируется одной сварной сеткой, укладываемой посередине ее толщины.

Панель покрытия изготавливается из тяжелого бетона класса В30, $\gamma_{b2} = 0,9$;
 $R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа, $R_{b,ser} = 22$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа, $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа.

Бетон подвергается тепловой обработке. Напрягаемая арматура класса А-V, $R_s = 680$ МПа, $R_{s,ser} = 785$ МПа, $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа. Ненапрягаемая продольная арматура поперечных ребер – А-III, диаметром $d > 10$ мм. $R_s = 365$ МПа. Сетка плиты, поперечная и монтажная арматура ребер класса Вр-I при $d = 3$ мм $R_s = 375$ МПа; при

$d = 4$ мм $R_s = 370$ МПа; при $d = 5$ мм $R_s = 360$ МПа; $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа.

В панели допускается образование трещин. Способ предварительного напряжения арматуры электротермический автоматизированный на упоры формы. Предварительное натяжение без учета потерь * $\sigma_p = 550$ МПа. Бетон подвергается тепловой обработке.

2.1.2. Расчет полки панели

Сбор нагрузок.

Таблица 1.

№ п/п	Наименование нагрузок	Нормативная нагрузка N_n , кН/м ²	Коэфф. надеж. γ_f	Расчетная нагрузка N_d , кН/м ²
<u>Постоянные нагрузки:</u>				
1.	Слой гравия на битумной мастике $\delta_1 \square = 10 \text{ мм}, \gamma = 2000 \text{ кг/м}^3$	0,196	1,3	0,255
2.	Рулонный ковер из 3-х слоев линокрома $\delta_1 \square = 12 \text{ мм}, \gamma = 4 \text{ кг/м}^2$	0,147	1,3	0,191
3.	Стяжка их цементно-песчаного раствора $\delta_2 \square = 15 \text{ мм}, \gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,265	1,3	0,344
4.	Утеплитель – пенополистирол $\gamma = 40 \text{ кг/м}^3$, $\delta_2 \square = 90 \text{ мм}$	0,036	1,2	0,043
5.	Стяжка их цементно-песчаного раствора $\delta_4 \square = 20 \text{ мм}, \gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$	0,353	1,3	0,459
6.	Сборная железобетонная ребристая плита 3х6 м	1,54	1,1	1,694
7.	<u>Временные нагрузки:</u> Снеговая	1,71	0,714	2,4
8.	Всего	4,27		5,4

Расчетные пролеты:

для средних участков: $l_{01} = 150 - 9 = 141 \text{ см};$

$l_{02} = 298 - 2 \cdot (1,5 + 10,5) = 274 \text{ см};$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{274}{141} = 1,94 < 3$$

для крайних участков: $l_{01} = 148,5 - 1 - 17,5 - 9/2 = 125,5 \text{ см};$

$l_{02} = 298 - 2 \cdot (1,5 + 10,5) = 274 \text{ см};$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{274}{125,5} = 2,18 < 3$$

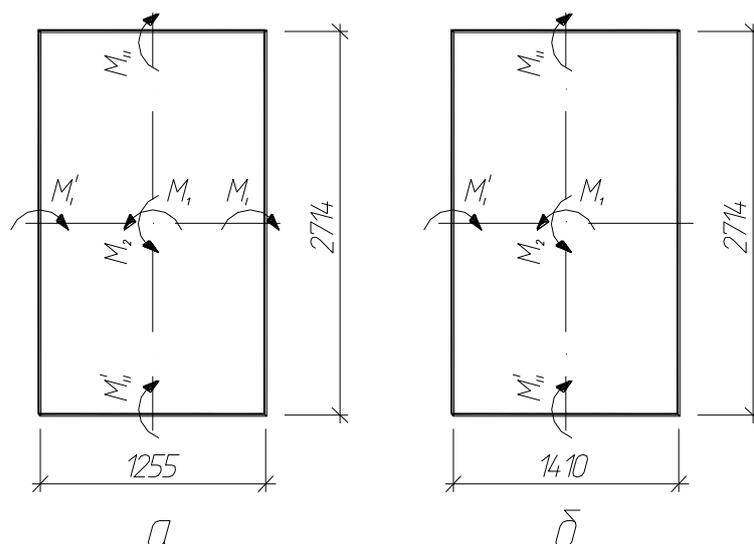


Рис.1. Расчетная схема и обозначение моментов, действующих в панели: а – для средних участков; б – для крайних участков.

Расчетная постоянная нагрузка на 1м², включая массу плиты толщиной 30 мм:

$$g = g_1 + h'_f \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \gamma_f \cdot 9,81 \cdot \gamma_n = 1,54 + 0,03 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 2,31 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетные изгибающие моменты определяем по двум комбинациям загрузки:

1. При действии постоянной и временной (снеговой) нагрузки.

Условие равновесия:

$$\frac{(g + v)l_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) = (2M_1 + M_I + M_I') \cdot l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_{01}, \text{ принимаем следу-}$$

ющие соотношения между моментами: $M_2/M_1 = 0,4$; $M_I = M_I' = M_I'$; $M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,4M_1$ и рассмотрим средние участки.

Тогда условие равновесия можно записать:

$$\frac{(g + v) \cdot l_{01}^2}{12} \cdot (3 \cdot l_{02} - l_{01}) = (4 \cdot l_{02} + 1,6 \cdot l_{01}) \cdot M_1 \Rightarrow$$

$$M_1 = \frac{(2,31 + 2,4) \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41)}{12 \cdot (4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41)} = 0,401 \text{ кН*м;}$$

Для крайних участков принимаем те же соотношения между моментами и учитываем, что на торцовом ребре $M_1 = 0$.

Условие равновесия можно записать:

$$\frac{(g + v) \cdot l_{01}^2}{12} \cdot (3 \cdot l_{02} - l_{01}) = (3 \cdot l_{02} + 1,6 \cdot l_{01}) M_1 \Rightarrow$$

$$M_1 = \frac{(2,31 + 2,4) \cdot 1,255^2 \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,255)}{12 \cdot (3 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,255)} = 0,421 \text{ кН*м.}$$

2. При действии постоянной и временной сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом

Условие равновесия:

$$\frac{g \cdot l_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2} = (2M_1 + M_I + M_I') \cdot l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_{01}$$

соотношения между моментами те же.

Для средних пролетов:

$$M_1 = \frac{\frac{g \cdot l_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2}}{4l_{02} + 1,6l_{01}} = \frac{2,31 \cdot 1,41^2}{12} \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,41}{2}}{4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41} = 0,257 \text{ кН*м;}$$

Для крайних пролетов:

$$M_1 = \frac{\frac{g \cdot l_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2}}{3l_{02} + 1,6l_{01}} = \frac{2,31 \cdot 1,255^2}{12} \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,255}{2}}{3 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,255} = 0,272 \text{ кН*м.}$$

Таким образом, расчетной является первая комбинация с определением арматуры по моментам для крайних пролетов.

Исходя из соотношений получим:

$$M_I = M_I' = 0,421 \text{ кН*м; } M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,421 \cdot 0,4 = 0,168 \text{ кН*м.}$$

Арматура, направленная вдоль панели покрытия.

Минимальная рабочая высота плиты при расположении арматурной сетки посередине толщины плиты и диаметре арматуры 4 мм определяется по формуле:

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{4}{2} = 13 \text{ мм.}$$

Характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,7276, \text{ где } \alpha = 0,85 - \text{ для тяжелого бетона.}$$

$\gamma_{b2} = 0,9 < 1 \Rightarrow \sigma_{sc,u} = 500$, тогда граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7276}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right)} = 0,585$$

$$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,9 \cdot 0,421 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,146$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,146} = 0,158$$

$$\xi = 0,158 < \xi_R = 0,585 \Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,158 = 0,921$$

Площадь сечения арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,421 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,921 \cdot 13} = 87,91 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{87,91}{1000 \cdot 13} = 0,0068 > \mu_{\min} = 0,0005$$

Принимаем арматуру $\varnothing 5$ Вр-I с шагом 200 мм, $A_{s1} = 99 \text{ мм}^2 > 87,91 \text{ см}^2$.

Арматура, направленная поперек панели покрытия.

Минимальная рабочая высота плиты с учетом диаметра арматуры 3 мм:

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13,5 \text{ мм.}$$

Характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,7276, \text{ где } \alpha = 0,85 - \text{ для тяжелого бетона.}$$

$\gamma_{b2} = 0,9 < 1 \Rightarrow \sigma_{sc,u} = 500$, тогда граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7276}{1 + \frac{370}{500} \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right)} = 0,582$$

$$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,9 \cdot 0,168 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 1000 \cdot 13,5^2} = 0,054$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,054} = 0,056$$

$$\xi = 0,056 < \xi_R = 0,582 \Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,056 = 0,972$$

Площадь сечения арматуры:

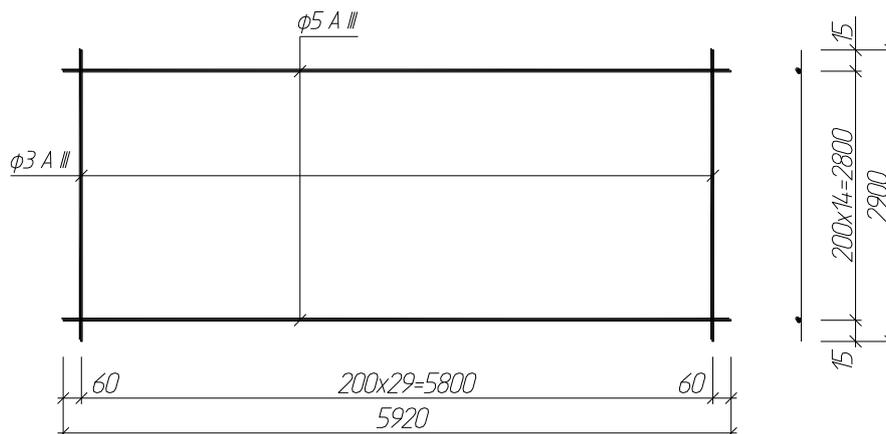
$$A_{s1} = \frac{M_2}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,168 \cdot 10^6}{370 \cdot 0,972 \cdot 13,5} = 30,97 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{30,97}{1000 \cdot 13,5} = 0,0023 > \mu_{\min} = 0,0005$$

Принимаем арматуру $\varnothing 3$ Вр-I с шагом 200 мм, $A_{s1} = 35,3 \text{ мм}^2 > 31 \text{ мм}^2$.

Окончательно для армирования плиты принимаем сетку

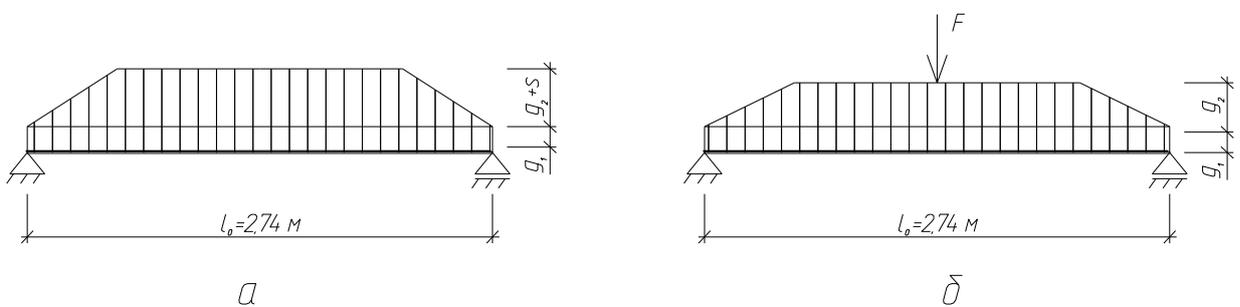


C1 $\frac{5Bp - I - 200}{3Bp - I - 200}$ 2970x5950, сетка C2 принимается конструктивно.

Рис. 2. Сварная сетка C1 для армирования полки панели.

2.1.3. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в поперечном ребре

Рассчитываем среднее поперечное ребро как самое наиболее нагруженное.



Трапециидальная форма эпюр объясняется опиранием на ребро плит, опертых по контуру. Расчетный пролет принят: $l_0 = l_{02} = 274$ см.

Рис. 2.3.3. Расчетные схемы поперечного ребра :

а – от постоянной и снеговой нагрузки; б – от постоянной и сосредоточенной нагрузок.

Масса 1 м поперечного ребра с учетом $\gamma_n = 0,95$:

$$g_1 = \frac{0,05 + 0,09}{2} (0,15 - 0,03) \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,216 \text{ кН/м}$$

Нагрузка от массы плиты и изоляционного ковра: $g_2 = 2,31 \cdot 1,5 = 3,465$ кН/м

Расчетная снеговая нагрузка: $s = 2,4 \cdot 1,5 = 3,6$ кН/м

Усилие от расчетных постоянной и снеговой нагрузок:

$$M = \frac{(g_1 + g_2 + s) \cdot l_0^2}{8} - \frac{(g_2 + s) \cdot l_1^2}{24} = \frac{(0,216 + 3,465 + 3,6) \cdot 2,74^2}{8} - \frac{(3,465 + 3,6) \cdot 1,5^2}{24} = 6,17$$

кН*м

$$Q = \frac{(g_1 + g_2 + s) \cdot l_0}{2} - \frac{(g_2 + s) \cdot l_1}{4} = \frac{(0,216 + 3,465 + 3,6) \cdot 2,74}{2} - \frac{(3,465 + 3,6) \cdot 1,5}{4} = 7,32$$

кН

Усилие от постоянной и сосредоточенной нагрузок:

$$M = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l_0^2}{8} + \frac{g_2 \cdot l_1^2}{24} + \frac{F \cdot l_0}{5} = \frac{(0,216 + 3,465) \cdot 2,74^2}{8} + \frac{3,465 \cdot 1,5^2}{24} + \frac{1,14 \cdot 2,74}{5} = 4,56$$

кН*м

$$Q = \frac{(g_1 + g_2) \cdot l_0}{2} + \frac{g_2 \cdot l_1}{4} + F = \frac{(0,216 + 3,465) \cdot 2,74}{2} + \frac{3,465 \cdot 1,5}{4} + 1,14 = 7,28 \text{ кН}$$

Далее производим расчет по первой комбинации усилий.

2.1.4. Расчет по прочности нормальных сечений поперечного ребра

Поперечное ребро $h = 150$ мм, толщина полки $h_f = 30$ мм, отношение $h_f / h = 3/15 = 0,2 > 0,1$ то расчетная ширина полки таврового сечения:

$$b_f = \frac{1}{3}l_0 + b = \frac{1}{3} \cdot 2740 + 90 = 1002 \text{ мм.}$$

Рабочая высота ребра: $h_0 = h - a = 150 - (15 + \frac{14}{2}) = 128 \text{ мм;}$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7276}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right)} = 0,583$$

$$M = 6,17 \cdot 10^6 \text{ Н*мм} < R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h_f) = 15,3 \cdot 1002 \cdot 30 \cdot (128 - 0,5 \cdot 30) = 52,4 \cdot 10^6$$

Н*мм

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{6,17 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 1002 \cdot 128^2} = 0,0242$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0242} = 0,0245$$

$$\xi = 0,0245 < \xi_R = 0,583 \Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,0245 = 0,988$$

Площадь сечения арматуры:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6,17 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,988 \cdot 128} = 132,6 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b \cdot h_0} = \frac{132,6}{70 \cdot 128} = 0,0015 > \mu_{\min} = 0,0005, \text{ где } b = (9 + 5) / 2 = 7 \text{ см.}$$

Принимаем арматуру 1Ø14 А-III, $A_s = 153,9 \text{ мм}^2 > 132,6 \text{ мм}^2.$

2.1.5. Расчет наклонных сечений поперечного ребра по прочности.

Рабочая высота ребра: $h_0 = h - a = 150 - (15 + \frac{14}{2}) = 128 \text{ мм;}$

Распределенная нагрузка: $q_1 = g_1 + g_2 + s / 2 = 0,216 + 3,465 + 3,6 / 2 = 5,48 \text{ кН/м;}$

так как $q_1 = 5,48 \text{ кН/м} < q_a = 0,16 \cdot \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 70 = 20,16 \text{ кН/м,}$

то длину проекции наиболее опасного наклонного сечения принимаем:

$$c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 128 = 320 \text{ мм, где коэффициент } \varphi_{b4} = 1,5 \text{ для тяжелого бетона.}$$

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 7320 - 5,48 \cdot 320 = 5566,4 \text{ Н}$$

<

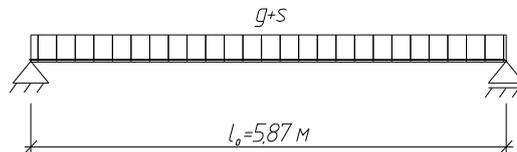
$Q_b = \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 70 \cdot 128^2 / 320 = 6501,6 \text{ Н}$, то есть поперечная арматура устанавливается только по конструктивным требованиям.

Принимаем поперечные стрежни из проволоки класса Вр-I Ø4 с шагом 75 мм.

2.1.6. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в продольных ребрах

Расчетный пролет ребра по осям опор: $l_0 = l_{nn} - l_{on} = 5970 - 2 \cdot 50 = 5870 \text{ мм}$;

Подсчет нагрузок на 1 м панели:



$$q = g + s = 3 \cdot 3 + 2,4 \cdot 3 = 16,2 \text{ кН/м}; \quad g_n = 2,53 \cdot 3 = 7,59 \text{ кН/м}; \quad q_H = 4,27 \cdot 3 = 12,81 \text{ кН/м}.$$

Рис. 4. Расчетная схема продольного ребра.

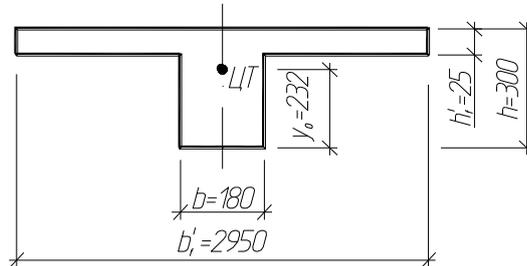


Рис. 5. Эквивалентное поперечное сечение панели.

Усилия в продольных ребрах:

от полной нагрузки при $\gamma_f > 1$:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{16,2 \cdot 5,87^2}{8} = 69,78 \text{ кН*м};$$

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{16,2 \cdot 5,87}{2} = 47,55 \text{ кН};$$

от полной нагрузки при $\gamma_f = 1$:

$$M = \frac{q_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{12,81 \cdot 5,87^2}{8} = 55,17 \text{ кН*м};$$

$$Q = \frac{q_n \cdot l_0}{2} = \frac{12,81 \cdot 5,87}{2} = 37,6 \text{ кН};$$

от постоянной нагрузки при $\gamma_f = 1$: $M = \frac{g_n \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,59 \cdot 5,87^2}{8} = 32,7$ кН*м;

$$Q = \frac{g_n \cdot l_0}{2} = \frac{7,59 \cdot 5,87}{2} = 22,28 \text{ кН.}$$

2.1.7. Расчет нормальных сечений продольных ребер по прочности

Поперечное сечение панели приводим к тавровой форме, и в расчет вводим ширину плиты поверху, уменьшенный на коэффициент, учитывающий неравномерное распределение сжимающих усилий по ширине тонкой полки:

$$b_f = (2980 - 2 \cdot 15) \cdot 0,65 = 1918 \text{ мм.}$$

Рабочая высота ребра: $h_0 = h - a = 300 - (20 + \frac{16}{2}) = 274$ мм

Характеристика сжатой зоны бетона:

$$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,7276, \text{ где } \alpha = 0,85 \text{ - для тяжелого бетона.}$$

Допустимое отклонение предварительного напряжения арматуры:

$$P = 30 + \frac{90}{l} = 30 + \frac{360}{6} = 90 \text{ МПа.}$$

Предварительное натяжение без учета потерь:

$$\sigma_{sp} = R_{s,ser} - P = 785 - 90 = 695 \text{ МПа, принимаем } \sigma_{sp} = 550 \text{ МПа;}$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \cdot (1 - \frac{1}{\sqrt{n_p}}) = 0,5 \cdot \frac{90}{550} \cdot (1 - \frac{1}{\sqrt{2}}) = 0,024, \text{ где } n_p = 2 \text{ предварительно}$$

принятое число стержней напрягаемой арматуры в двух продольных ребрах.

Так как $\Delta\gamma_{sp} = 0,024 < 0,1$ минимально допустимого значения, то принимаем $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

Потери предварительного напряжения от деформации анкеров расположенных у натяжных устройств:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,65}{6000} 19 \cdot 10^4 = 115,6, \text{ где } \Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d = 1,25 + 0,15 \cdot 16 = 3,65 \text{ мм.}$$

Потери предварительного напряжения от деформации стальной формы:

$$\sigma_5 = 30 \text{ МПа (при отсутствии данных о форме).}$$

Предварительно напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона и с учетом потерь σ_3 и σ_5 :

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} (1 - \Delta\gamma_{sp}) - \sigma_3 - \sigma_5 = 550 \cdot (1 - 0,1) - 115,6 - 30 = 349,4 \text{ МПа.}$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} - 1200 = 1500 \cdot \frac{349,2}{680} - 1200 < 0, \text{ принимаем } \Delta\sigma_{sp} = 0.$$

Предварительное напряжение в арматуре при неизвестном значении полных потерь:

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_s = 0,6 \cdot 680 = 408 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 408 - 0 = 672 \text{ МПа.}$$

Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7276}{1 + \frac{672}{500} \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right)} = 0,5;$$

$$M = 69,78 \cdot 10^6 \text{ Н*мм} < R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_0 - 0,5 \cdot h_f) = 15,3 \cdot 1918 \cdot 30 \cdot (274 - 0,5 \cdot 30) = 227,1 \cdot 10^6$$

Н*мм

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{69,78 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 1918 \cdot 274^2} = 0,032$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,032} = 0,0325,$$

$$\xi = 0,0325 < \xi_R = 0,5 \Rightarrow \zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,0325 = 0,984.$$

Определим коэффициент условий работы:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_r} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,0325}{0,5} - 1\right) = 1,28 > \eta = 1,15, \text{ то принимаем}$$

$$\gamma_{s6} = 1,15.$$

Требуемая площадь сечения продольной предварительно напряженной ар-

матуры:

$$A_{sp1} = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0 \cdot \gamma_{s6}} = \frac{69,78 \cdot 10^6}{680 \cdot 0,984 \cdot 1,15 \cdot 274} = 332,2 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = \frac{A_{sp1}}{b \cdot h_0} = \frac{332,2}{180 \cdot 274} = 0,007 > \mu_{\min} = 0,0005, \text{ где } b = 2 \cdot (75 + 105) / 2 = 180 \text{ см.}$$

Принимаем предварительно напряженную арматуру 2Ø16 А-V,
 $A_{sp} = 402 \text{ мм}^2 > 332,2 \text{ мм}^2$ (по одному стержню в каждом ребре).

2.1.8. Расчет по прочности наклонных сечений продольных ребер

Рабочая высота ребра: $h_0 = h - a = 300 - (20 + \frac{16}{2}) = 272 \text{ мм.}$

Распределенная нагрузка: $q_1 = g + s/2 = 3 \cdot 3 + 2,4 \cdot 3/2 = 12,6 \text{ кН/м,}$ так как
 $q_1 = 12,6 \text{ кН/м} < q_a = 0,16 \cdot \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot (1 + 0,308) \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 180 = 61,02 \text{ кН/м,}$
то принимаем длину $c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 272 = 680 \text{ мм,}$ где коэффициент $\varphi_{b4} = 1,5$ для тяжелого бетона.

$$\gamma_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0,1 \frac{162810}{1,2 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 272} = 0,308 < 0,5, \text{ где усилие обжатия } P \text{ принято}$$

при ориентировочных значениях $\sigma_1 = 100 \text{ МПа,}$ и коэффициенте $\gamma_{sp} < 1$:

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) \cdot A_{sp} = (1 - 0,1) \cdot (550 - 100) \cdot 402 = 162810 \text{ Н.}$$

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 47550 - 12,6 \cdot 680 = 38982 \text{ Н} <$$

$< Q_b = \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c = 1,5 \cdot (1 + 0,308) \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 272^2 / 680 = 41497,7 \text{ Н,}$ то есть поперечная арматура устанавливается только по конструктивным требованиям.

Принимаем поперечные стержни из проволоки класса Вр-I Ø4 с шагом 150 мм.

2.1.9. Расчет продольных ребер по предельным состояниям

второй группы: по образованию трещин; по раскрытию трещин; по деформациям

Принятое начальное напряжение в напрягаемой арматуре: $\sigma_{sp} = 550$ МПа;

Предельно-допустимый прогиб плиты: $f_u = \ell / 250 = 6/250 = 0,024$ м.

Исходные данные для расчета

Таблица 2.

N п/п	Исходная величина	Обозначение и размерность	Численное значение
1.	Масса 1 м ² плиты	g_n , кг	154
2.	Расчетная погонная нагрузка	P , кН/м	16,2
3.	Нормативная погонная нагрузка	P_n , кН/м	12,81
4.	Нормативная длительно действующая нагрузка	$P_{n,\ell}$, кН/м	7,59
5.	Ширина ребра плиты	b , м	0,18
6.	Ширина сжатой полки плиты	b'_f , м	2,95
7.	Высота сжатой полки плиты	h'_f , м	0,025
8.	Ширина растянутой полки плиты	b_f , м	2,95
9.	Высота растянутой полки плиты	h_f , м	0
10.	Высота плиты	h , м	0,3
11.	Расчетный пролет плиты	ℓ_p , м	5,87
12.	Длина площадки опирания плиты	$\ell_{оп}$, м	0,12
13.	Расстояние от торца до места строповки петель	$\ell_{пет}$, м	0,065

14.	Класс бетона	B	30
15.	Передаточная прочность бетона	Rbp, МПа	21
16.	Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры	Rsp, МПа	680
17.	Начальные напряжения в напрягаемой арматуре	σ_{sp} , МПа	550
18.	Модуль упругости сжатой зоны	Es, МПа	200000
19.	Модуль упругости напрягаемой арматуры	Esp, МПа	190000
20.	Площадь сжатой арматуры	A'_s , м ²	0,0003
21.	Площадь напрягаемой арматуры	A_{sp} , м ²	0,000402
22.	Диаметр напрягаемой арматуры	D, мм	16
23.	Расстояние от ц.т. сжатой арм. до верхней грани	A' , м	0,015
24.	Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до нижней грани плиты	a, м	0,05
25.	Расстояние от центра тяжести нижнего ряда напрягаемой арматуры до нижней грани плиты	A1, м	0,05
26.	Предельно-допустимый прогиб плиты	f_u , м	0,024

2.2. Проектирование стропильной фермы

Ферма проектируется предварительно напряженной на пролет 18м, цельной при шаге ферм 12м. Геометрическая схема фермы показана на рисунке 1.

Материал фермы бетон класса B40

Нормативные сопротивления	Обозн.	МПа	Табл.СНиП
Сжатие осевое	Rb,ser	29	T.12

Растяжение осевое	Rbt,ser	2,1	T.12
Расчетные сопротивления			
Сжатие осевое	Rb	22	T.13
Растяжение осевое	Rbt	1,4	T.13
Начальный модуль упругости	Eb	32,5*10 ³	T.18
Коэффициент условий работы	γ_{b2}	0,9	T.15

Предварительно напряженный нижний пояс (центрально растянутые элементы) армируется стержневой арматурой класса А-V с натяжением на упоры

Нормативные сопротивления	Обозн.	МПа	Табл.СНиП
Растяжение	Rs,ser	788	T.19
Расчетные сопротивления			
Сжатие	Rsc	400	T.22
Растяжение (продольная)	Rs	680	T.22
Модуль упругости	Es	19*10 ⁴	T.29

Для армирования ненапрягаемых элементов принята арматура класса А-III:

Расчетные сопротивления, МПа			
Сжатие (продольная)	Rsc	365	T.22
Растяжение (продольная)	Rs	365	T.22
Растяжение (поперечная) d 6-8	Rsw	285	T.22
Растяжение (поперечная) d10-40	Rsw	290	T.22
Модуль упругости	Es	20*10 ⁴	T.29

В качестве хомутов принята арматура класса А-I.

2.2.1.Сбор
на ферму
Таб-

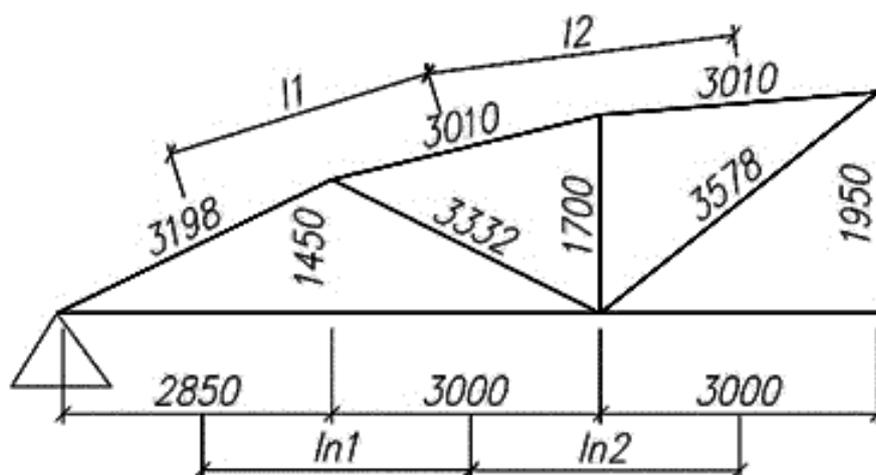


Рисунок 1 – Геометрическая схема фермы

Вид нагрузки	Нормативная, кН/м ²	γ _f	Расчетная, кН/м ²
Постоянная			
1. Рулонная кровля	0,22	1,3	0,284
2. Выравнивающий слой цементного раствора (ρ=18 кН/м ³ ; δ=30мм)	0,54	1,3	0,702
3. Утеплитель из крупнопористого керамзитобетона (ρ=9 кН/м ³ ; δ=180мм)	1,62	1,3	2,106
4. Швы замоноличивания	0,15	1,3	0,195
5. Плиты покрытия 12×3м	1,94	1,1	2,134
6. Ригель (сегментная ферма, 94кН)	0,435	1,1	0,479
Итого	4,91		5,9
Временная			
7. Снеговая			
7.1 кратковременная (полная)	1,29	1,4	1,8

Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы

Постоянная нагрузка: $F_1 = gab\gamma_n = 5.9 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.95 = 201.78 \text{êí}$

Кратковременная снеговая нагрузка: $F_2 = g_{\text{нi}} ab\gamma_n = 1.8 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.95 = 61.56 \text{êí}$

Длительная снеговая нагрузка: $F_2 = g'_{\text{нi}} ab\gamma_n = 0.9 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.95 = 30.78 \text{êí}$

Узловые нормативные нагрузки по верхнему поясу фермы

$F_{1n} = g_n ab\gamma_n = 4.91 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.95 = 167.92 \text{êí}$

$F_{2n} = 1.29 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.95 = 44.12 \text{êí}$

$F_{3n} = 0.65 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0.95 = 22.23 \text{êí}$

2.2.2. Определение усилий в элементах фермы

Определение усилий в элементах фермы от единичных нагрузок производим методом вырезания узлов. Продольные силы в сечениях поясов, стоек и раскосов определяют из условий статического равновесия.

Полученные результаты сведены в таблицу 2.

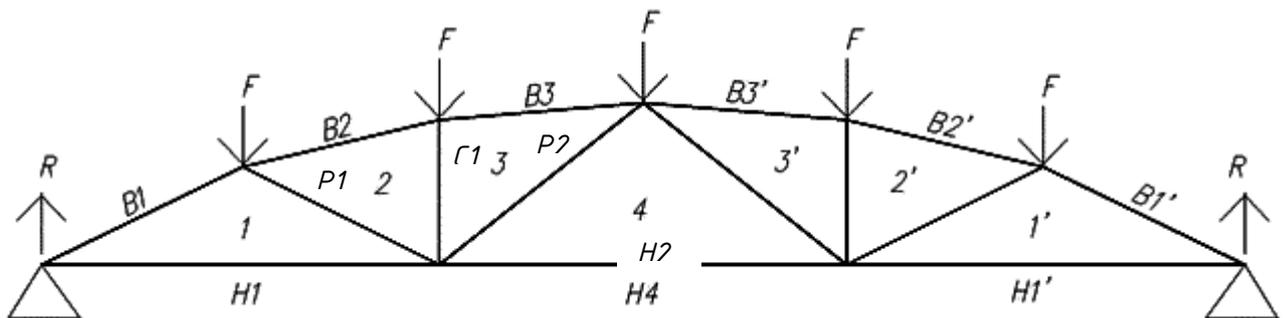


Рисунок 2 Расчетная схема стропильной фермы

Таблица2

Элемент	От единичных нагрузок	От постоянной нагрузки		От кратковременного действия полной снеговой нагрузки		От длительной снеговой нагрузки		От постоянной и полной снеговой нагрузок		От постоянной и длительной снеговой нагрузок	
		Норм	расч	норм	расч	норм	расч	норм	расч	норм	расч
В1	-5,56	-933,64	-1121,90	-273,83	-342,27	-82,12	-102,69	-1207,47	-1464,17	-1015,76	-1224,59
В2	-5,5	-923,56	-1109,79	-270,88	-338,58	-81,24	-101,59	-1194,44	-1448,37	-1004,80	-1211,38
В3	-5,36	-900,05	-1081,54	-263,98	-329,96	-79,17	-99,00	-1164,03	-1411,50	-979,22	-1180,54
Н1	4,95	831,20	998,81	243,79	304,72	73,11	91,43	1074,99	1303,53	904,32	1090,24
Н2	5,45	915,16	1099,70	268,41	335,50	80,50	100,66	1183,58	1435,20	995,66	1200,36
Р1	0,35	58,77	70,62	17,24	21,55	5,17	6,46	76,01	92,17	63,94	77,09
Р2	-0,14	-23,51	-28,25	-6,90	-8,62	-2,07	-2,59	-30,40	-36,87	-25,58	-30,84
С1	-0,071	-11,92	-14,33	-3,50	-4,37	-1,05	-1,31	-15,42	-18,70	-12,97	-15,64

Знак “-“ соответствует сжимающим усилиям.

Знак “+” соответствует растягивающим усилиям.

2.2.3. Расчет сечений элементов фермы

Верхний сжатый пояс

Расчет верхнего пояса производится по наибольшему усилию (элемент В1)

$N = 1464,17$ кН, в том числе $N_1 = 1121,9$ кН.

Ширину верхнего пояса принимаем из условия опирания плит покрытия пролетом $12\text{ м} - 300\text{ мм}$. Определяем ориентировочно требуемую площадь сечения пояса

$$A = \frac{N}{0.8(R_b + 0.03R_{sc})} = \frac{1464,17}{0.8(2.2 + 0.03 \cdot 40)} = 538,3 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение $b \times h = 30 \times 25$ см с $A = 750 \text{ см}^2 > 538,3 \text{ см}^2$

Расчетная высота сечения $h_0 = h - a$, где a – защитный слой бетона 30 мм (п. 5.5 СНиП: не менее 20 мм для сечений высотой 250 и более и не менее диаметра стержня $d = 20 - 25$ мм)

$$h_0 = 250 - 30 = 220 \text{ мм}$$

Случайный начальный эксцентриситет

$$e_a \geq l / 600 = 300 / 600 = 0,5 \text{ м}$$

$$e_a \geq h / 30 = 25 / 30 = 0,83 \text{ м}$$

$$e_a \geq 1 \text{ м}$$

Принимаем $e_0 = e_a = 1$ см. При $e_a < 1/8h = 25/8 = 3,125$ см; $l_0 = 0,9l = 270$ см.

Расчет конструкции производим по недеформированной схеме, учитывая при гибкости $\frac{l_0}{i} > 14$ влияние прогиба элемента на его прочность путем умножения e_a на коэффициент η .

Радиус инерции сечения i :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot (b \cdot h)}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0,25^2}{12}} = 0,072 \text{ м}$$

$$\frac{l_0}{i} = \frac{2,7}{0,072} = 37,5 > 14$$

Коэффициент η определяется по формуле :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6.4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6.4 \cdot 3250}{270^2} \left[\frac{39063}{1.766} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.194} + 0.1 \right) + 5.846 \cdot 1608.23 \right] = 3453 \text{ кН}$$

где $I = \frac{30 \cdot 25^3}{12} = 39063 \text{ см}^4$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{106.58}{139.1} = 1.766 \quad (\beta = 1, \text{ бетон тяжелый})$$

Момент внешних сил относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, от продолжительного действия нагрузки:

$$M_{II} = M_I + \frac{N_l(h_0 - a)}{2} = 0 + 1121.9 \cdot (0.22 - 0.03) / 2 = 106.58 \text{ кНм}$$

Момент от действия полной нагрузки:

$$M_I = M + \frac{N(h_0 - a)}{2} = 0 + 1464.17 \cdot (0.22 - 0.03) / 2 = 139.1 \text{ кНм}$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{0.01}{0.25} = 0.04$$

$$\delta_{e \min} = 0.5 - \frac{0.01 l_0}{h} - 0.01 R_b = 0.5 - \frac{0.01 \cdot 270}{25} - 0.01 \cdot 0.9 \cdot 22 = 0.194$$

$\delta_e < \delta_{e \min}$ принимаем $\delta_e = 0,194$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{32500} = 5.846$$

В первом приближении принято $\mu = 0,027$

Момент инерции арматуры относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения:

$$I_s = \mu b h_0 (0.5h - a)^2 = 0.027 \cdot 30 \cdot 22 \cdot (0.5 \cdot 25 - 3)^2 = 1608,23 \text{ см}^4$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1464.17}{3453}} = 1.74$$

Уточняем расстояние e : $e = e_0 \eta + 0.5 h_0 - a = 1 \cdot 1.74 + 0.5 \cdot 22 - 3 = 9.74 \text{ м}$

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, следует производить в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$ и граничной высоты сжатой зоны бетона ξ_R - относительной высоты сжатой зоны, при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s (п.3.11., 3.12. СНИП).

Граничное значение относительной сжатой зоны бетона при $\gamma_{b2} = 0.9$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0.692}{1.1}\right)} = 0.545$$

здесь $\omega = \alpha - 0.008 \gamma_{b2} R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 0.9 \cdot 22 = 0.692$

$$\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа} ; \quad \sigma_{SC,U} = 500 \text{ МПа} ; \quad \alpha = 0.5 - \text{коэффициент}$$

Для определения площади арматуры воспользуемся выражениями, полученными из совместного решения систем уравнений.

При симметричном армировании высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha_s * \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \alpha_s} = \frac{1.12 * (1 - 0.545) + 2 * 0.004 * 0.545}{1 - 0.545 + 2 * 0.004} = 1.11 > \xi_R = 0.545$$

ЗДЕСЬ:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} * R_b * b * h_0} = \frac{1464.17 \text{ кН}}{0.9 * 22000 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\right) * 0.3 \text{ м} * 0.22 \text{ м}} = 1.12$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta'} = \frac{1.12 * \left(\frac{9.74}{22} - 1 + \frac{1.12}{2}\right)}{1 - 0.136} = 0.004 > 0$$

$$\delta' = \frac{a'}{h_0} = 3 / 22 = 0,136$$

a' - защитный слой арматуры у верхней грани элемента, примем

$a' = 30 \text{ мм}$ (п. 5.5 СНИП).

e - эксцентриситет приложения продольной силы N относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры

Армирование принимаем симметричное

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \frac{h_0}{1 - \delta'} \frac{\frac{e}{h_0} - \frac{\xi}{\alpha_n} (1 - \frac{\xi}{2})}{1 - \delta'} = \frac{1464.17}{36.5} * \frac{9.74}{22} - \frac{1.11}{1.12} * (1 - \frac{1.11}{2}) = 3.94 \text{ см}^2$$

Фактический коэффициент армирование $\mu = 2 \cdot 3.94 / 30 \cdot 22 = 0,012$, что незначительно отличается от ранее принятого.

Во втором приближении принято $\mu = 0,012$

$$I_s = \mu b h_0 (0.5h - a)^2 = 0.012 \cdot 30 \cdot 22 \cdot (0.5 \cdot 25 - 3)^2 = 714.78 \text{ см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_e} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6.4 \cdot 3250}{270^2} \left[\frac{39063}{1.766} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.194} + 0.1 \right) + 5.846 \cdot 714.78 \right] = 4184.7 \text{ кН}$$

$$\text{Коэффициент } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1464.17}{4184.7}} = 1.54$$

$$\text{Расстояние } e = e_0 \eta + 0.5 h_0 - a = 1 \cdot 1.54 + 0.5 \cdot 22 - 4 = 12.54 \text{ см}$$

Граничное значение относительной сжатой зоны бетона при $\gamma_{b2} = 0.9$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.692}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0.692}{1.1} \right)} = 0.545$$

$$\text{здесь } \omega = \alpha - 0.008 \gamma_{b2} R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 0.9 \cdot 22 = 0.692$$

$$\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа} ; \quad \sigma_{SC,U} = 500 \text{ МПа} ; \quad \alpha = 0.5 - \frac{0.001}{\gamma_{b2}} \frac{R_b}{R_s} = 0.5 - \frac{0.001}{0.9} \frac{22}{365} \approx 0.499$$

Для определения площади арматуры воспользуемся выражениями, полученными из совместного решения систем уравнений.

При симметричном армировании высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha_s * \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \alpha_s} = \frac{1.12 * (1 - 0.545) + 2 * 0.169 * 0.545}{1 - 0.545 + 2 * 0.169} = 0.875 > \xi_R = 0.545$$

ЗДЕСЬ:

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} * R_b * b * h_0} = \frac{1464.17 \text{ кН}}{0.9 * 22000 (\text{кН/м}^2) * 0.3 \text{ м} * 0.22 \text{ м}} = 1.12$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \delta'} = \frac{1.12 * \left(\frac{12.54}{22} - 1 + \frac{1.12}{2} \right)}{1 - 0.136} = 0.169 > 0$$

$$\delta' = \frac{a'}{h_0} = 3/22 = 0,136$$

Армирование принимаем симметричное

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \frac{\frac{e}{h_0} - \frac{\xi}{\alpha_n} \left(1 - \frac{\xi}{2} \right)}{1 - \delta'} = \frac{1464.17}{36.5} * \frac{\frac{12.54}{22} - \frac{0.875}{1.12} * \left(1 - \frac{0.875}{2} \right)}{1 - 0.136} = 6.1 \text{ см}^2$$

Фактический коэффициент армирование $\mu = 2 \cdot 6.1 / 30 \cdot 22 = 0,018$, что незначительно отличается от ранее принятого.

Принимаем 4Ø18 А-III с $A_s = 10,18 \text{ см}^2$

Расчет сечения пояса из плоскости фермы не требуется, так как все узлы фермы раскреплены плитами покрытия

Нижний растянутый пояс

Расчет прочности выполняем на расчетное усилие для панели Н2.

Имеем: нормативное и расчетное значение усилий от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_n = 1183.58 \text{ кН}$. Нормативное значение усилий от постоянной нагрузки $N_t^n = 915.16 \text{ кН}$

Определяем площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры при $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ (для арматуры класса А-V)

$$A_s = \frac{N}{\gamma_{s6} R_s} = \frac{1435.2}{1.15 \cdot 68} = 18.35 \text{ см}^2$$

Принимаем 10 Ø16 А-V, $A_{s \text{ расч.}} = 20,11 \text{ см}^2$. Принимаем сечение нижнего пояса 30×32см. Напрягаемая арматура окаймлена П-образными сетками, вставленными одна в другую. Продольная арматура каркасов из стали класса А-III (4 Ø6 А-III, $A'_{s \text{ расч.}} = 1,13 \text{ см}^2$ Процент армирования сечения

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{20.11 + 1.13}{30 * 32} \cdot 100 = 2.2\%$$

Приведенная площадь сечения

$$A_{red} = A + \nu_1 A_s + \nu_2 A'_s = 30 \cdot 32 + 5.85 \cdot 20.11 + 6.15 \cdot 1.13 = 1084.6 \text{ см}^2$$

$$\text{где } \nu_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1.9}{0.325} = 5.85; \nu_2 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2}{0.325} = 6.15$$

Расчет нижнего пояса на трещиностойкость

Элемент относится к третьей категории трещиностойкости. Принимаем механический способ натяжения арматуры. Величину предварительного напряжения в арматуре σ_{SP} при $\Delta\sigma_{SP} = 0.05\sigma_{SP}$ назначаем из условия

$$\sigma_{SP} + \Delta\sigma_{SP} \leq R_{S,SER}$$

$$\sigma_{SP} + 0.05\sigma_{SP} \leq 788 \text{ МПа} \Rightarrow \sigma_{SP} = 750.5 \text{ МПа}$$

Определяем потери предварительного напряжения в арматуре при $\gamma_{SP} = 1$.

Первые потери:

а) от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = \left[0.22 \left(\frac{\sigma_{SP}}{R_{S,SER}} \right) - 0.1 \right] \sigma_{SP} = \left(0.22 \frac{750.5}{788} - 0.1 \right) \cdot 750.5 = 82.2 \text{ МПа}$$

б) от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при $\Delta t = 65^\circ\text{C}$)

$$\sigma_2 = 1.25 \Delta t = 1.25 \cdot 65 = 81.25 \text{ МПа}$$

$$\text{в) от деформации анкеров } \sigma_3 = \left(\frac{\Delta l}{l} E_s \right) = \frac{1.25 + 0.15 \cdot 16}{18000} 190000 = 38.53 \text{ МПа};$$

$\Delta l = 1.25 + 0.15 \cdot d$, где d – диаметр стержня 16мм (приняли при расчете нижнего пояса по прочности); l – длина натягиваемого стержня при натяжении на упоры – $l = 24000$ мм при пролете фермы 24м., $l = 18000$ мм при пролете фермы 18м;

$$\text{г) от быстроснатекающей ползучести бетона при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10.2}{28} = 0.364 < \alpha =$$

0,75

$$\sigma_6 = \frac{40 \cdot 0.85 \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0.85 \cdot 0.364 = 12.38 \text{ МПа}$$

$$\text{где } \sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{1103}{1084.6} = 10.2 \text{ МПа}$$

$$P_1 = A_S (\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 20.11(750.5 - 82.2 - 81.25 - 38.53) = 1103 \text{ кН}$$

Первые потери составляют

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 82.2 + 81.25 + 38.53 + 12.38 = 214.4 \text{ МПа}$$

Вторые потери:

а) от усадки бетона В40, подвергнутого тепловой обработке $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$

б) от ползучести бетона при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 10 / 28 = 0.357 < 0,75$

$$\sigma_9 = 150 \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.357 = 45.52 \text{ МПа}, \text{ где}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{1078}{1084.6} = 10 \text{ МПа}$$

$$P_1 = A_S (\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_6) = 20.11(750.5 - 82.2 - 81.25 - 38.53 - 12.38) = 1078 \text{ кН}$$

$$\alpha = 0,85$$

Вторые потери составляют $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 45.52 = 85.52 \text{ МПа}$

Полные потери составляют $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 214.4 + 85.52 = 299.92 \text{ МПа}$

Расчетный разброс напряжений при механическом способе натяжения арматуры принимается равным

$$\Delta \gamma_{SP} = 0.5 \frac{\Delta \sigma_{SP}}{\sigma_{SP}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0.5 \frac{0.05 \sigma_{SP}}{\sigma_{SP}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{10}}\right) = 0.033, \text{ так как } \Delta \gamma_{SP} < 0,1, \text{ при-}$$

нимаем $\Delta \gamma_{SP} = 0,1$. Сила обжатия при $\gamma_{SP} = 1 - \Delta \gamma_{SP} = 1 - 0.1 = 0.9$

$$P = A_S (\sigma_{SP} - \sigma_{los}) \gamma_{SP} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) A'_S =$$

$$= 20.11 * (750.5 - 299.92) * 0.9 - (12.38 + 40 + 45.52) * 1.13 = 804.3 \text{ кН}$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин при $\gamma_i = 0.85$

$$N_{crc} = \gamma_i (R_{bt,ser} (A + 2\nu A_S) + P) = 0.85(0.21(960 + 2 \cdot 5.85 \cdot 20.11) + 804.3) = 897 \text{ кН} < N_n = 1183.58$$

$N_n > N_{crc} \Rightarrow$ необходим расчет по раскрытию трещин.

Проверим ширину раскрытия трещин с коэффициентом, учитывающим влияние жесткости узлов $\gamma_i = 1,15$ от суммарного действия постоянной нагрузки и кратковременного действия полной снеговой нагрузки.

Приращение напряжения в растянутой арматуре от полной нагрузки

$$\sigma_s = \frac{N_n - P}{A_s} = \frac{1183.58 - 917}{20.11} = 13.26 \text{ МПа} / \bar{n}^2 = 132.6 \text{ МПа} ,$$

где

$$P = \gamma_{SP} [(\sigma_{SP} - \sigma_{los})A_s - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)A'_s] = 1[20.11 * (750.5 - 299.92) - (12.38 + 40 + 45.52) * 1.13] = 917 \text{ кН}$$

Приращение напряжения в растянутой арматуре от постоянной нагрузки

$$\sigma_{sl} = \frac{915.16 - 917}{20.11} = -0.92 \text{ МПа} < 0 \Rightarrow \text{трещины от действия постоянной}$$

нагрузки не возникают.

Ширина раскрытия трещин определяется выражением

$$a_{crc} = \delta \rho_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100\mu)^3 \sqrt{d}$$

$$\text{где } \mu = A_s / bh = \frac{20.11}{30 * 32} = 0.02095$$

При непродолжительном действии полной нагрузки и при непродолжительном действии всей нагрузки $\varphi_1 = 1$, при продолжительном действии постоянной и длительной нагрузки $\varphi_1 = 1,5$; $\eta = 1$ при армировании стержневой арматурой периодического профиля.

Ширина раскрытия трещин от действия полной нагрузки

$$a_{crc1} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{132.6}{1.9 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.02095)^3 \sqrt{16} = 0.059 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузки

$$a_{crc2} = 1.2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{39.1}{1.9 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.02095)^3 \sqrt{16} = 0.0175 \text{ мм}$$

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянной и длительной снеговой нагрузки

$$a_{crc3} = 1.2 \cdot 1.5 \cdot 1 \cdot \frac{39.1}{1.9 \cdot 10^5} \cdot 20 \cdot (3.5 - 100 \cdot 0.02095)^3 \sqrt{16} = 0.026 \text{ мм}$$

Таким образом, ширина раскрытия трещин составит

$$a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) + a_{crc3} = 0.059 - 0.0175 + 0.026 = 0.068 \text{ мм} , \text{ что не превышает}$$

предельно допустимого значения [0.3мм].

Раскос Р1

Растягивающее усилие в раскосе:

нормативное и расчетное значение усилий от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_n = 76.01 \text{ кН}$
 $N = 92.17 \text{ кН}$

нормативное значение усилий от постоянной и длительной снеговой нагрузок $N_l^n = 63.94 \text{ кН}$

Арматура класса А-III, $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Определяем площадь сечения растянутой арматуры при $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ (для арматуры класса А-III)

$$A_s = \frac{N}{\gamma_{s6} R_s} = \frac{92.17}{1.15 \cdot 36.5} = 2.2 \text{ дм}^2$$

Принимаем 4 Ø12 А-III $A_{s \text{ расч.}} = 4,52 \text{ см}^2$. Принимаем сечение растянутого раскоса 30×15см.

Процент армирования сечения

$$\mu = \frac{A_s}{bh} = \frac{4.52}{30 \cdot 15} \cdot 100 = 1\%$$

Приведенная площадь сечения

$$A_{red} = A + \nu A_s = 30 \cdot 15 + 6.15 \cdot 4.52 = 477.8 \text{ см}^2$$

$$\text{где } \nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2}{0.325} = 6.15$$

Расчет раскоса Р1 на трещиностойкость

Для растянутого раскоса ширина длительного и кратковременного раскрытия трещин проверяется так же, как и для нижнего пояса фермы.

Должно выполняться условие: $N_n < N_{cr}$

$$\sigma_{SP} + \Delta\sigma_{SP} \leq R_{s, SER}$$

$$\sigma_{SP} + 0.05\sigma_{SP} \leq 365 \text{ МПа} \Rightarrow \sigma_{SP} = 347.6 \text{ МПа}$$

Определяем потери предварительного напряжения в арматуре при $\gamma_{SP} = 1$.

Первые потери:

а) от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = [0,22(\sigma_{SP} / R_{S,SEK}) - 0,1] \sigma_{SP} = (0,22 \frac{347,6}{365} - 0,1) \cdot 347,6 = 38,1 \text{ МПа}$$

б) от разности температур (при $\Delta t = 65^\circ\text{C}$)

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа}$$

в) от деформации анкеров при натяжении арматуры до бетонирования на жесткие упоры

$$\sigma_3 = 0 \text{ МПа}$$

г) от быстроснатекающей ползучести бетона при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,2}{28} = 0,079 < \alpha =$

0,75

$$\sigma_6 = \frac{40 \cdot 0,85 \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,079 = 2,69 \text{ МПа}$$

$$\text{где } \sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{103,2}{477,8} = 2,2 \text{ МПа}$$

$$P_1 = A_s(\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 4,52(347,6 - 38,1 - 81,25) = 103,2 \text{ кН}$$

$$A_{red} = A + \nu A_s = 30 \cdot 15 + 6,15 \cdot 4,52 = 477,8 \text{ см}^2$$

$$\text{Первые потери составляют } \sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 122,04 \text{ МПа}$$

Вторые потери:

а) от усадки бетона В40, подвергнутого тепловой обработке $\sigma_8 = 40 \text{ МПа}$

б) от ползучести бетона при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,13 / 28 = 0,08 < 0,75$

$$\sigma_9 = 150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,08 = 10,2 \text{ МПа} \quad , \quad \text{где}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{102}{477,8} = 2,13 \text{ МПа}$$

$$P_1 = A_s(\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_6) = 4,52(347,6 - 38,1 - 81,25 - 2,69) = 102 \text{ кН}$$

$$\alpha = 0,85$$

$$\text{Вторые потери составляют } \sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 10,2 = 50,2 \text{ МПа}$$

$$\text{Полные потери составляют } \sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 122,04 + 50,2 = 172,24 \text{ МПа}$$

Расчетный разброс напряжений принимается равным

$$\Delta\gamma_{SP} = 0.5 \frac{\Delta\sigma_{SP}}{\sigma_{SP}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0.5 \frac{0.05\sigma_{SP}}{\sigma_{SP}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0.038, \text{ так как } \Delta\gamma_{SP} < 0,1, \text{ при-}$$

нимаем $\Delta\gamma_{SP} = 0,1$. Сила обжатия при $\gamma_{SP} = 1 - \Delta\gamma_{SP} = 1 - 0,1 = 0,9$

$$P = A_S(\sigma_{SP} - \sigma_{los})\gamma_{SP} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)A_{S1} = 4.52 \cdot (347.6 - 172.24) \cdot 0.9 = 71.3 \text{êÍ}$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин при $\gamma_i = 0.85$

$$N_{crc} = \gamma_i(R_{bt,ser}(A + 2\nu A_S) + P) = 0.85(0.21(450 + 2 \cdot 6.15 \cdot 4.52) + 71.3) = 150.9 \text{êÍ} > N_n = 76 \text{êÍ}$$

$$N_{crc} > N_n \Rightarrow \text{расчет по раскрытию трещин не требуется}$$

В остальных элементах фермы – стойке С1 и раскосе Р2 – усилия невелики, поэтому их можно не рассчитывать.

Исходя из принятых геометрических размеров поперечного сечения элементов решетки $b \times h = 300 \times 150$ мм и коэффициента армирования $\mu = 0,01$, вычисляем площадь сечения арматуры:

$$A_S = 0,01 * 30 * 15 = 4,5 \text{ см}^2.$$

Рабочую арматуру назначаем конструктивно: 4 Ø 12 А-III, $A_{S \text{ расч.}} = 4,52 \text{ см}^2$.

ОХРАНА ТРУДА В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

3.1. Законы и нормативно техническая документация республики узбекистан в области охраны труда и жизнедеятельности в строительстве.

Закон Республики Узбекистан «Об охране труда» от 6 мая 1993 года. Настоящий Закон устанавливает единый порядок организации охраны труда независимо от способов производства, форм собственности и направлен на обеспечение охраны здоровья и труда граждан. Данный закон разделен на 5 разделов:

- I. Основные положения.
- II. Обеспечение охраны труда.
- III. Гарантии при реализации права работников на охрану труда.
- IV. Государственный и общественный надзор и контроль за соблюдением законодательных и иных нормативных актов по охране труда.
- V. Ответственность за нарушение законодательных и иных нормативных актов по охране труда.

Типовое положение «Об организации работ по охране труда» от 14 августа 1996 года. Настоящее Типовое положение определяет организацию работ по охране труда в министерствах, корпорациях, ассоциациях, концернах, производственных объединениях, предприятиях, организациях, учреждениях, акционерных обществах, государственных, коллективных, фермерских хозяйствах, малых предприятиях и совместных предприятиях (в дальнейшем — предприятия) независимо от способа производства, форм собственности и хозяйствования.

КМК 3.01.02.00 техника безопасности в строительстве. Настоящие нормы и правила должны соблюдаться в процессе производства строительного-монтажных работ при строительстве новых, реконструкции и ремонте, расширении и техническом перевооружении действующих предприятий, зданий и сооружений (далее "строительстве объектов"), а также учитываться

при разработке проектов производства работ. В случаях применения методов строительно-монтажных работ, конструкций, материалов, машин, инструмента, инвентаря, технологической оснастки, оборудования и транспортных средств, по которым требования безопасного производства работ не предусмотрены настоящими нормами и правилами, должны соблюдаться требования соответствующих государственных стандартов, а также других действующих нормативных документов, утвержденных в установленном порядке.

3.2. Вопросы охраны труда включаемые в пос и ппр.

В соответствии со СНиП 3.01.01-85 к обязательной документацией, регламентирующей организацию строительства, относятся:

проект организации строительства (ПОС) проект производства работ (ППР)

Проект организации строительства (ПОС) - это документация, в которой укрупнено решаются вопросы рациональной организации строительства всего комплекса объектов данной строительной площадки.

Проект производства работ (ППР) - документация, в которой детально прорабатываются вопросы рациональной технологии и организации строительства конкретного объекта данной строительной площадки.

На основе ПОС составляется множество ППР, конкретизирующих решений ПОС для отдельных объектов. Например, ПОС может охватывать строительство крупной гидромелиоративной системы со всеми ее объектами

- магистральными, распределительными каналами, головным и прочими сооружениями - насосными станциями, дюкерами, акведуками, мостами через каналы и т.д. ППР же будет рассматривать только какой-либо объект этой системы, например, насосную станцию, акведук и т.д. В промышленном строительстве ПОС может охватывать весь завод или какую-либо его крупную установку, а ППРы будут составляться по каждому объекту такой установки.

Иногда при больших объемах работ ППРы составляются не на объект, а на какой-либо вид работ, например, на земляные работы, на монтаж сборных железобетонных конструкций, на кровельные работы и т.д.

Подобные проекты широко применялись при строительстве таких заводов как ВАЗ, КАМАЗ. Ранее такие документы обычно назывались проектами организации работ (ПОР), но в действующих нормах (СНиП 3.01.01-85*) они именуется также ППР с оговоркой, что это проекты производства конкретных работ.

ПОС. разрабатывает обычно генеральный проектировщик или по его заданию какая-либо другая (субподрядная) проектная организация. При двухстадийном проектировании ПОС разрабатывается на первой стадии "Проект". ППР разрабатывает обычно генеральный подрядчик или привлекаемая им специализированная организация. В любом случае ППР утверждает руководитель генподрядной организации. При двухстадийном проектировании ППР составляется на стадии "Рабочая документация" (по времени это обычно совпадает с организационной подготовкой строительства). Состав ПОС и ППР регламентируется нормами СНиП 3.01.01-85. При одностадийном проектировании составляется сокращенный проект организации и производства работ.

Проведение СМР без утвержденных ПОС и ППР нормами запрещается, а все отклонения от ПОС и ППР должны согласовываться с организациями, разработавшими и утвердившими их.

Главными частями ПОС и ППР являются стройгенплан и календарный план, на основе которых составляются всевозможные ведомости, графики потребления различных ресурсов.

Стройгенплан, "общеплощадочный" или "объектный", представляет часть соответственно ПОС или ППР, в которой решаются вопросы рационального размещения на всей стройплощадке или отдельном объекте грузо-подъемных механизмов, мест складирования материалов, временных дорог и других объектов строительного хозяйства. Как отмечалось, в ПОС эти вопро-

сы рассматриваются укрупненно для всего комплекса объектов площадки, в ППР - подробно, только для одного объекта.

3.3. Расчет заземления электросварочного трансформатора

Рабочим местом электросварщика является закрепленный за рабочим или бригадой участок производственной площади, оснащенной в соответствии с требованиями осуществляемого технологического процесса определенным оборудованием, инструментом, приспособлениями и т.д.

При обслуживании рабочего места необходимо:

- своевременно получать сменные задания, наряды и чертежи;
- поддерживать оборудование в работоспособном состоянии;
- своевременно доставлять на рабочее место материалы, заготовки, электроды и т.п.;
- контролировать качество изготавливаемой продукции;
- поддерживать надлежащий порядок на рабочем месте.

Рабочие кабины служат для защиты сварщиков от излучения дуги в постоянных местах сварки. Для каждого рабочего устанавливают отдельную кабину размером 2 x 2,5 м. Ее стены могут быть выполнены из тонкого железа, фанеры или брезента. Фанера и брезент должны быть пропитаны огнестойким составом, например раствором алюмокалиевых квасцов. Каркас кабины изготавливают из трубы или угловой стали, пол — из огнестойкого материала (кирпич, бетон или цемент). Стены окрашивают в светлосерый цвет красками, хорошо поглощающими ультрафиолетовое излучение (цинковые или титановые белила, желтый крон). Освещенность кабины должна составлять не менее 80 лк. Кабину оборудуют местной вентиляцией (рис.1) с подачей воздуха 40 м³/ч на каждого рабочего.

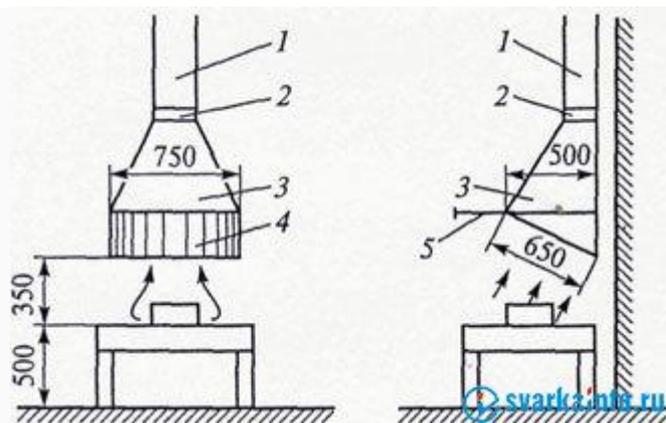


Рис. 1. Схема отсоса газов, выделяющихся при сварке, от сварочного поста:
 1 — воздухопровод; 2 — шибер; 3 — воздухоприемник; 4 — штампованная решетка; 5 — козырек

Вентиляционный отсос должен располагаться так, чтобы газы, выделяющиеся при сварке, проходили в стороне от сварщика. Сварку деталей производят на рабочем столе. Крышку стола толщиной 20... 25 мм изготавливают из чугуна. Сварочный пост оснащен генератором, выпрямителем или сварочным трансформатором (рис.2).



Рис. 2. Электросварочное оборудование:
 1 — сварочный трансформатор; 2 — ручка регулировки тока; 3 — электро-
 держатель; 4 — заземляющий зажим; 5 — электрод; 6 — сетевой шнур

Электродержатели применяют для закрепления электрода и подвода к нему тока при ручной электродуговой сварке. Их основные характеристики приведены в табл. 1.

ТАБЛИЦА 1. ХАРАКТЕРИСТИКИ ЭЛЕКТРОДЕРЖАТЕЛЕЙ

Номинальная сила сварочного тока, А	Продолжительность цикла, мин	Отношение продолжительности рабочего периода к продолжительности цикла, %	Масса, кг	Диаметр электрода, мм	Сечение присоединенного сварочного провода, мм ²
125	5	60	0,35	1,5...3	25
313	»	»	0,50	2...6	50
500	»	»	0,70	4...10	70

Электродержатели должны обеспечивать возможность захвата электрода не менее чем в двух положениях: перпендикулярно и под углом 115° и более к оси электродержателя. Необходимо, чтобы конструкция электродержателя позволяла производить замену электрода за время, не превышающее 4 с. Токоведущие части электродержателей должны иметь надежную изоляцию сопротивлением не менее 5 МОм для предотвращения их случайного непосредственного контакта со свариваемым изделием или руками сварщика.

Изоляция рукоятки должна выдерживать без пробоя испытательное напряжение 1500 В частотой 50 Гц в течение 1 мин.

Температура наружной поверхности рукоятки при номинальном режиме работы не должна повышаться более чем на 55 °С. Необходимо, чтобы поперечное сечение рукоятки в месте обхвата ладонью сварщика вписывалось в круг диаметром не более 40 мм.

Электродержатели должны обладать достаточной механической прочностью. Схемы некоторых типов электродержателей показаны на рис.3.

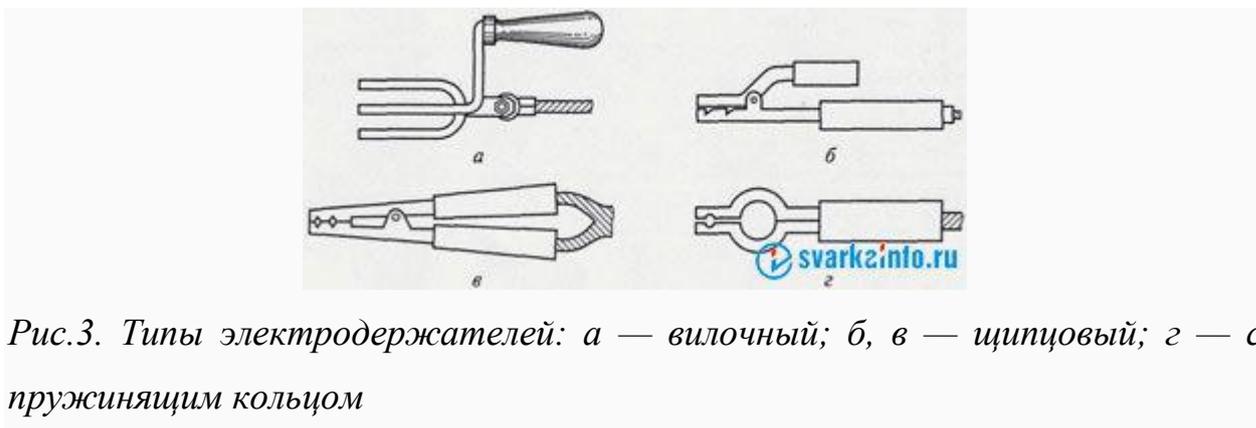


Рис.3. Типы электродержателей: а — вилочный; б, в — щипцовый; г — с пружинящим кольцом

ТАБЛИЦА 2. ПЛОЩАДИ СЕЧЕНИЯ СВАРОЧНОГО ПРОВОДА В ЗАВИСИМОСТИ ОТ СИЛЫ СВАРОЧНОГО ТОКА

Сила тока, А	Площадь сечения провода, мм ²	
	одинарного	двойного
200	25	-
300	50	2x16
400	70	2x25
500	95	2x35

К дополнительному инструменту сварщика относятся винтовые зажимы, проволочные щетки, клейма, зубила и молотки. Для присоединения провода к изделию применяют винтовые зажимы типа струбцин, в которые конец провода впаивают твердым припоем. Зажимы должны обеспечивать плотный контакт со свариваемым изделием.

3.4. Инструкция по технике безопасности для выполнения бетонных работ

1.1. Действие инструкции распространяется на все подразделения предприятия.

1.2. По инструкции бетонщик инструктируется перед началом работы на предприятии (первичный инструктаж), а потом через каждые 3 месяца

(повторный инструктаж). Результаты инструктажа заносятся в "Журнал регистрации инструктажей по вопросам охраны труда"; в журнале после прохождения инструктажа должны быть подписи инструктирующего и бетонщика.

1.3. Собственник должен застраховать бетонщика от несчастных случаев и профессиональных заболеваний. В случае повреждения здоровья по вине собственника он (бетонщик) имеет право на возмещение причиненного ему вреда.

1.4. За невыполнение данной инструкции бетонщик несет дисциплинарную, материальную, административную и уголовную ответственность.

1.5. К самостоятельной работе бетонщиками допускаются лица, которые имеют соответствующую квалификацию, прошли медицинский осмотр, вступительный инструктаж по охране труда и инструктаж на рабочем месте.

1.6. К работе с химическими ускорителями отвердения бетона лица моложе 18 лет не допускаются.

1.7. Во время бетонирования конструкций с применением электропрогрева бетонщики должны пройти дополнительный инструктаж по безопасным способам работы.

1.9. Бетонщик должен:

1.9.1. Выполнять правила внутреннего трудового распорядка.

1.9.2. Пользоваться спецодеждой и средствами индивидуальной защиты.

1.9.3. Выполнять только ту работу, которая поручена ему мастером и по которой он проинструктирован.

1.9.4. Не выполнять указания, противоречащие правилам охраны труда.

1.9.5. Уметь оказывать первую медицинскую помощь пострадавшим от несчастных случаев.

1.10.6. Выполнять работу в соответствии с планом выполнения работ (ПВР) или технологической картой.

1.10. Бетонщик обеспечивается спецодеждой:

- брюки брезентовые;

- куртка хлопчатобумажная;
- рукавицы комбинированные;
- сапоги резиновые или ботинки кожаные;
- при торкретировании дополнительно: куртка брезентовая вместо куртки хлопчатобумажной;
- на работах с виброинструментом: рукавицы антивибрационные вместо комбинированных;
- на наружных работах зимой дополнительно: куртка и брюки хлопчатобумажные на утепленной подкладке, валенки.

1.11. *На бетонщика действуют опасные и вредные производственные факторы:*

- загромождение рабочего места;
- отсутствие специальных устройств, инструмента и оснащения для проведения работ в соответствии с технологией;
- повышенные уровни шума и вибрации в рабочей зоне;
- незащищенные токопроводящие части электрооборудования;
- недостаточная освещенность рабочей зоны;
- вредные компоненты в составе применяемых материалов.

1.12. В ручном инструменте (скрепки, лопаты, трамбовки) рукоятки должны быть исправными и плотно насаженными, рабочие поверхности не должны быть сбитыми и затупленными.

1.13. Электрифицированный инструмент и питающий провод должны иметь надежную изоляцию. При получении электроинструмента необходимо путем внешнего осмотра проверить состояние изоляции провода.

1.14. При перемещении строительного груза в тачках масса его не должна превышать 160 кг.

1.15. В холодный период года необходимо пользоваться помещениями для обогрева.

1.16. Женщины для работы с ручным вибратором не допускаются.

2. Требования безопасности перед началом работы

2.1. Надеть спецодежду, спецобувь, получить средства индивидуальной защиты.

2.2. Получить задание от мастера.

2.3. Рабочее место и проходы к нему очистить от посторонних предметов, мусора, грязи, а в зимний период - от снега и льда и посыпать песком.

2.4. Получить ручной и электрифицированный инструмент, проверить его состояние.

3. Требования безопасности во время выполнения работы

3.1. Во время подачи бетонной смеси конвейером необходимо его верхний конец располагать на грузоподъемной площадке на длину не менее 0,5 м.

3.2. Во время работы конвейера необходимо следить за его устойчивостью, а также за исправным состоянием защитных навесов, ограждающих конвейер над проходами и проездами.

3.3. В случае пробуксовки ленты подбрасывать между лентой и барабаном песок, глину, шлак и прочие материалы не разрешается. Для этого необходимо остановить конвейер и вызвать дежурного слесаря.

3.4. Очищать ролики и ленту конвейера от налипшего бетона, а также натягивать и закреплять ленту можно только при отключенном электродвигателе. При этом на пускателе необходимо вывесить предупредительную надпись: "Не включать", а предохранители снять. Снимать предохранители может только слесарь-электрик.

3.5. Переходить через конвейер необходимо по специальным мостикам с перилами.

3.6. Во время подъема бетонной смеси кранами необходимо проверить надежность крепления бады к крюку крана, исправность тары и секторного засова. Расстояние от низа бады в момент разгрузки до поверхности, на которую ее разгружают, не должно превышать 1 м.

3.7. Во время доставки бетона в автосамосвалах необходимо выполнять следующие правила:

3.7.1. В момент подхода самосвала все рабочие должны находиться на обочине, противоположной той, по которой происходит движение.

3.7.2. Не разрешается подходить к самосвалу до полной его остановки, стоять возле бункера укладчика и находиться под поднятым кузовом в момент разгрузки самосвала.

3.7.3. Поднятый кузов следует очищать от налипших остатков бетона совковой лопатой или скребком с длинной рукояткой; нельзя ударять по кузову снизу.

Рабочие, производящие очистку, должны стоять на земле. Стоять на колесах и бортах самосвала запрещается.

3.7.4. Нельзя проходить по проезжей части эстакад, по которым перемещаются самосвалы.

3.8. Перед укладкой бетонной смеси в опалубку необходимо проверить:

3.8.1. Крепление опалубки, поддерживающих лесов и рабочих настилов.

3.8.2. Крепление к опорам загрузочных воронок, лотков и хоботов для спуска бетонной смеси в конструкцию, а также надежность скрепления отдельных звеньев металлических хоботов друг с другом.

3.8.3. Состояние навесных козырьков и настила вокруг загрузочных воронок.

3.9. Перед укладкой бетонной смеси в формы необходимо проверить правильность и надежность монтажных петель.

3.10. Укладывая бетон в конструкции, расположенные ниже уровня его подачи на 1,5 м необходимо только по лоткам звеньевым хоботом или виброхоботом.

3.11. Во время укладки бетонной смеси на неогражденных площадках на высоте более 3 м, а также при бетонировании конструкций, имеющих уклон более 20° (карнизы, фонари, покрытие), бетонщик должен работать с применением предохранительных поясов, закрепленных за надежные опоры.

3.12. Бетонировать стыки сборных элементов на высоте до 5,5 м необходимо с обычных лесов, а при большей высоте - со специальных лесов.

3.13. Подача бетонной смеси в виброхобот должна выполняться по указанию прораба или мастера с помощью оговоренной сигнализации.

3.14. При подаче бетонной смеси по виброхоботам необходимо, чтобы:

3.14.1. Планки виброхоботов крепились к страховочному канату.

3.14.2. Вибраторы были надежно соединены с хоботом.

3.14.3. Лебедки и стальные канаты для оттяжки хобота были надежно закреплены.

3.14.4. Нижний конец хобота был закреплен, прочность крепления необходимо систематически проверять.

3.14.5. Во время разгрузки бетонной смеси никто не находился под виброхоботом.

3.15. Перед началом работы необходимо тщательно проверить исправность вибратора и убедиться в том, что:

3.15.1. Шланг хорошо закреплен и при случайном его натяжении обрывов концов обмотки не произойдет.

3.15.2. Подводной кабель не имеет обрывов и оголенных мест.

3.15.3. Заземляющий контакт не имеет повреждений.

3.15.4. Выключатель действует исправно.

3.15.5. Болты, которые обеспечивают непроницаемость кожуха, хорошо затянуты.

3.15.6. Соединения частей вибратора достаточно герметичны, обмотка электродвигателя хорошо защищены от попадания влаги.

3.15.7. Амортизатор на рукоятке вибратора находится в исправном состоянии и отрегулирован таким образом, чтобы амплитуда вибрации рукоятки не превышала норм для ручного инструмента.

3.16. Корпус электровибратора до начала работы должен быть заземлен.

3.17. Общая исправность электровибратора проверяется путем пробной его работы в подвешенном состоянии продолжительностью 1 мин., при этом нельзя упирать наконечник в твердую основу.

3.18. Для питания электровибраторов (от распределительного щита) следует применять четырехжильный шланговый провод или провода, затянутые в резиновую трубку; четвертая жила необходима для заземления корпуса вибратора, работающего при напряжении 127 и 220 В.

3.19. Включать вибратор разрешается только при помощи рубильника, защищенного кожухом или расположенного в ящике. Ящик должен быть металлический.

3.20. Шланговые провода необходимо подвешивать, а не прокладывать по уложенному бетону.

3.21. Тянуть вибратор за шланговый провод или кабель при его перемещении запрещается.

3.22. В случае обрыва проводов, которые находятся под напряжением, искрении контактов и неисправности электровибратора, необходимо прекратить работу и немедленно сообщить об этом мастеру или прорабу.

3.23. Работа с вибраторами на стремянках, а также на нестойких лесах, настилах, опалубке и др. запрещается.

3.24. Во время работы с электроприборами необходимо надеть резиновые диэлектрические рукавицы и боты.

3.25. Для предотвращения падения вибратора необходимо прикрепить его к опоре конструкции стальным канатом.

3.26. Прижимать руками переносный вибратор к поверхности уплотняемого бетона запрещается. Перемещать вибратор вручную во время работы разрешается только с помощью гибких тяг.

3.27. Во время работы вибратором с гибким валом необходимо обеспечить прямое направление вала; в крайнем случае, с небольшими плавными изгибами. Не разрешается образование на вале петель во избежание несчастного случая.

3.28. Во время продолжительной работы вибратор необходимо через каждые полчаса выключать на пять минут для охлаждения.

3.29. Во время дождя вибраторы необходимо укрывать брезентом или убирать в помещения.

3.30. Во время перерывов в работе, а также при переходе бетонщика с одного места на другое вибратор необходимо выключать.

3.31. Во время поливки бетона или опалубки бетонщик, работающий с вибратором, не должен допускать попадания на него воды.

3.32. Во время работы виброплощадки должен быть обеспечен тщательный надзор за состоянием концевых выключателей и за устройством для подъема виброшита. Особое внимание необходимо обращать на надежную работу замка затвора траверзы в верхнем положении.

3.33. Для уменьшения шума при работе виброагрегата необходимо крепить формы вибрирующих машин и систематически проверять плотность всех креплений.

3.34. Опускаться в приямок виброплощадки во время ее работы не разрешается.

3.35. Стоять на форме ли на бетонной смеси при ее уплотнении, а также на виброплощадке, вибровкладышах или на раме формовочной машины при их работе запрещается.

3.36. К началу работы с химическими ускорителями отвердения бетона бетонщик должен пройти специальный инструктаж по безопасному обращению с химикатами, а также медицинское обследование. Следует помнить, что хлористый кальций, применяемый как ускоритель схватывания и твердения бетона, опасен для кожи лица и рук, а хлорная известь и ее водные растворы являются сильными окислителями, способными выделять газообразный хлор.

3.37. Приготавливать хлорированную воду следует в отдельном помещении, которое находится не ближе 500 м от жилых зданий.

3.38. Во время работы с хлористым кальцием и при применении хлорной извести и хлорированных смесей необходимо надеть респиратор или противогаз и резиновые перчатки.

3.39. Использовать хлорированный кальций как ускоритель допускается только в виде раствора. При растворении хлорированного кальция следует пользоваться черпаками с длинными рукоятками.

3.40. Во время электропрогрева бетона работающие возле прогреваемых участков должны быть предупреждены об опасности поражения электрическим током.

3.41. Прогреваемые участки бетона должны быть ограждены, а в ночное время хорошо освещены. Ограждение устанавливают на расстоянии не менее 3 м от границы участка, находящегося под напряжением. На границах участков следует вывесить предупредительные плакаты и надписи "Опасно", "Ток включен", а также меры оказания первой помощи при поражении электрическим током.

3.42. Работы по электропрогреву бетона должны выполняться под наблюдением опытных электромонтеров. Пребывание людей на участках электропрогрева и выполнение любых работ запрещается, за исключением измерения температуры. Измерять температуру может только квалифицированный персонал, при этом необходимо применять защитные средства.

3.43. Электропрогрев железобетонных конструкций должен выполняться при напряжении не выше 110 В.

3.44. В зоне работы по электропрогреву обязательно должна быть сигнальная лампочка, расположенная на видном месте, которая загорается при включении тока на участке. Начиная с этого момента на рабочем участке могут находиться только обслуживающие установку лица.

3.45. Проводящие электропрогрев рабочие должны работать в диэлектрической резиновой обуви и резиновых перчатках, инструмент должен иметь изолированные рукоятки.

3.46. Перед бетонированием следует убедиться в том, что прогреваемый участок не находится под током.

3.47. Во время бетонирования на плохо освещенных участках разрешается пользоваться переносными лампами напряжением не более 12 В.

3.48. Перед разгрузкой бетонной смеси бетонщик должен убедиться в правильности расположения арматуры и электродов. Расстояние между электродами и арматурой должно быть не менее 5 см. Бетонную смесь необходимо выгружать очень осторожно, не сдвигая электроды.

3.49. Поливать бетон допускается только после снятия напряжения с прогреваемой конструкции.

3.50. Перед электропрогревом бетона для лучшего контакта с проводом выступающие концы электродов необходимо очистить от бетонной смеси. После окончания электропрогрева концы электродов, выступающие из бетона, необходимо срезать.

3.51. Работать на участке, где проводится электропрогрев бетона, не разрешается.

3.52. Замерять температуру бетона необходимо в диэлектрических галошах и рукавицах. При этом необходимо быть осторожным, не подходить вплотную к конструкции, а также опираться на нее. Работы выполняются, по возможности, одной рукой, держа другую за спиной ли сбоку.

3.53. Прикасаться к водопроводным трубам, кранам, колонкам и другим открытым частям водопроводных линий, находящихся при электропрогреве под напряжением, а также к вытекающей из них воде запрещается.

3.54. Проверять наличие напряжения на частях электроустановки рукой запрещается. Для этого следует применять токоискатели или контрольные лампы, имеющие на концах проводов наконечники.

3.55. Ходить или перевозить бетон в находящейся под напряжением зоне электропрогрева разрешается только по специально построенным проходам и лесам.

3.56. Во время электропрогрева монолитных конструкций, бетонируемых частями, незабетонированная арматура, связанная с прогреваемым участком, должна быть тщательно заземлена.

3.57. Во время работ на высоте, связанных со стыковкой железобетонных труб, элеваторов и тому подобных конструкций, включение напряжения для электропрогрева разрешается только после удаления людей из зоны прогрева.

3.58. Замерять температуру бетона в зоне прогрева следует с помощью дистанционных приборов или при отключенном напряжении.

3.59. Выполнять любые работы в середине закрытых железобетонных конструкций (трубопроводов, туннелей и др.), находящихся под напряжением, запрещается. Эти работы разрешается выполнять только после отключения напряжения.

3.60. Не пользоваться во время работы находясь в строительном участке мобильными телефонами и слушать музыку с помощью наушников .

4. Требования безопасности

при обслуживании виброплощадок

4.1. Перед началом работы по изготовлению железобетонных изделий на виброплощадках, столах и других вибрационных установках необходимо проверить:

4.1.1. Исправность аварийных выключателей и, в первую очередь, выключателей, отключающих вибрационные установки.

4.1.2. Работу сигнальных устройств.

4.1.3. Исправность блокировки люка входа (спуска) в траншею (прямок) виброплощадки.

4.1.4. Наличие смазки в подшипниках дисбалансов (при отсутствии смазочного материала возникает шум высоких тонов).

4.1.5. Прочность крепления дисбалансов к виброплощадке. Ослабление крепления дисбалансов, кроме шума, может привести к отрыву его от пло-

щадки и выходу из строя всей вибромашины, а при некоторых обстоятельствах к несчастному случаю.

4.1.6. Отсутствие людей в траншее (приямке) виброплощадки.

4.1.7. Надежность фиксации вибропогружаемого щита в верхнем положении.

4.1.8. Исправность вибромашины пробным пуском ее вхолостую на некоторое время.

4.2. Для уменьшения действия шума на организм следует пользоваться специальными глушителями - антифонами-заглушками, не пропускающими шумы высоких тонов.

4.3. Начиная работу, следует надеть специальную обувь с виброгасящей подошвой.

4.4. При отсутствии на формовочном агрегате механизмов по автоматическому разравниванию бетонной смеси следует пользоваться специальными скребками или разравнивателями с виброизолированной рукояткой.

Пользоваться для разравнивания смеси лопатами и другими инструментами с деревянными или металлическими рукоятками запрещается, так как при этом вибрация будет передаваться по рукоятке.

4.5. Во время работы виброоборудования не разрешается наличие посторонних предметов на виброплощадке, виброщите и форме, которые могут быть дополнительным источником шума.

4.6. В особенности необходимо следить за исправным состоянием формы, креплением на ней деталей и отдельных элементов. Крепление клиньев, осей, шпинделей и другого крепления при помощи цепей, а также слабая затяжка деталей форм, при которой шайбы находятся в свободном состоянии, не допускается.

4.7. Для устранения вредного действия вибрации на организм работающих разравнивание бетонной смеси и обработку верхней поверхности изделия необходимо выполнять только со специальных железобетонных пассивно-виброизолированных площадок.

4.8. Настилы-площадки не должны соединяться с работающей виброплощадкой, поэтому во время работы необходимо следить, чтобы бетонная смесь не попадала между ними. В случае их заклинивания бетоном, арматурой или посторонними предметами необходимо очистить эти участки и постоянно следить за их чистотой.

4.9. При обслуживании виброплощадки необходимо следить за наличием и исправностью ограждений на передаче к дисбалансу, она должна быть ограждена крепким кожухом.

4.10. При установке на виброплощадках формы, чтобы не было сдвига, ее необходимо надежно закрепить специальными зажимами (замками) или при помощи магнитных плит.

4.11. Распределять бетонную смесь вручную по форме разрешается только при выключенной виброплощадке, инструментом с виброизолированной рукояткой.

4.12. Необходимо следить, чтобы бетонная смесь, а также негабаритный заполнитель не попадали в механизм виброплощадки, что может привести к выходу из строя или заклиниванию пассивно-изолированной площадки.

4.13. При уплотнении бетонной смеси с помощью виброплощадки становиться ногами или одной ногой на вибрирующую форму (площадку) не разрешается. Запрещается находиться или выполнять любые работы на сырой массе во время работы виброплощадки, а также удерживать монтажные петли, погружать в массу бетона каркасы или концы арматуры и прочее.

4.14. Не допускается увеличивать массу вибропогружаемого щита установкой на него незакрепленного дополнительного груза.

4.15. При виброуплотнении бетонной смеси становиться на вибропогружаемый щит запрещается.

4.16. Очищать вибропогружаемый щит или выполнять ремонтные работы разрешается только после отключения вибрации.

4.17. Во время выполнения ремонтных работ в прямках виброплощадки необходимо снять напряжение, а на пульте управления вывесить плакат "Не включать – работают люди".

4.18. Обо всех видах ремонтных работ на оборудовании необходимо извещать машиниста виброплощадки.

Заключение

Цель данной работы заключается в разработке наиболее оптимального проекта, отвечающего всем современным требованиям, предъявляемым к промышленным зданиям, возводимым в сейсмических районах.

Для достижения указанной цели, перед работой был поставлен ряд задач, которые были оптимально решены и разработаны.

Подводя итоги выполненной работы, можно выделить следующее:

При разработке объемно планировочного решения производственного корпуса завода железобетонных изделий были учтены все требования и нормы проектирования Республики Узбекистан, с учетом климатических и сейсмических особенностей.

Так же в производственном корпусе завода железобетонных изделий в зависимости от назначения и функционирования, соблюдается все санитарно-гигиенические нормы, предусмотрены мероприятия по пожаробезопасности, вентилированию и кондиционированию воздуха.

Переходя к анализу конструктивной части проекта, можно выделить следующие характерные черты основных конструкций.

В качестве основного материала несущих и самонесущих конструкций: колонн, обвязочных поясов, принят железобетон в монолитном исполнении. Перекрытия сборные ребристые толщиной 150мм шириной 2900мм. Стены панельные толщиной 150 мм. Перегородки приняты кирпичными.

Анализируя эти данные проектировщик может с легкостью проверить и просчитать множество вариантов и подобрать наиболее экономичный и прочную конструкцию здания.

В данной работе я постарался учесть все возможные факторы производства так и природных катаклизмов во всех элементах здания что приводит к полноценным результатам.

Проводя анализ реализованных целей и задач, можно с легкостью сказать что данная работа, соответствует всем критериям не только нашей республики, но и общим требованиям международного уровня.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Указ Президента Республики Узбекистана И.А.Каримова от 26.04.2009
“Совершенствование архитектуры и строительства в Республике Узбекистан”
2. Доклад Президента Республики Узбекистан Ислама Каримова на заседании Кабинета Министров посвященном итогам 2014 года и приоритетам социально-экономического развития на 2015 год.
3. Т. Г. Маклакова, С.Н. Нанасова, В.Г. Шарапенко, А. Е. Балакина
“Архитектура”, Издательство АСВ, 2004.
4. А. Л. Гельфонд. “Архитектурное проектирование общественных зданий и сооружений”. Москва «Архитектура-С» 2006.
6. Шерешевский И. А. “Конструирование гражданских зданий”. Москва
"Архитектура -С" 2005.
7. Белов С.В. “Безопасность жизнедеятельности и безопасность труда.”
8. Трудовой кодекс Республики Узбекистан
9. КМК2.01.03-96 “Строительство в сейсмических районах”.
10. КМК 2.01.07-96 «Нагрузки и воздействия».
11. КМК2.03.01-96 “Бетонные и железобетонные конструкции”
14. КМК 2.03.10-95 “Крыши и кровли”.
15. КМК 3.01.02-2000 “Металлические конструкций”.
16. КМК2.03.01-96 “Защита строительных конструкций от коррозий”.
17. КМК2.02.01-98 “Основания зданий и фундаменты”.
18. КМК 3.01.2 1-00 “Техника безопасности в строительстве”.
19. ШНК 2.08.02-09 «Общественные здания и сооружения». Тошкент 2009г.
20. КМК 2.03.13-97. «Полы».