

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

КАФЕДРА: «Строительные конструкции»

Дипломный проект на тему:

**«Конструирование и Расчет несущих конструкций
производственной базы компании «Узстройматериалы» в г.
Бухаре»**

Кондрашев Иван Юрьевич

(Ф.И.О.)

студента IV курса гр. 9а –11 БИКр
5340200 - «Строительство зданий и сооружений»

Зав.кафедрой:

Доц.Юсуфходжаев С.А.

Руководитель дипломного проекта:

Проф. Ходжаев А.А.

Консультанты от

предприятий или организации:

Кафедра

«Здания и сооружения»

Доц.Сайфитдинов С.С

Кафедра «Технология и

организация строительства»

Доц.Юсупов Х.И.

Состав работы:

Пояснительная записка на _____ страницах

Графическая часть на _____ листах

_____ () _____

«Рекомендован к защите»

Зав.Кафедрой _____

_____ 2015г.

ТАШКЕНТ -2015

**МИНИСТЕРСТВО ВЫСШЕГО И СРЕДНЕ-СПЕЦИАЛЬНОГО
ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ УЗБЕКИСТАН**

**ТАШКЕНТСКИЙ АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ
ИНСТИТУТ**

ФАКУЛЬТЕТ «СТРОИТЕЛЬСТВО ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ»

КАФЕДРА: «Строительные конструкции»

УТВЕРЖДАЮ

Зав. Кафедрой:

ЗАДАНИЕ

На разработку дипломного проекта студента:

Кондрашев Иван Юрьевич

(ф.и.о.)

1. Тема работы: «Конструирование и Расчет несущих конструкций производственной базы компании «Узстройматериалы» в г. Бухаре» утверждена приказом по институту от «___» _____ 2015г. № _____
2. Исходные данные к работе __ Здание в 4 пролета по 18 м. Краны Q=10 по 2 в каждом пролете. L здания = 96 м В здания 72 м
3. Индивидуальное задание:
 - 1) Расчет несущей балки
 - 2) Расчет прочности колон.

_____ () _____

3) Расчет стаканного фундамента для средней колонны

4. Содержание расчетно-пояснительной записки (перечень подлежащих разработке вопросов): 1) Актуальность темы. 2) Архитектурно строительная часть
3) Расчетная часть 4) Расчёт и конструирование двускатной решётчатой балки покрытия
5) Безопасность жизнедеятельности и охрана труда в строительстве.

5. Перечень графического материала (с указанием обязательных чертежей) объемно-планировочные и конструктивные решения промышленного: 1) промышленное здание с размещением административной части внутри здания.

6. Консультанты по разделам

№	Разделы	Консультанты Ф. И. О.	Подпись, дата	
			Задание получил	Задание выполнил
1	Архитектурно-строительная часть	Доц.Сайфитдинов С.С		
2	Расчетная часть			
3	Охрана труда	Доц. Юсупов Х.И.		

7. План выполнения выпускной квалификационной работы

№	Этапы выпускной работы	Сроки выполнения	Отметка о выполнении
1	Сбор исходных данных	Доц.Сайфитдинов С.С	
2	Анализ климатического района	Доц.Сайфитдинов С.С	
3	Анализ норм и правил проектирования промышленных зданий.	Доц.Сайфитдинов С.С	
4	Анализ и выполнение архитектурно-строительных чертежей.	Доц.Сайфитдинов С.С	
5	Графическое оформление чертежей	Проф. Ходжаев А.А.	
6	Расчет балки 18 м	Проф. Ходжаев А.А.	
7	Безопасность жизнедеятельности и охрана труда в строительстве.	Доц.Юсупов Х.И.	
8	Оформление графической части и пояснительной записки.	Проф. Ходжаев А.А.	

Дата выдачи задания _____

_____ () _____

Задание принял к исполнению

Руководитель _____

Студент _____

Введение

После обретения независимости Узбекистан выбрал свой собственный путь развития – путь масштабных реформ, направленных на строительство демократического правового государства, социально ориентированной рыночной экономики и сильного гражданского общества.

В нашей стране с первых шагов по пути независимости придается большое значение строительству. За все годы независимости, Узбекистан «преобразился» как внутренне, так и внешне.

Коренным образом меняются жилищные условия. Ежегодно возрастают темпы и масштабы жилищного строительства во всех регионах республики. За годы независимости общая площадь жилищного фонда возросла в 1,9 раза. Несмотря на большую демографическую нагрузку, достигнут стабильный рост обеспеченности жильем на одного человека с 12,4 до 15,4 квадратных метра. Практически весь жилищный фонд находится в частной собственности населения страны, в то время как во многих развитых государствах более половины семей живут в арендуемых квартирах и домах. 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 оборудования, 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. Известно, что развитие и характер жилищного строительства зависит от источников его финансирования, материально-технического снабжения. В течение десятилетий городское строительство в странах СНГ финансировалось в основном государством, министерствами и ведомствами, строя соответственно многоэтажные типовые дома объем же кооперативного строительства составлял лишь порядка 10-15%. Согласно «Закону о

жилищной политике», гражданам не обеспеченным жильем по установленным нормативам государство оказывало помощь, развивая строительство социального жилья, жилья предоставляемое в наем, а также применяя систему льгот и компенсации по оплате строительства, содержания и ремонта. Соответственно изменяется и структура городского жилищного фонда, состоящая из индивидуального (частные дома, приватизированные квартиры), государственно-ведомственного фонда. В государственном городском строительстве ревалирует многоэтажная застройка, с использованием крупногабаритных изделий, конструкции большой капитальности и несущей способности с применением мощного подъемно-транспортного оборудования.

Закон Республики Узбекистан «О рациональном использовании энергии» способствует решению проблемы по сохранению и рациональному использованию энергетических ресурсов, обеспечению эффективности защиты окружающей среды, здоровья людей, а также определения задач по расширенному использованию альтернативных источников энергии. Созданные крупные ООО «Курилишгелиосервиз» - специализированное предприятие разработала широкую программу применения солнечных систем на территории Узбекистана.

Актуальность темы дипломного проекта.

Известно, что при эксплуатации традиционного промышленного через стены и стыки теряется до 30% тепла, через окна – 18-30%, крышу 10-18%, вентиляцию – до 14%. В результате проведенных анализов выяснилось, что только за счет экономии количество потребляемой энергии можно сократить на 40%, т.е. впустую тратится почти половина потребляемой энергии. Поэтому свести теплотери к минимуму возможно только при комплексном подходе к энергосбережению. Из приведенных данных следует, что недостаточное термическое сопротивление ограждающих конструкций наиболее существенно снижает энергоэффективность здания.

Разработка и проектирование оптимальных по критерию энергоресурсосбережения объемно- планировочных решений зданий,

внедрение новых энергосберегающих технологий при их строительстве и реконструкции являются приоритетными направлениями государственной экономической политики как в нашей стране, так и за рубежом. Обеспечение требований к нормативному уровню теплозащиты оболочек жилых и общественных зданий является необходимым мероприятием по созданию оптимальных параметров микроклимата в помещениях. В этой связи непрерывно совершенствуются существующие, разрабатываются новые и активно внедряются в строительство ограждающие конструкции зданий с повышенными теплозащитными свойствами.

Экономия топливных ресурсов в энергопотреблении сооружений может быть достигнута при повышении тепловой эффективности возводимых зданий, в том числе их наружных ограждений. При реализации его оптимальных конструктивных решений потребления теплоты на поддержание микроклимата в помещениях для условий Узбекистана может быть снижено до 40%.

В настоящий момент, строительство зданий продолжается в соответствии с существующими строительными нормами и правилами, а также подходами к проектированию и строительству, в которых не всегда должным образом учтены вопросы повышения энергоэффективности, что приводит к избыточному и неэффективному потреблению энергии и увеличению общего объема выбросов парниковых газов в стране.

Повышение энергоэффективности зданий – это большая макроэкономическая задача, и ожидаемый эффект от ее решения зависит не только от сокращения потребления энергоресурсов, но и от запуска новых инновационных процессов, от внедрения передовых технологических решений.

Таким образом, на основании вышесказанного, выполнения дипломной работы имеет практическую ценность и особенно актуальна в вопросе энергосбережения топливных ресурсов страны.

В данной работе бакалавром проведен анализ:

1. Влияние климата региона строительства на конструктивные, теплотехнические, экономические, архитектурно-художественные и другие требования, учитывающие проектируемые и эксплуатационные решения конструкций наружного ограждения (стен, окон, стыков).
2. Рассмотрен опыт проектирования промышленных зданий выполненных в разных строительных системах с применением индустриальных ограждающих конструкций, опыта строительства многоэтажных жилых зданий нового поколения.
Выводы и рекомендации по работе.
3. Литературный обзор.

Анализ работы: обоснование архитектурно-строительных решений, обеспечивающих комфортность и минимизацию тепловых потерь и формирование микроклимата в помещениях, проектируемых и эксплуатируемых зданий в климатических и условиях.

Архитектурно- строительная часть

І.Архитектурно строительная часть

1. исходные данные для проектирования.

Дипломный проект разработан на тему: «Конструирование и Расчет несущих конструкций производственной базы компании «Узстройматериалы» в г. Бухаре»

А) район строительства – г. Бухара.

Б) сейсмичность территории строительства – 7 баллов.

В) расчётная сейсмичность объекта – 7 баллов.

Г) степень огнестойкости – 2

Д) основная категория по взрывной, взрыво-пожарной и пожарной опасности – Д

Е) нормативная снеговая нагрузка на 1 м^2 площади горизонтальной поверхности покрыта для 1-го снегового района по КМК 2.01.07-96 $S_0=50\text{ кг/м}^2$

Ж) нормативный скоростной напор ветра на высоте до 10.00м над поверхностью земли $W_0=45\text{ кг/м}^2$ для 3 ветрового района по КМК 2.01.07-96.

З) климатический район 4, тип местности А.

И) расчётная зимняя температура наиболее холодной пятидневки -16°C .

К) в основании фундаментов залегают грунты - супесь.

Л) глубина промерзания грунтов 1,2м.

2. краткое описание технологического процесса производства.

Основными направлениями при разработке проекта ремонтно-механического цеха являются специализация и централизация ремонтно-механических работ, изготовление стройматериалов, сыпучих смесей, и клеев.

Проектируемый цех предназначен для технического обслуживания, текущих и капитальных ремонтов карьерного горного оборудования, для технического обслуживания и текущего ремонта автомобильного транспорта парка дорожно-строительных работ, машин и механизмов, хранения технических материалов, запасных частей и узлов, горюче-смазочных материалов, резино-технических изделий, кислорода, ацетилен и др. в объёме неснижаемого запаса, обеспечивающего нормальную работу предприятия.

Цех необходим для обеспечения бесперебойной эксплуатации оборудования компрессорной станции, котельного и сан. технического оборудования.

В составе ремонтно-механического хозяйства запроектированы: ремонтно-механическая мастерская в блоке с цехом ангаром и открытой площадкой с мойкой оборудования и козловым краном, грузоподъёмностью 50т.с.

Непосредственно в задании РММ выполняются заготовительные механические, слесарные, сборочные, сварочные, кузнечные и эл. Ремонтные работы.

На открытой площадке осуществляется хранение оборудования, поступающего в ремонт, разборочные работы тяжёлого оборудования и обработка металла.

Перед ремонтными работами отдельную мойку и очистку от производственных вредностей, после чего передаточной тележкой подаются на соответствующие участки или специализированные посты цеха.

В центральной части цеха на отметке $\pm 0,00$ находятся необходимые для выполнения своей непосредственной выше указанной функции следующие участки цеха: ремонта насосов, ремонта оборудования, инструментальный и

заточный участки, механическое отделение, эл. Ремонтное отделение, испытательная станция, различные кладовые материалов и инструмента, а также помещения эмульсионной, сушки, окраски, электриков.

В торцах здания в осях 1-2; 16-17 на отм. $\pm 0,000$; $+4,800$; $+5,400$ располагаются помещения административно-бытового характера: кабинеты Т.Б., класс технической учёбы до 20 человек, уборные мужские и женские с двух сторон здания, а также помещения приточных и вытяжных вентиляционных камер.

3. Объёмно-планировочное и архитектурно-композиционное решение здания.

При выборе объёмно-планировочного решения цеха была принята за основу необходимости создания унифицированного здания, удовлетворяющего технологическим требованиям производства.

Всё здание выполнено в каркасно-панельном варианте. Основные размеры здания в плане: в продольном направлении 96м. с 1 по 17 ось, в рядах А÷Р. Цех имеет четыре пролёта по 18м. каждый. Сетка колонн основная 18м.×6м. Отметка чистого пола $\pm 0,000$. Высота здания $+12,600$ м. Цех оборудован мостовыми кранами, грузоподъёмностью 10т. каждый – по два крана в каждом пролёте, снабженные площадками обслуживания, а так же в отдельных мастерских установлены ручные кран-балки различной грузоподъёмности, в связи с необходимостью в технологическом процессе. Освещение предусмотрено естественное-боковое панельное и верхнее в покрытии, где установлены световые зенитные фонари в каждом пролёте, длиной по 6м.

Здание отапливаемое. Имеются два эвакуационных выхода наружу и для сообщения между этажами, а также пожарные лестницы, расположенные снаружи здания, спроектированные в соответствии с требованиями пожарной и взрывоопасной безопасности.

Здание имеет сейсмический шов по требованиям КМК 2.01.03-96.

Цех оснащён инженерным и санитарно-техническим инвентарём, оборудованием, электрической сетью и телефонной связью, проведены системы теплоснабжения, водопровода и канализации.

Технико-экономические показатели.

1. Площадь застройки - 7098м^2 .
2. Строительный объём - 84975м^3 .
3. Общая площадь - 6972м^2 .

4. Конструктивное решение здания.

Конструктивная схема здания определяет выбор совокупности основных его элементов, воспринимающих все действующие на здание нагрузки и

обеспечивающих его прочность, трещиностойкость, а следовательно и долговечность.

Здание запроектировано каркасным в унифицированных габаритных стенах с использованием типовых сборных железобетонных конструкций, включённых в территориальный каталог ТК1-1.

Основная конструкция каркаса – поперечная рама, образованная колоннами и ригелями. Пространственная жёсткость и устойчивость здания достигается защемлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жёсткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном – продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями.

Фундаменты – монолитные ж/бетонные отдельностоящие стаканного типа ступенчатые, состоят из подколонника и двух ступенчатой плитной части, разработанные по серии 1.412 из бетона класса В-15. Обрез фундамента располагается на отметке -0,150м. Глубина стакана -0,9м. Высота ступеней – 300мм. Общая высота фундамента -1,2м. размеры подошвы -2,4×2,1м.

При установке фундаментов устраивается подготовка из щебня $\delta=80$ мм. и бетона подготовка $\delta=100$ мм. из бетона класса В-7,5. Боковые поверхности фундамента смазываются горячим битумом.

Фундаментные балки – сборные железобетонные по серии 1.415, однопролётные $\ell=6$ м, трапециевидного сечения, высотой 450мм. Укладываются для восприятия нагрузок от стеновых панелей ниже отм. +7,000. Марка бетона В-15. На фундаменте устраивается набетонка на которую опирается фундаментная балка. Перед установкой они покрываются горячим битумом по сухой поверхности.

Колонны – сплошные прямоугольные сечения разработанные по серии КЭ-01-49. Сечение в подкрановой части: для средних двухконсольных колонн 0,4м.×0,6м; для крайних одноконсольных колонн 0,4м.×0,38м. Сечение в подкрановой части: средние колонны – 0,4м.×0,8м; крайние колонны – 0,4м.×0,8м. Общая высота колонн 11,8м. Выполнены из бетона класса В-15, класс арматуры А-III. Для трёхэтажной части здания применены колонны сплошного сечения: крайние 0,4м.×0,4м. средние 0,4м.×0,6м. С общей высотой +12,43м.

Колонны соединены с ригелями ванной сваркой.

Подкрановые балки – сборные железобетонные, предварительно-напряжённые, длиной 6м, таврового сечения, высотой 1,000м. Балки испытывают динамическое воздействие от мостовых кранов, выполнены балки по серии КЭ-01-50, весом до 5т. Класс бетона В-30.

Балки покрытия – сборные железобетонные предварительно-напряженные, двухскатные решетчатые, пролетом 18 м, выполненные по т. серии 1.462-3, прямоугольного сечения, основные размеры: высота на коньке 1,64 м, в торцевой части 0,89 м. уклон 1:12. В местах сквозного сечения верхняя и нижняя перемычки по 0,36 м, ширина балки 0,28 м. Выполнены из бетона класса В-30. Педнапряженная арматура А-V.

Связи – для увеличения общей продольной устойчивости здания в каждом продольном ряду колонн в середине сейсмических отсеков устанавливаются вертикальные крестовые связи, которые выполняются из стальных прокатных профилей и крепятся к закладным изделиям колонн сваркой.

Кроме вертикальных связей колонн, также устанавливаются вертикальные связи в покрытии, которые крепятся в плоскостях продольных рядов колонн между двумя стропильными балками, расположенные у концов каждого сейсмического отсека, и связываются распорками из стальных уголков по верху колонн.

Плиты покрытия – крупные железобетонные ребристые панели, предварительно-напряженные, размером 3м x 6м. Опираются непосредственно на двухскатные решетчатые балки. Выполнены по ГОСТ 21506-2013 типа ПА-V-C, состоящие из двух продольных ребер, высотой 300 мм и поперечных ребер высотой 150 мм. Высота полки плиты 25 мм, Плиты выполнены из бетона класса В-30.

Световые зенитные фонари – устраиваются в покрытии для естественного освещения – верхнего, выпускаемые по типовой серии 1.464-1, длиной 6 м, устанавливаются через два пролета и через один ряд в центральной части здания, всего устанавливается 20 штук. Фонари остекляются и окрашиваются масляной краской за 2 раза.

Кровля - скатная, рулонная из 4-х слоев антисептированного дегтевого рубероида РМД-350 (ТУ 21-27-28-71) на горячей битумной мастике МБК-Г-75 ГОСТ 2889-80, с защитным слоем из гравия светлых тонов, толщиной 20 мм (ГОСТ 8267-93), втопленного в горячую битумную мастику, антисептированную против прорастания добавками симазина (ГОСТ 15123-78) в количестве 0,3% от веса мастики. Утеплитель – плиты минераловатные повышенной жесткости на синтетическом связующем $\gamma = 200\text{кг/м}^3$ (ГОСТ 22950-95), толщиной 50мм.

Внутренние стены и перегородки – выполняются из кирпича керамического рядового полнотелого марки 75 на растворе марки 50 с учетом обеспечения свободных деформаций железобетонного каркаса здания. С этой целью перегородки, запроектированные встык к колоннам, выполняются с

зазором 30 мм. Зазор заполнить минватой (ГОСТ 4640-93). Все кирпичные стены, перегородки и углы их пересечения армируются сетками, отдельными стержнями и крепятся к элементам каркаса. Толщина перегородок 120 мм, 250мм.

Кроме того, устанавливаются перегородки в цехе из стеклоблоков высотой до 3м; гипсовые перегородки толщиной 100мм.

Полы - в цехе запроектировано несколько типов полов, а именно:

Тип1: стяжка цементным раствором 50 мм, покрытие пола мозаичными плитами $\delta=38$ мм;

Тип2: устройство цементно-песчанной стяжки $\delta=40$ мм;

Тип 3: гидроизоляция из 4х слоев бризола на битумно-резиновой мастике, стяжка цементно-песчаным раствором, $\delta=20$ мм, покрытие пола керамической плиткой;

Тип 4: стяжка $\delta=20$ мм, покрытие из линолеума с теплозвукоизоляционным слоем на бустилате;

Тип 5: щебеночное основание пропитанное битумом, бетонная подготовка под полы $\delta=400$ мм, покрытие из бетонных тротуарных плит.

Наружные стены – выполняются из керамзитобетонных панелей по серии 1.432-14 с нормативным объемным весом 1100 кг/м^3 . Толщина стеновых панелей 200 мм, высота 1,2 м, 1,8 м. Длина панелей 6 м и 3 м.

Монтаж стеновых панелей производится после замоноличивания узлов каркаса. В местах дверных проемов и ворот выкладывается кирпичная стена $\delta=380$ мм на растворе марки 50.

Окна – оконные блоки со спаренными переплетами, при кладке кирпичных стен в оконных проемах закладываются антисептированные деревянные пробки, через 10 рядов кладки по высоте, но не менее 2х с каждой стороны проема. Окна открывающиеся, размером: 2943x1782; 2943x1182 по ГОСТ 12506-81, в лестничных клетках 1170x2060; 1445x1182 по ГОСТ 11214-2003. На окна устанавливается солнцезащитная панель СП-2 из алюминиевого профиля.

Двери - внутренние и наружные одно и двухпольные, глухие неостекленные, выполненные по ГОСТ 14624-84, размером 2800x2600; 2350x2400; 1550x2400; 1520x2380; 1020x2380; 1890x2390; 1050x2400.

Ворота – металлические двухпольные, размером 3740x3600. Установлены на каждой стороне здания для свободного въезда транспорта.

Лестничные клетки – установлены в пределах плана здания в виде конструкций, отделенных от каркаса здания. Выполнены из кирпичной кладки $\delta=380$ мм с антисейсмическими поясами. Внутри лестничной клетки установлены лестничные марши и площадки, с высотой этажа 2,4 м, элементы

лестниц изготавливаются в виде сборных железобетонных ребристых маршей ломаной формы. В пределах ломаной части марша расположены ступени, отформованные вместе с косоурами, а горизонтальные участки образуют лестничные полуплощадки. Размеры лестничных клеток в плане 4800х2800 мм. Длина лестничного марша 2100 мм, лестничной площадки 2350 мм. Высота ограждения марша 900 мм.

Отмостка - асфальтовая, шириной 1000мм, выполненная вокруг здания по периметру.

Внутренняя отделка – потолок внутри помещений отделывается клеевой побелкой, кроме пропитанного участка, эмульсионной, тамбура, щитовой, участка сушки и окраски, а также в приточных и вытяжных венткамерах, где потолок покрывается краской ПВА. В помещениях, где стены из кирпича, необходимо сделать затирку и клеевую побелку, кроме тех помещений, где потолок побелен краской ПВА.

Панели стен выполняются матовой масляной окраской h=3600 мм, кроме мужских и женских уборных, где выкладывается полистирольная плитка h=2100 мм, а на участке сушки и окраски, пропиточном участке, в эмульсионной – кислотоупорная глазурированная плитка. Кабинеты начальников отделений отделываются панелями облицовочным на основе сухой гипсовой штукатурки типа «Декор», а также в кабинете тех.учебы и классе тех.учебы. В лестничных клетках производится фактурная масляная отделка рифленными валикам.

Наружная отделка – окраску стеновых панелей на фасаде необходимо производить фасадными ПВХ красками следующих колеров (по колерной книжке Гергинав): с отметки +2.400 до +12.600 - колер №98 (хром), с отметки +1.200 до +2.400, а также все железобетонные и солнцезащитные элементы и откосы проемов - в белый цвет. Цокольные панели и цвет керамической фасадной плитки (ГОСТ 13996-93), облицовывающей цоколь кирпичной кладки, подбираются под цвет лицевого кирпича, из которого выполняются лестничные клетки и стена первого этажа. Оконные и дверные блоки, ворота, металлические элементы фасада – колер №47 (разбеленный сурик), кладка ведется с расшивкой швов из кирпича керамического рядового полнотельного марки 75, плотностью 1650 кг/м³ (ГОСТ 530-2012) на растворе марки 50 с подборкой лицевого кирпича.

Антисейсмические мероприятия.

Район, в котором проектируются данные цех, имеет сейсмичность 7 баллов, поэтому согласно КМК II-7-96 предусмотрены следующие антисейсмическим мероприятия:

- 1) Здание разделяется антисейсмическим швом на два отсека, путём установки спаренных колонны с расстоянием между осями колонн 300мм., со вставкой, при этом колонны имеют нулевую привязку.
- 2) Создание жесткого диска покрытия:
 - шпонки (пазы) на боковых ребрах плит перекрытия;
 - приварка каждой плиты к закладным деталям балок покрытия не менее, чем в 3-х точках опирания;
 - установка арматурных каркасов в швах плит перекрытия;
 - зачеканка швов плит бетоном на мелком гравии, М200
- 3) Установка связей и распорок в перекрытии;
- 4) Между стеновыми панелями и конструкциями каркаса – зазор 30 мм для взаимного смещения их. Гибкое крепление стеновых панелей.
- 5) Каркас здания выполнен в виде стоек, заземленных в фундаментах жестко и шарнирно с ригелями.
- 6) В навесных стеновых панелях выше отметки +7.000 устраиваются горизонтальные антисейсмические швы по всей длине стены.
- 7) Лестничные клетки закрытые, с оконными проемами и сейсмическими поясами в кирпичной кладке.
- 8) Внутренние стены и перегородки выполнены из кирпича марки 75 на растворе марки 50, что является одним из требования КМК II-7-96, а также внутренние стены и перегородки выполнены с зазором 30 мм встык с колоннами, т.е. с учетом обеспечения свободных деформаций железобетонного каркаса здания.
- 9) Все кирпичные стены и перегородки, углы их пересечения, армируются сетками, отдельными стержнями и крепятся к элементам каркаса.
- 10) Горизонтальная гидроизоляция стен выполняется из цементно-песчаного раствора марки 100, $\delta = 30$ мм с водопроницаемостью В-2

6. Противопожарные мероприятия

В проекте предусмотрены следующие мероприятия согласно КМК II-2-96.

- 1) На все здание в продольном направлении установлена железобетонная перегородка, толщиной 80 мм, с пределом огнестойкости 0,75 часа
- 2) Установлены две лестничные клетки – по одной в каждом отсеке, образованных антисейсмическим швом, с непосредственным выходом наружу
- 3) На открытые стальные конструкции наносится огнезащитное покрытие ВПМ-2 в 2 слоя, по слою грунта $\delta = 6$ мм. По покрытию ВПМ-2 наносится эмаль ПФ-115 в 2 слоя.

- 4) В здании размещены на отметках $\pm 0,000$; +2.400; +4.800; +5.400; +8.400 шкафы металлические для пожарного крана размером 900x350x1100. Низ установки шкафа 1163 мм от пола. Всего установлено 36 шкафов.
- 5) Снаружи здания на крышу запроектированы противопожарные лестницы
- 6) Предусмотрены системы пожарной сигнализации.

7. Защита от коррозии

Согласно КМК П-28-96 «Защита строительных конструкций от коррозии» необходимо:

- 1) Все закладные и соединительные изделия, недоступные в процессе эксплуатации для осмотра и возобновления антикоррозийного покрытия должны быть покрыты оцинкованием
- 2) Открытые поверхности металлических конструкций подлежат окраске масляной краской за 2 раза
- 3) Фундаменты и фундаментные балки покрываются горячим битумом по сухой поверхности

РАСЧЕТНАЯ ЧАСТЬ

II. §1. Компонировка здания

Основная конструкция каркаса здания поперечная рама, образованная колоннами и ригелями, пространственная жесткость и устойчивость здания достигается защемлением колонн в фундаменты.

В качестве основной несущей конструкции покрытия выбираем железобетонные двускатные балки решетчатого типа, предварительно-напряженные, длиной 18 м, т.к. пролет здания 18м. Шаг колонн 6 м. Плиты покрытия железобетонные ребристые, предварительно-напряженные, размером 3м x 6м.

Подкрановые балки железобетонные предварительно-напряженные, высотой 1,0 м. Расстояние от уровня чистого пола до уровня головки подкранового рельса 8,15 м. Высота подкранового рельса 8,15 м. Высота подкранового пути 0,15 м.

Наружные стены панельные навесные, опирающиеся на опорные столики колонн с отметкой +7,00 м навесные самонесущие, опирающиеся на фундаментные балки, которые воспринимают от них нагрузку и передают на фундаменты.

Принимаем сплошные колонны прямоугольного сечения, т.к. здание оборудовано мостовыми кранами $Q = 10$ т и высота здания 12,6 м.

Высота подкрановой части H_1 и надкрановой части H_2 колонн при высоте крана 2,4 м равны:

$$H_1 = 8,15 \text{ м} - 1,0 \text{ м} - 0,15 \text{ м} + 0,15 \text{ м} = 7,15 \text{ м}$$

$$H_2 = 1,0 \text{ м} + 0,15 \text{ м} + 2,4 \text{ м} + 0,25 \text{ м} = 3,8 \text{ м}$$

$$H = 7,15 \text{ м} + 3,8 \text{ м} = 10,95 \text{ м}$$

При глубине заделки колонн в фундаментах $h_f = 0,85$ м, полная высота колонн равна:

$$H = 10,95 \text{ м} + 0,85 \text{ м} = 11,8 \text{ м}$$

Размеры колонн в надкрановой части : $b = 0,4$ м; $h = \frac{1}{10} \times H_2 = 0,38$ м
(крайняя колонна)

$$b = 0,4 \text{ м}; , h = 0,6 \text{ м (средняя колонна)}$$

$$\text{Размеры колонн в подкрановой части: } b = 0,4 \text{ м; } h = \frac{1}{10} \times H_1 = 0,8 \text{ м}$$

При шаге колонн 6 м и кране $Q = 10$ т (< 30 т), привязка крайних колонн к разбивочным осям нулевая, совмещающая ось ряда с наружной гранью колонны.

Соединение колонн с балками покрытия выполняется путем сварки закладных деталей и в расчетной схеме поперечной рамы считается шарнирным.

Здание оборудовано мостовыми кранами среднего режима работы $Q = 10$ т, по два крана в каждом пролете.

Расстояние от разбивочной оси ряда до оси подкрановой балки принято $\lambda = 750$ мм, т.к. $Q = 10$ т (< 50 т)

II. §2. Расчет и конструирование предварительно-напряженной ребристой плиты покрытия размером 3 м x 6 м.

1. Исходные данные для расчета и конструирования плиты покрытия:

Бетон класса В-30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, имеющий следующие характеристики:

$$R_b = 17 \text{ МПа} \quad R_{b, \text{ser}} = 22 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 1,2 \text{ МПа} \quad R_{bt, \text{ser}} = 1,8 \text{ МПа}$$

$$E_b = 29\,000 \text{ МПа}$$

Напрягаемая арматура класса А-V

$$R_s = 680 \text{ МПа} \quad R_{s, \text{ser}} = 785 \text{ МПа}$$

$$R_{sc} = 400 \text{ МПа} \quad E_s = 190\,000 \text{ МПа}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 6,5$$

Арматура для плоских сеток поперечных ребер А- III:

$$R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа} \quad E_s = 200\,000 \text{ МПа}$$

Арматура для рулонных сеток полки и плоских сеток продольных ребер:

$$V_p - I \quad V_p - I$$

$$\varnothing 3 \text{ мм} \quad \varnothing 4 \text{ мм}$$

$$R_s = R_{sc} = 375 \text{ МПа} \quad R_s = R_{sc} = 370 \text{ МПа}$$

$$R_{sw} = 300 \text{ МПа} \quad R_{sw} = 295 \text{ МПа}$$

$$E_s = 17\,000 \text{ МПа}, \alpha = 5,86$$

2. Определение нагрузок на плиту

Табл. №1

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка (кН/м ²)	Коэффициент перегрузки (γ_f)	Расчетная нагрузка (кН/м ²)
а) Длительно-действующая			

_____ () _____

постоянная:			
1) Ж/б ребристая плита покрытия размером 3м x 6м в плане, с учетом заливки швов	1,6	1,1	1,76
2) Утеплитель-плиты минераловатные повышенной жесткости $\gamma = 200\text{кг/м}^3$ (2 кН/м^3 x 0,05м = 0,1 кН/м^2)	0,1	1,3	0,13
3) 4-хслойный рубероидный ковер на битумной мастике	0,2	1,3	0,26
4) защитный слой из гравия толщиной 20 мм	0,4	1,3	0,52
Итого:	2,3	-	2,67
Кратковременная снеговая нагрузка	0,5	1,4	0,7
Полная нагрузка	2,8	2,8	3,37

Величину снеговой нагрузки находим по КМК 2.01.07-96 «Воздействия и нагрузки»

$S_0 = 0,5 \text{ кН/м}^2$ (по табл.4), а по таблице 5 вычисляем коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на плиту : $C_0 = 1$

$$S_n = S_0 \times c = 0,5 \text{ кН/м}^2$$

3. Конструкция плиты и расчет полки плиты

Полка представляет собой однорядную многопролетную плиту, обрамленную ребрами. Средние пролеты рассматриваются как плиты, защемленные по всему контуру, крайние – как плиты, защемленные по 3-м сторонам и свободно-оперты на торцевые ребра.

Рис.1 Ребристая плита покрытия размером 3м х 6м

Расчетная нагрузка на полку, равномерно-распределенная по поверхности, состоит из веса водотеплоизоляционного ковра, веса полки и снеговой нагрузки, с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0,95$:

$$G = 0,7 \text{ кН/м}^2 \times 0,95 + 0,025 \text{ м} \times 25 \times 0,95 \times 1,1 + 0,7 \text{ кН/м}^2 \times 0,95 = 1,98 \text{ кН/м}^2$$

Пролеты в свету и их соотношения; для средних пролетов:

$$\ell_1 = 0,98\text{м} - 0,1\text{м} = 0,88\text{м}; \ell_2 = 2,98\text{м} - 2 \times 0,120\text{м} = 2,74\text{м}$$

$$\ell_2 / \ell_1 = 2,74\text{м} / 0,88\text{м} = 3,11\text{м}$$

для крайних полетов:

$$\ell_1 = 1,025\text{м} - 0,225\text{м} = 0,8\text{м}; \ell_2 = 2,74\text{м}$$

$$\ell_2 / \ell_1 = 2,74\text{м} / 0,8\text{м} = 3,4\text{м}$$

ΔA_{s1} и ΔA_{s2} – площадь сечения арматуры, приходящейся на 1 п.м. ширины полки, соответственно в направлениях ℓ_1 и ℓ_2 .

В соответствии с таблицей 6.23 «Пректирование ж/б конструкций» под. Ред. А.В. Голышева, Киев, 1985г, стр. 422, принимаем:

$$\Delta A_{s2} / \Delta A_{s1} = 0,15$$

и назначаем диаметры стержней арматуры.

В продольном направлении $d_1 = 3 \text{ мм}$; $d_2 = 3 \text{ мм}$

Тогда значения рабочей высоты сечения полки равны:

$$h_{01} = 1,5 \text{ см}; \quad h_{0I} = 1,15 \text{ см};$$

$$h_{02} = 1,6 \text{ см}; \quad h_{0II} = 1,05 \text{ см}$$

Плечо внутренней пары равно:

$$Z_I = 1,5 \times 0,95 = 1,42 \text{ см}; \quad Z_I = 1,15 \times 0,95 = 1,09 \text{ см}$$

$$Z_{II} = 1,6 \times 0,95 = 1,52 \text{ см}; \quad Z_{II} = 1,05 \times 0,95 = 1,00 \text{ см}$$

а)

б)

в)

Рис. 2. К расчету полки плиты:

а) положение арматуры в сечении

б) обозначение моментов в крайнем пролете

в) то же, в среднем пролете

а) Изгибающие моменты на опорах и в пролетах

Для среднего пролета:

$$M_1 = \Delta A_{s1} \times R_s \times Z_{s1} = 375 \text{ МПа} \times 0,0142 \text{ м} \times \Delta A_{s1} = 5,33 \times \Delta A_{s1};$$

$$M_2 = 375 \text{ МПа} \times 0,0152 \text{ м} \times 0,15 \quad \Delta A_{s1} = 0,86 \times \Delta A_{s1};$$

$$M_I = M_I' = 375 \text{ МПа} \times 0,0109 \quad \Delta A_{s1} = 4,09 \Delta A_{s1};$$

$$M_{II} = M_{II}' = 375 \text{ МПа} \times 0,01 \times 0,15 \quad \Delta A_{s1} = 0,56 \Delta A_{s1}$$

Для крайнего пролета:

Моменты имеют такие значения, за исключением $M_I = 0$ (т.к. свободная опора)

б) Подбор сечения арматуры

Для среднего пролета:

$$g l_1^2 / 12 (3l_2 - l_1) = 2M_1 + 2M_2 + 2M_I + 2M_I' + 2M_{II} + 2M_{II}'$$

$$\text{подставляем значения в формулу: } \frac{0,001980 \times 0,882}{12 \times (3 \times 2,74 - 0,88)} = [(2 \times 5,33 + 2 \times 4,09) \times 2,74$$

$$+ (2 \times 0,86 + 2 \times 0,56) \times 0,88] \times \Delta A_{s1};$$

$$0,00095 = 54,12 \Delta A_{s1};$$

$$\text{откуда } \Delta A_{s1} = 0,000018 \text{ м}^2 = 0,18 \text{ см}^2$$

$$\Delta A_{s2} = 0,15 \times 0,18 = 0,03 \text{ см}^2$$

Для крайнего пролета: $= [(2 \times 5,33 + 4,09 + 0) \times 2,74 + (2 \times 0,86 + 2 \times 0,56) \times 0,8]$
 $\times \Delta A_{s1}$;

$$0,00082 = 42,69 \Delta A_{s1}$$

$$\Delta A_{s1} = \frac{0,00082}{42,69} = 0,000019 \text{ м}^2 = 0,19 \text{ см}^2$$

$$\Delta A_{s2} = 0,15 \times 0,19 = 0,03 \text{ см}^2$$

Армирование полки подбираем по большим площадям, принимая в продольном направлении стержни, диаметром 3 мм с шагом 350мм ($\Delta A_{s1} = 0,20 \text{ см}^2$), в поперечном - стержни диаметром 3 мм с шагом 400 мм ($\Delta A_{s2} = 0,18 \text{ см}^2$), арматура класса Вр-I

4. Расчет поперечных ребер плиты.

Армирование крайних и промежуточных поперечных ребер, высотой 150мм принято одинаковым, поэтому расчет выполняем только для более нагруженных промежуточных ребер.

а) Определение нагрузок и усилий

Рис.3 Расчетная схема поперечных ребер

Величина расчетного пролета принята равной расстоянию между осями продольных ребер:

$$\ell_0 = 2,98 \text{ м} - 0,12 \text{ м} = 2,86 \text{ м}$$

Расчетная нагрузка на ребро состоит из нагрузки от полки плиты, собранной с грузовой площади, шириной 1,5м и из веса поперечного ребра.

Нагрузка от веса ребра:

$$g_d = 0,5 \times (0,1 + 0,05) \times (0,15 - 0,025) \times 1 \times 25 \times 0,95 \times 1,1 = 0,25 \text{ кН/м}$$

Нагрузка, собранная с грузовой площади равна:

$$g_1 = 1,5 \times 1,98 = 2,97 \text{ кН/м}$$

Общая нагрузка на ребро:

$$g = 0,25 + 2,97 = 3,22 \text{ кН/м}$$

Изгибающий момент в середине пролета:

$$M = g \ell_0^2 / 8 - g_1 \times a^2 / 6 = 3,22 \times 2,86^2 / 8 - 2,97 \times 0,75^2 / 6 = 3,01 \text{ кН/м}$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q = 0,5 \times (g \ell_0 - g_1 \times a) = (3,22 \times 2,86 - 2,97 \times 0,75) / 2 = 3,49 \text{ кН}$$

б) Подбор сечения арматуры

Ребро армируем одной плоской сварной сеткой.

Рабочая арматура из стали А-III, остальное – из проволоки обыкновенной периодического профиля класса Вр-I.

Учитываемая в расчете ширина полки при $h_f' = 2,5 \text{ см} > 0,1h = 1,5 \text{ см}$;

$$b_f' = b + 2 \ell / 6 = 0,1 \text{ м} + 2 \times 2,86 \text{ м} / 6 = 1,05 \text{ м};$$

$$h_f'' = 0,0025 \text{ м}$$

Средняя ширина ребра:

$$b = 0,5 \times (0,1 + 0,05) = 0,075 \text{ м} = 7,5 \text{ см}$$

Приняв $a = 2,5 \text{ см}$

Получаем рабочую высоту ребра:

$$h_0 = 15 \text{ см} - 2,5 \text{ см} = 12,5 \text{ см}$$

$$R_b = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ МПа}$$

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

где $\gamma_{b2} = 0,9$ – коэффициент условия работы бетона.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны определяется:

$$\xi = \omega / (1 + \delta_{sr} / \delta_{scu} (1 - \omega / 1,1)), \text{ где}$$

$$\omega = \alpha - \beta \times R_b = 0,85 - 0,008 \times 15,3 = 0,7276$$

$\alpha = 0,85$ – для тяжелого бетона

$$\beta = 0,008$$

тогда:

$$\xi = 0,7276 / (1 + 365 / 500 (1 - 0,7276 / 1,1)) = 0,583$$

$$V_r = \xi (1 - 0,5 \xi) = 0,583 \times (1 - 0,5 \times 0,583) = 0,413$$

Определяем границу сжатой зоны из условия:

$$M = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \delta_{sc} A_{sp}' \times (h_0 - a_{sp}')$$

$$M_f = 15,3 \times 1,05 \times 0,025 \times (0,125 - 0,5 \times 0,025) + 0 + 0 = 0,045 \text{ МН*м} > 0,00301 \text{ МН*м}, \text{ граница сжатой зоны проходит в полке}$$

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем как для прямоугольного сечения, шириной $b = b_f' = 1,05 \text{ м}$

$$A_0 = M / R_b b h^2 = 0,00301 / 15,3 \times 1,05 \times 0,125^2 = 0,012 < V_r = 0,413 - \text{значит, сжатая арматура не требуется}$$

$$A_s = M / R_s \eta h_0 = 0,00301 / 365 \times 0,99 \times 0,125 = 0,000067 \text{ м}^2, \text{ где}$$

$\eta = 0,99$ (определяется по таблице сортамента 3.5 стр.70 «Проектирование ж/б конструкций» Киев, 1985)

Принимаем 1Ø10 А-III, $A_s = 0,79 \text{ см}^2$. Проверяем необходимость постановки расчетной поперечной арматуры по условию:

$Q \leq Q_{b.1} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / c$, где

$\varphi_{b4} = 1,5$ – для тяжелого бетона

$\varphi_n = 0$, т.к нет продольных сил

$c = 0,251 = 0,25 \times 2,86 = 0,72$

$Q_{b.1} = 0,0026 \text{ МН} < \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0,6 (1+0) \times 1,08 \times 0,075 \times 0,125 = 0,0061 \text{ МН}$, где

$\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона

Принимаем $Q_{b.1} = 0,0061 \text{ МН}$ и проверяем $Q_{b.1} = 0,0061 \text{ МН} > Q = 0,00349 \text{ МН}$

Значит поперечная арматура по расчету не нужна, и ее назначаем в соответствии с конструктивными требованиями.

5) Расчет плиты по прочности в стадии изготовления.

а) Определение расчетных усилий

Рис.4 Расчетная схема плиты

Величину расчетного пролета принимаем из условия, что оси опор находятся на расстоянии 6см от торцов плиты:

$\ell_0 = 5,97 \text{ м} - 2 \times 0,06 \text{ м} = 5,85 \text{ м}$

Расчетная нагрузка на 1п.м. плиты $g = 3,20 \text{ кН/м}^2 \times 3 \text{ м} = 9,6 \text{ кН/м}$

Изгибающий момент в середине пролета:

$M = g \ell^2 / 8 = 9,6 \times 5,85^2 / 8 = 41,1 \text{ кНм}$

Поперечная сила на опоре

$Q = g \ell_0 / 2 = 9,6 \times 5,85 / 2 = 56,2 \text{ кН}$

б) Расчет прочности нормальных сечений

Действительное П-образное сечение плиты приводим к эквивалентному – тавровому.

Рис.5 Эквивалентное поперечное сечение

Средняя ширина ребра:

$$b = 0,5 \text{ ч } (12+7,5) \times 2 = 1,95 \text{ см}$$

В расчет вводим не всю ширину полки, т.к $b_f' = 2,95\text{м} > b + 2 \ell / 6 = 0,195 + 2 \times 5,85 / 6 = 2,2\text{м}$

Значит, ширину полки принимаем при $h_f' < 0,1h$; $25\text{мм} < 0,1 \times 300\text{мм}$

$$b_f' = 2980 - 60 \times 2 / 2 = 1430\text{мм} = 1,43\text{м}$$

Принимая $a = 3,5\text{см}$, находим рабочую высоту сечения:

$$h_0 = 0,3\text{м} - 0,035\text{м} = 0,265\text{м}$$

Проверяем условие:

$$Q \leq 0,3 \varphi_w, \varphi_b \times R_b \times b \times h_0,$$

Обеспечивающее прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами.

Принимая ориентировочно коэффициент поперечного армирования

$M_w = 0,001$, получаем:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_w A_w / b S_w = 1 + 5 \times 5,67 \times 0,001 = 1,03$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \times R_b = 1 - 0,01 \times 15,3 = 0,847$$

$\beta = 0,01$ – для тяжелого бетона

$$\text{Тогда, } 0,25\varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0 = 0,25 \times 1,03 \times 0,847 \times 15,3 \times 0,195 \times 0,265 = 0,1724 \text{ МН}$$

т.к. $0,1724 \text{ МН} > Q = 0,0562 \text{ МН}$, условие выполняется, т.е размеры поперечного сечения плиты достаточны

Ориентировочно принимаем величину предварительного напряжения арматур с учетом всех потерь:

$$\delta_{sp} = 450\text{МПа}$$

$$\xi = 0,7276 / (1 + (680+400-450)/500 \times (1 - 0,7276/1,1)) = 0,51$$

$$B_R = 0,51 \times (1 - 0,05 \times 0,51) = 0,38$$

Из условия

$$M_f' = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5b_f) = 1,53 \times 1,43 \times 0,025 \times (0,265 - 0,5 \times 0,025) = 0,14\text{МНм} > M = 0,0411 \text{ МНм}$$

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке и сечение рассчитывают как прямоугольное, шириной



$$b = b_f = 1,43 \text{ м}$$

в) Подбор сечения арматуры

Площадь сечения предварительно-напряженной арматуры в продольных ребрах определяется без учета ненапрягаемой арматуры:

$$A_0 = M / R_b \times b \times h_0^2 = 0,0411 / 15,3 \times 1,43 \times 0,265^2 = 0,0411 / 1,54 = 0,0266 < B_R = 0,38$$

Значит, сжатая арматура по расчету не нужна.

$$\text{Определяем при } A_0 = 0,0266 \approx 0,03; \eta = 0,985; \mu = 0,03 < \mu = 0,51$$

Определяем коэффициент условия работы арматуры:

$$\gamma = \eta - (\eta - 1) \times (2 \times \dots - 1) \leq \eta,$$

$$\eta = 1,15 \text{ – для арматуры А-V}$$

$$\gamma = 1,15 - (1,15 - 1) \times (2 \times 0,03/0,51 - 1) = 1,28 > \eta,$$

Значит $\eta = 1,15$

Определяем площадь сечения предварительно-напряженной арматуры продольных ребер:

$$A_{sp} = (M - R_s \times A_s \times \eta \times h_0) / \gamma \times R_s \times \eta \times h_0 = 0,0411 - 0 / 1,15 \times 680 \times 0,985 \times 0,265 = 0,00021 \text{ м}^2 = 2,1 \text{ см}^2$$

Принимаем 2Ø12 А-V, $A_{sp} = 2,26 \text{ см}^2$

б) Расчет прочности наклонных сечений

Проверяем условие: $Q \leq Q_{b.1} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / c,$

Обеспечивающее прочность плиты без развития наклонных трещин, т.е. при отсутствии поперечной арматуры.

Усилие предварительного напряжения, с учетом

$\gamma = 0,9$ равно

$$P = 0,9 \times 450 \times 0,000226 \text{ м}^2 = 0,092 \text{ МН}$$

$$\varphi_{b4} = 1,5; \varphi_n = 0,2 \times N / R_{bt} \times b \times h_0 \leq 0,5$$

φ_n – коэффициент, учитывающий влияние продольной силы на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = 0,1 \times 0,092 / 1,08 \times 0,195 \times 0,265 = 0,16 < 0,5$$

$$c = 0,25 \text{ л} = 0,25 \times 5,85 \text{ м} = 1,46 \text{ м}$$

$$\text{Т.к. } Q_{b.1} = 1,5 \times (1 + 0,16) \times 1,08 \times 0,195 \times 0,265^2 / 1,46 = 0,018 \text{ МН} < \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0 = 0,6 \times (1 + 0,16) \times 1,08 \times 0,195 \times 0,265 = 0,039 \text{ МН},$$

Где $\varphi_{b3} = 0,6$ – для тяжелого бетона,

Принимаем $Q_{b.1} = 0,039 \text{ МН}$ и проверяем условие $Q = 0,0562 \text{ МН} > Q_{b.1} = 0,039 \text{ МН}$

Значит, необходим расчет поперечной арматуры

Вычисляем величину поперечной силы Q_b , воспринимаемой бетоном сжатой зоны. Т.к. при $b_f' = 3h_f' = 0,195 + 3 \times 0,025 = 0,27\text{м}$

$\varphi_f = 0,75 (b_f' - b) \times h_f' / bh_0 \leq 0,5$ – коэффициент, учитывающий влияния свесов сжатой полки

$$\varphi_f = 0,75 \times (0,27 - 0,195) \times 0,025 / 0,195 \times 0,265 = 0,03 < 0,5$$

из условия : $C_b \leq h_0 \times \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) / \varphi_{b3} (1 + \varphi_n)$

$\varphi_{b2} = 2$ – для тяжелого бетона

$$C_b = 0,265 \times (2 \times (1 + 0,03 + 0,16) / 0,6 \times (1 + 0,16)) = 0,91 \text{ м} < 1,46 \text{ м}$$

При $C = C_b = 0,91 \text{ м}$ определяем

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / C = (2 \times (1 + 0,03 + 0,16) \times 1,08 \times 0,195 \times 0,265^2) / 0,91 = 0,039 \text{ МН}$$

Определяем интенсивность поперечного армирования и упор плиты:

$$q_w = (Q - Q_b)^2 / Q_b \times C_b = (0,0562 - 0,039)^2 / 0,039 \times 0,91$$

$$0,0083 \text{ МН/м} < 0,5 \times R_{bt} \times b = 0,5 \times 1,08 \times 0,195 = 0,11 \text{ МН/м}$$

Условие не выполняется, принимаем $q_w = 0,11 \text{ МН/м}$

Определяем длину проектного опасного наклонного сечения

$$C_0 = h \times \sqrt{(\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b / q_w)} =$$

$$0,265 \times \sqrt{(2 \times (1 + 0,03 + 0,16) \times 1,08 \times 0,195 / 0,11)} = 0,5657 \text{ м} > 2h_0 = 0,53 \text{ м}$$

Уточняем величину q_w при $C_0 = 0,53 \text{ м}$

$$q_w = Q_w / C = (0,0562 - 0,039) / 0,53 = 0,032 < 0,5 \times R_{bt} \times b = 0,11 \text{ МН/м}$$

Максимальный шаг поперечных стержней

$$S_{w,max} = 0,75 \times \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / Q = 0,75 \times 2 \times (1 + 0,03 + 0,16) \times 1,08 \times 0,195 \times 0,265^2 / 0,0562 = 0,47 \text{ м}$$

Требуемая площадь сечения поперечных стержней класса Вр-I, $A_w = 0,5 \text{ см}^2$

Устанавливаем поперечную арматуру на $1/4$ пролета от опор, с шагом $S_w = 0,10 \text{ м} = 100 \text{ мм}$

7) Вычисление геометрических характеристик поперечного сечения плиты.

Используем эквивалентное сечение с учетом принятого количества напрягаемой арматуры и продольных стержней сетки, расположенной в полке. Площадь приведенного сечение:

_____ () _____

$$A_{\text{red}} = (1,43\text{м} - 0,195\text{м}) \times 0,025 + 0,195 \times 0,30 + 6,55 \times 0,000226 + 5,86 \times 0,000020 \times 3 = 0,031 + 0,059 + 0,0015 + 0,0003516 = 0,092\text{м}^2$$

Статический момент этой площади относительно нижней грани:

$$S_{\text{red}} = 0,031 \times (0,3 - 0,0125) + 0,059 \times 0,15 + 0,0015 \times 0,035 + 0,0003516 \times (0,3 - 0,011) = 0,017953 \text{ м}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани с верхней грани:

$$I_{\text{red}} = 0,017953 / 0,092 = 0,19514 \text{ м}$$

$$h - I_{\text{red}} = 0,3 - 0,19514 = 0,1049\text{м}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центров тяжести сечений арматуры A_{sp} и A_{s} :

$$I_{\text{sp}} = 0,19514 - 0,035 = 0,16014\text{м}$$

$$I_{\text{s}} = 0,3 - 0,19514 - 0,011 = 0,0939\text{м}$$

Момент инерции приведенного сечения плиты относительно ее центра тяжести:

$$I_{\text{red}} = (1,43 - 0,195) \times 0,025^3 / 12 + (1,43 - 0,195) \times 0,025 \times (0,1049 - 0,0125)^2 + 0,195 \times 0,3^3 / 12 + 0,195 \times 0,3 \times (0,19514 - 0,15)^2 + 6,55 \times 0,000226 \times (0,19514 - 0,035)^2 + 5,86 \times 0,00002 \times 3 \times (0,1049 - 0,011)^2 = 0,0008666\text{м}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения плиты для нижней грани:

$$W_{\text{red,b}} = 0,0008666 / 0,19514 = 0,004441\text{м}^3$$

Для верхней грани:

$$W_{\text{red,t}} = 0,0008666 / 0,1049 = 0,0082612 \text{ м}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки:

$$r_{\text{b}} = W_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 0,004441 / 0,092 = 0,048272\text{м}$$

то же, до нижней ядровой точки:

$$r_{\text{t}} = 0,0082612 / 0,092 = 0,089796 \text{ м}$$

8. Вычисление предварительных напряжений в арматуре и его потери.

Назначаем величину предварительного напряжения арматуры:

$$\sigma_{\text{sp}} = 748 \text{ МПа}$$

Учитывая, что при механическом способе натяжения арматуры на упоры $p = 0,05 \sigma_{\text{sp}}$, вычисляем:

$$\sigma_{\text{sp}} + p \leq R_{\text{s, ser}}$$

$$\sigma_{\text{sp}} + 0,05 \delta_{\text{sp}} \leq 785\text{МПа}$$

$$\sigma_{\text{sp}} \leq 785 / 1,05 = 748\text{МПа}$$

а) Первые потери

1) От релаксации напряжений в арматуре А-V при механическом способе натяжения:

$$\bar{\sigma}_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \times 748 - 20 = 54,8 \text{ МПа}$$

2) Потери от температурного перепада отсутствуют, т.к. арматура и форма нагреваются в одинаковой степени, т.е. $\bar{\sigma}_2 = 0$

3) От деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, при $\ell = 7\text{м}$: $\Delta \ell = 1,25 + 0,15 \times 12 \text{ мм} = 3,05 \text{ мм}$

$$\bar{\sigma}_3 = 3,05 \times 190000 / 7000 = 82,8 \text{ МПа} = \Delta \ell / \ell \times E_s;$$

4) Трение арматуры при натяжении отсутствует: $\bar{\sigma}_4 = 0$

5) От деформации стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций: $\bar{\sigma}_5 = 30 \text{ МПа}$

Сумма потерь по позициям 1-5:

$$\bar{\sigma}_{\text{los1-5}} = \bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2 + \bar{\sigma}_3 + \bar{\sigma}_4 + \bar{\sigma}_5 = 54,8 + 0 + 82,8 + 0 + 30 = 167,6 \text{ МПа}$$

Предварительное напряжение арматуры перед обжатием бетона:

$$\bar{\sigma}_{sp} = 748 - 167,6 = 580,4 \text{ МПа}$$

Усилие предварительного напряжения:

$$P_0 = \bar{\sigma}_{sp} \times A_{sp} = 580,4 \times 0,000226 = 0,1312 \text{ МН}$$

Максимальное сжимание напряжение бетона от действия силы P_0 определяется:

$$\bar{\sigma}_{b.p.} = P_0 / A_{red} + P_0 \times I_{sp} \times I_{red} / I_{red} = 0,1312 / 0,092 + 0,1312 \times 0,16014 \times 0,19514 / 0,0008666 = 6,16 \text{ МПа}$$

Т.к. $R_{b.p.} = 0,7 \times 30 = 21 \text{ МПа}$

$\bar{\sigma}_{b.p.} / R_{b.p.} = 6,16 / 21 = 0,293 < 0,95$ напряжения в бетоне не превышают максимально допустимых

6) Потери от быстроснатекающей ползучести бетона:

$$\bar{\sigma}_{b.p.} / R_{b.p.} = 6,16 / 21 = 0,293 < \alpha = 0,775, \text{ где}$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{b.p.} = 0,25 + 0,025 \times 21 = 0,775$$

$$\bar{\sigma}_6 = 0,85 \times 40 \times \bar{\sigma}_{b.p.} / R_{b.p.} = 0,85 \times 40 \times 0,293 = 9,96 \text{ МПа}$$

7) Первые потери составляют:

$$\bar{\sigma}_{\text{los1}} = \bar{\sigma}_{\text{los1-5}} + \bar{\sigma}_6 = 167,6 + 9,96 = 177,56 \text{ МПа}$$

Усилие P_0 с учетом первых потерь:

$$P_0' = (748 - 177,56) \times 0,000226 = 0,129 \text{ МН}$$

б) Вторые потери

8) Усадка бетона, подвергнутого тепловой обработке:

$$\bar{\sigma}_8 = 35 \text{ МПа}$$

9) От ползучести бетона с учетом позиций 1,2,3,6:

$$\bar{\sigma}_{b,p} = P_0 / A_{red} + P_0 \times I_{sp} \times I_{red} / I = 0,129 / 0,092 + 0,129 \times 0,16014 \times 0,19514 / 0,0008666 = 6,05 \text{ МПа}$$

$$\bar{\sigma}_{b,p} / R_{b,p} = 6,05 / 21 = 0,29 < 0,75$$

$$\bar{\sigma}_g = 150 \times 0,85 \times 0,29 = 36,98 \text{ МПа}$$

$$\bar{\sigma}_{los2} = 35 + 36,98 = 71,98 \text{ МПа}$$

Суммарная величина потерь:

$$\bar{\sigma}_{los} = 177,56 + 71,98 = 249,54 \text{ МПа}$$

Сила обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma = 0,9$

$$P = (748 - 249,54) \times 0,000226 \times 0,9 = 0,10 \text{ МН}$$

9. Расчет плиты по образованию трещин

Плита покрытия по трещиностойкости относится к 3-й категории, и производится расчет по кратковременному раскрытию трещин.

Эксцентриситет приложения усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$l_{op} = [(748 - 249,54) \times 0,000226 \times 0,16014] / 0,10 = 0,18 \text{ м}$$

Распределяется расчетная нагрузка на плиту при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_n = 0,95$:

$$g = 2,66 \times 3 = 7,98 \text{ кН/м}$$

Изгибающий момент от этой нагрузки в середине пролета плиты:

$$M = 7,98 \times 5,85^2 / 8 = 34,14 \text{ кНм}$$

$$\bar{\sigma}_b = (P_0 (r_b + r_t) + 2 \times R_{bt,ser} \times W_{red,t}) / W_{red,b} = [0,10 \times (0,04827 + 0,089796) + 2 \times 1,8 \times 0,004441] / 0,0082612 = 3,61 \text{ МПа}$$

$$\varphi = 1,6 - \delta_b / R_{bt,ser} = 1,6 - 3,61 / 22 = 1,44 > 1,$$

значит φ принимаем равной 1, поэтому $\tau = \tau_b = 0,048272 \text{ м}$

Проверяем условие: $M_r \leq M_{crc}$

$$\text{Т.к. } M_{crc} = P \times (l_{op} + r_b) + R_{bt,ser} \times W_{pl}$$

$$W_{pl} = \gamma \times W_{red,b} = 1,25 \times 0,004441 = 0,0056 \text{ м}^3$$

Значит, в нормальных сечениях плиты образуются трещины и необходим расчет по их раскрытию.

Проверяем возможность образования верхних трещин.

Максимальный изгибающий момент при $\gamma = 1$, $\gamma = 0,95$ от веса плиты:

$$M_d = 1,52 \times 3 \times 5,85^2 / 8 = 19,5 \text{ кНм} = 0,0195 \text{ МНм}, \text{ где } 1,52 \text{ кН/м}^2 \text{ — вес плиты.}$$

Усилие предварительного напряжения с учетом первых потерь: $P_0^1 = 0,129 \text{ МН}$

Образование верхних трещин определяем по условию:

$$\text{Т.к. } P_0^1 (Y_{sp} - \tau_b) - M_d = 0,129 \times (0,16014 - 0,08979) - 0,0195 = -0,0104 \text{ МНм} <$$

$$R_{bt,ser}^p \times W_{pl,t} = 0,7 \times 1,8 \times 0,01033 = 0,013 \text{ МНм, где}$$

$$W_{pl,t} = \gamma \times W_{red,t} = 1,25 \times 0,0082612 = 0,01033 \text{ м}^3$$

$$R_{bt,ser}^p = 0,7 \times 1,8;$$

Значит, верхние трещины не образуются

б) Расчет по образованию наклонных трещин

Выполняется для 2-х сечений плиты: у грани опоры (сечение I) и на расстоянии ℓ_p от торца (сечении II). Проверка осуществляется для уровня центра тяжести сечения ($y=0,19514\text{м}$)

Рис.6. Приопорный участок плиты покрытия

$$Q = Q_{\max} = 0,5 \times 3\text{м} \times 2,66\text{кН/м}^2 \times 5,85 = 23,34\text{кН}$$

Определяем P_0 в рассматриваемых сечениях. Для этого вычисляем длину зоны передачи напряжений ℓ_p :

$$\ell_p = (W_p \times \bar{\sigma}_s / R_{b,p} + \Delta\lambda) \times d;$$

$$W_p = 0,25 \text{ (табл 5,26; стр 246; «Проектирование ж/б конструкций»)}$$

$$\Delta\lambda = 10$$

$$\ell_p = (0,25 \times (748 - 167,6) / 21 + 10) \times 1,2\text{см} = 20,3\text{см}$$

Для сечения I-I:

$$\ell_x = 10\text{см}; P_{02}^I = 0,10\text{МН} \times 10\text{см} / 20,3\text{см} = 0,05\text{МН}$$

Для сечения II-II:

$$\ell_x = \ell_p = 20,3 \text{ см}; P_{02}^{II} = 0,10\text{МН}$$

Определяем нормальные напряжения δ_x при $y = 0$:

$$\bar{\sigma}_x^I = 0,05\text{МН} / 0,092\text{м}^2 = 0,54\text{МПа}$$

$$\bar{\sigma}_x^{II} = 0,10\text{МН} / 0,092\text{м}^2 = 1,09\text{МПа}$$

Определяем касательные напряжения τ_{xy} :

$$\tau_{xy} = Q \times S_{red} / b \times Y_{red}$$

Для этого вычисляем статический момент приведенной площади части сечения расположенной выше центра тяжести сечения, относительно нулевой линии:

$$S_{\text{red}} = (1,43\text{м} - 0,195\text{м}) \times 0,025\text{м} \times (0,1049\text{м} - 0,0125\text{м}) + 0,0003516 \times (0,1049\text{м} - 0,011\text{м}) + 0,5 \times 0,195\text{м} \times 0,1049^2\text{м} = 0,004033\text{м}^3$$

$$\tau_{xy}^I = \tau_{xy}^{II} = 0,02334 \times 0,004033 / 0,0008666 \times 0,195 = 0,56\text{МПа}$$

Т.к. предварительно напряженная поперечная арматура отсутствует, то $\sigma_y = 0$.

Линейные сжимающие напряжения вблизи места приложения опорных реакций для сечения I-I: $\alpha = x^I / h = 0,03\text{м} / 0,3\text{м} = 0,1$

$$\beta = y / h = 0,195\text{м} / 0,3\text{м} = 0,65$$

Тогда

$$\sigma_{y,\text{los}}^I = \varphi_y \times P / b \times h = [(3-2 \times 0,65) / (1+0,1^2)^2 - 0,65 / (0,1^2 + 0,65^2)^2] \times (2 \times 0,65^2 / 3,14) \times (0,02334 / 0,195 \times 0,3) = -0,1933\text{МПа}$$

Знак «-» показывает, что напряжения сжимающие

Для сечения II-II: $\alpha = x^{II} / h = 0,133\text{м} / 0,3\text{м} = 0,44$

$$\beta = 0,65$$

$$\sigma_{y,\text{los}}^{II} = [(3-2 \times 0,65) / (1+0,44^2)^2 - 0,65 / (0,44^2 + 0,65^2)^2] \times (2 \times 0,65^2 / 3,14) \times (0,02334 / 0,195 \times 0,3) = -0,055\text{МПа}$$

Напряжения сжимающие.

Определяем главные растягивающие и сжимающие напряжения:

$$\sigma_{\text{mt}} = \sigma_x + \sigma_y / 2 \pm \sqrt{((\sigma_x - \sigma_y)^2 + \tau_{xy}^2)}$$

(мс)

Для сечения I-I:

$$\sigma_{\text{mt}}^I = (0,54\text{МПа} - 0,1933\text{МПа}) / 2 \pm \sqrt{((-0,54 - 0,1933)^2 / 2 + 0,56^2)} =$$

(мс)

$$(-0,3667 \pm 0,6694)\text{МПа}$$

$$\sigma_{\text{mt}}^I = (-0,3667 + 0,6694) = 0,3027\text{МПа}$$

$$\sigma_{\text{mc}}^I = (-0,3667 - 0,6694) = -1,04\text{МПа}$$

Для сечения II-II:

$$\sigma_{\text{mt}}^{II} = (-1,09 - 0,055) / 2 \pm \sqrt{((-1,09 - 0,055)^2 / 2 + 0,56^2)} =$$

(мс)

$$(-0,5725 \pm 0,8009)\text{МПа}$$

$$\sigma_{\text{mt}}^{II} = -0,5725 + 0,8009 = 0,2284\text{МПа}$$

$$\sigma_{\text{mc}}^{II} = -0,5725 - 0,8009 = -1,3734\text{МПа}$$

$$\gamma = 0,5 - \text{для бетона В-30}$$

Т.к. / $\sigma_{\text{mc}} / < \gamma \times R_{b,\text{ser}} = 0,5 \times 22\text{МПа} = 11\text{МПа}$

Проверяем условие

$\sigma_{mt} < R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$, для обоих сечений, следовательно, на участках элемента в пределах длины зоны передачи напряжения наклонные трещины не образуются

10. Расчет плиты по раскрытию трещин

В стадии эксплуатации необходим расчет ширины раскрытия нормальных трещин в нижней зоне (наклонные трещины отсутствуют)

Максимальный изгибающий момент от полной нагрузки $M = 34,14 \text{ кНм}$, а момент от продолжительно действующих нагрузок:

$$g_n = 2,2 \text{ кН/м}^2 \times 3 \text{ м} = 6,6 \text{ кН/м}$$

$$M_n = 6,6 \times 5,85^2 / 8 = 23,23 \text{ кНм}$$

Т.к. $M_n / M = 23,23 / 34,14 = 0,83$

$$\varphi_f = [(b_f - b)h_f + (\alpha_s A_{sp} + \alpha_s \times A_s) / 2 \times \nu \times b] / b \times h_0 = ((1,43 \text{ м} - 0,195 \text{ м}) \times 0,025 \text{ м}) / (0,195 \text{ м} \times 0,265 \text{ м}) + (5,86 \times 0,000064) / (0,195 \text{ м} \times 0,265 \text{ м} \times 2 \times 0,45) = 0,61$$

где $\nu = 0,45$

$$\lambda_f = \varphi_f (1 - (h_f / 2 \times 0,265)) = 0,58$$

$$e_{sp} = 0,16014 \text{ м} - 0,18 \text{ м} = -0,02 \text{ м};$$

$$M_s = 0,0341 \text{ МНм} - 0,10 \text{ МН} \times 0,02 \text{ м} = 0,03214 \text{ МНм}$$

$$\delta_s = M_s / R_{b,ser} \times b \times h_0^2 = 0,03214 / 22 \times 0,195 \times 0,265^2 = 0,1067$$

$$e_{s,tot} = |M_s| / |N_{tot}| = 0,03214 \text{ МНм} / 0,10 \text{ МН} = 0,3214 \text{ м}$$

$$M_s \times \alpha_s = 0,000226 \text{ м}^2 / 0,1958 \text{ м} \times 0,265 \text{ м} = 0,00437$$

$$M_s \times \alpha_s = 0,00437 \times 6,55 = 0,0286$$

$$\xi = 1 / [\beta + (1 + 5 (\delta_s + \lambda_f) / 10 M_s \alpha_s)] + [(1,5 + \lambda_f) / (11,5 \times e_{s,tot} / h_0 - 5)]$$

$$\beta = 1,8 \text{ — для тяжелого бетона}$$

$$\xi = 1 / 1,8 + [1 + 5 \times (0,1067 + 0,58)] / 10 \times 0,0286 + [(1,5 + 0,61) / 11,5 \times (0,3214 / 0,265) - 5] = 0,298$$

Плечо внутренней пары сил равно:

$$Z = h_0 \times [1 - (h_f / h_0 \times \varphi_f + \xi^2) / 2 \times (\varphi_f + \xi)] = 0,265 \times [1 - (0,025 / 0,256 \times 0,61 + 0,298^2) / 2 \times (0,61 + 0,298)] = 0,15 \text{ м}$$

$$Z = 0,15 \text{ м} < 0,97 l_{s,tot} = 0,97 \times 0,3214 \text{ м} = 0,31 \text{ м}$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре вычисляем:

$$\sigma_s = M - P_{02} (Z - l_{sp}) / (A_{sp} + A_s) \times Z = 0,03414 - 0,10 \times (0,15 + 0,02) / 0,000226 \times 0,15 = 505 \text{ МПа}$$

Проверяем ширину раскрытия трещин:

$$a_{cr} = \delta \varphi_1 \eta \times \sigma_s / E_s \times 20(3,5 - 100 M_s) \times \sqrt[3]{d},$$

Где $\delta = 1$ — для изгибаемых элементов

$$U_1 = 1; \eta = 1 \text{ — для стержневой арматуры периодического профиля}$$

$$a_{cr} = 1 \times 1 \times 1 \times 505 / 190\,000 \times 20(3,5 - 100 \times 0,00437) \times \sqrt[3]{12} = 0,38 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a = 0,4 \text{ мм}$ (проверяем на непродолжительное раскрытие трещин)

11. Расчет прогиба плиты

При $\ell > 10m$, предельно доступный прогиб равен $1/250$ пролёта, т.е.
 $f_{lim} = \ell / 250 = 5,85m / 250 = 0,0234m$

Для плиты $\ell / h = 5,85m / 0,3m = 19,5m > 10m$. Поэтому полный прогиб плиты принимали равным прогибу f_m , обусловленному деформациями изгиба.

Т.к. в растянутой зоне плиты образуются трещины, полную кривизну определяем:

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_{sh,c}$$

$$(1/r)_1 = 0 \text{ и } (1/r)_2 = 0$$

При определении кривизны учитывали продолжительное действие постоянной нагрузки.

Проверяем наличие трещин при этих нагрузках:

$$Т.к. M_n = 23,23 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0,0232 \text{ МНм} < M_{гр} = 0,11 \text{ МН} \cdot (0,18 \text{ м} + 0,048272 \text{ м}) = 0,025 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Трещины в растянутой зоне не появляются и кривизну $(1/r)_3$ определяем по формуле: $(1/r)_3 = M \times \varphi_{b2} / \varphi_{b1} \times E_b \times I_{red} = 0,02823 \times 2 / (0,82 \times 29000 \times 0,0008666) = 0,00264 = 2,64 \times 10^{-3} 1/m$

Где $\varphi_{b2} = 2$, $\varphi_{b1} = 0,85$

$$(1/r)_{cp} = P_0 \times e_{op} / \varphi_{b1} \times E_b \times I_{red} = 0,10 \text{ МН} \times 0,18 \text{ м} / 0,85 \times 29000 \times 0,0008666 = 0,84 \times 10^{-3} 1/m$$

Относительная деформация бетона, вызванная его укладкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, на уровне центра тяжести сечения растянутой арматуры:

$$\epsilon_{sh,c} = (9,96 \text{ МПа} + 35 \text{ МПа} + 36,98 \text{ МПа}) / 190000 = 0,00043 = 43 \times 10^{-5}$$

При напряжениях обжатия бетона на уровне кратких сжатых волокон от усадки и ползучести бетона потери=0, поэтому $\epsilon_{sh,c} = 0$

Кривизна, обусловленная выгибом плиты от усадки и ползучести бетона, определяется:

$$(1/r)_{sh,c} = (43 \times 10^{-5} - 0) / 0,265 \text{ м} = 1,62 \times 10^{-3} 1/m$$

Прогиб плиты в середине пролёта:

$$A = (5 / 48 \times 2,64 \times 10^{-3} - 1 / 8 \times 0,84 \times 10^{-3} - 1 / 8 \times 1,62 \times 10^{-3}) \times 5,85 \text{ м}^2 = -0,001116 \text{ м}$$

$f = 0,11 \text{ см} < f_{lim} = 2,3 \text{ см}$, т.е. меньше предельно допустимого.

III. §3. Расчёт и конструирование двускатной решётчатой балки покрытия, с предварительно-напряжённой арматурой, пролётом 18м.

Вариант №1

1. Выбор материала для конструирования и расчёта (по КМК.03.01-96)

Бетон класса В-30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, имеющий следующую характеристику:

$$R_{bt} = 12,2 \text{ кгс/см}^2 = 1,2 \text{ МПа}$$

$$R_{bt,ser} = 18,4 \text{ кгс/см}^2 = 1,8 \text{ МПа}$$

$$R_b = 173 \text{ кгс/см}^2 = 17 \text{ МПа}$$

$$E_b = 29\,000 \text{ МПа}$$

$$R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$$

Продольная предварительно- напряженная арматура класса А-V:

$$R_{sn} = R_{s,ser} = 8000 \text{ кгс/см}^2 = 785 \text{ МПа}$$

$$R_s = 6950 \text{ кгс/см}^2 = 680 \text{ МПа}$$

$$E_s = 190\,000 \text{ МПа}$$

Ненапрягаемая арматура класса А-III:

$$R_s = 3750 \text{ кгс/см}^2 = 365 \text{ МПа}$$

$$R_{sw} = 3000 \text{ кгс/см}^2 = 290 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ МПа}$$

2. Определение расчётного пролёта и расчётной схемы.

Рис.7 Расчётная схема балки.

Расчётный пролёт балки по осям опирания принимаем:

$$l_0 = 18 \text{ м} - 0,125 \times 2 = 17,75 \text{ м}.$$

3. Сбор нагрузок на балку.

Нагрузка на 1 п.м. балки.

Табл.2

Вид нагрузки.	норматив	Кэф-т	Расчётная
---------------	----------	-------	-----------

	нагрузка, (кН)	надёж-ти По нагрузке, γ_f	нагрузка (кН)
<u>1. длительно-действующая</u> <u>постоянная:</u>			
А) вес балки покрытия 12,1 т.с.	$g_{с.в}^H = 12100 / 18 = 672,2 \text{ кгс} = 6,72 \text{ кН}$	1,1	$g_{с.в} = 7,4$
Б) вес ж/б, панели покрытия с бетоном замоноличивания 3×6 м.	$1,6 \times 6 = 9,6$	1,1	10,56
В) утеплитель-плиты минераловатные $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$, $\delta = 0,05 \text{ м}$ ($2 \text{ кН/м}^3 \times 0,05 \text{ м} = 0,1 \text{ кН/м}^2$)	$0,1 \times 6 = 0,6$	1,3	0,78
Г) 4-хслойный рубероидн. ковёр на битумной мастике.		1,3	1,56
Д) защитный слой из гравия $\delta = 20 \text{ мм}$.	$0,2 \times 6 = 1,2$	1,3	3,12
	$0,4 \times 6 = 2,4$		
Итого0:	$g^H = 20,52$		
Кратковременная действующая снеговая нагрузка	$0,50 \times 6 = 3$	1,4	4,2
Полная нагрузка	$G^H = 23,52$		$G^P = 27,62$

4. Выявление наиболее опасных сечений для вычисления внутренних усилий М и Q в балке.

Двускатная решётчатая балка покрытия $L=18 \text{ м}$. с предварительно-напряжённой арматурой, подвергается проверочным расчётам (если сечение сплошное) по нормальным сечениям на растягивающие и сжимающие усилия. На приопорных участках проверяется на главные растягивающие напряжения. Кроме того, проверяется по прочности по наклонному сечению,

сопротивление бетона отдельно и железобетона с учётом хомутов и отогнутых стержней.

В обычной двускатной балке с предварительно-напряжёнными стержнями, наиболее опасным сечением является сечение на расстоянии $0,37 \ell_0$.

Т.к. рассматривается двускатная решётчатая балка пролётом 18м., видимо, сечение для определения нормальных напряжений необходимо брать в следующих местах: на опоре за закладными деталями, на расстояниях 0,6м., 3,7м; 4,48м; 5,23м; 5,98м; 6,73м; 7,48м; 8,23м; 8,98м; от опоры. Необходимость определения моментов и перерезывающих сил в этих сечениях обуславливается тем, что ни в технической литературе, ни в проектных организациях г. Ташкента не было хотя бы ориентировочных по этой балке.

По предварительным соображениям можно было полагать, что прочность по нормальному сечению наиболее ослабленной можно предполагать в сечениях 5-5; 7-7(см.рис.8), а так же что если в указанных сечениях нами несущая способность балки по моменту будет больше, чем от внешних нагрузок, необходимость дальнейших проверки в сечении 9-9 отпала.

Кроме того, вопросы трещиностойкости наиболее уязвимыми будут именно в тех сечениях, о которых было упомянуто, т.к. эпюра моментов криволинейная, а эпюра моментов сопротивления прямолинейная, они должны где-то пересечься. Поэтому мы производим проверку прочности сечения 5-5; 7-7. В этих же сечениях производим расчёт прочности балки по трещиностойкости.

Так же производится проверка прочности несущей способности в сечении 7-7 по наклонному сечению. Значению поперечной силы получилось $Q=38\text{т.с.}$ (см. расчёт). Отметим, что сопротивление перерезывающим силам во всех сечения с отверстиями будет почти такое же, что значительно больше максимальной величины поперечной силы $Q=24,5\text{т.}$ (см. табл. 4) поэтому в других сечениях нет надобности производить расчёты.

5. Определение внутренних усилий в сечениях балки.

Высота балки; 890мм. (унифицированный размер);

Скат кровли 1:12;

Высота на коньке: $0,89\text{м.} + 9\text{м} \times 1/12 = 1,64\text{м.}$

Изгибающие моменты и поперечные силы определяем в следующих сечениях балки:

$X_{1-1}=0;$	$X_{2-2}=0,6\text{м};$	$X_{3-3}=3,7\text{м};$
$X_{4-4}=4,48\text{м};$	$X_{5-5}=5,23\text{м};$	$X_{6-6}=5,98\text{м};$

$$X_{7-7}=6,73\text{м};$$

$$X_{8-8}=7,48\text{м};$$

$$X_{9-9}=8,23\text{м}.$$

$$X_{10-10}=8,98\text{м};$$

Рис 8. Расчетные сечения балки покрытия
Изгибающие моменты в нормальных сечениях балки

Табл.3

N сечений	N	X (м).	Постоянная нагрузка M_g^H (т.с.м.)	Полная нагрузка		Примечание
				M_c^H (т.с.м.)	M_c^P (т.с.м.)	
1-1		0	0	0	0	$l_0 = 17,75\text{м}$
2-2		0,6	10,6	12,2	14,3	
3-3		3,7	53,3	61,1	71,7	
4-4		4,48	61,0	69,9	82,1	
5-5		5,23	67,2	77,0	90,5	
6-6		5,98	72,2	82,8	97,2	
7-7		6,73	76,1	87,2	102,4	
8-8		7,48	78,8	90,3	106,1	
9-9		8,23	80,4	92,2	108,2	
10-10		8,98	80,8	92,6	108,8	

$$M = g \cdot x \cdot x / 2 (l_0 - x)$$

$$M_g^H = 2,052 \cdot 0,6 / 2 \cdot (17,75 - 0,6) = 10,6 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \cdot 3,7 / 2 \cdot (17,75 - 3,7) = 53,3 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \cdot 4,48 / 2 \cdot (17,75 - 4,48) = 61,0 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \times 5,23 / 2 \times (17,75 - 5,23) = 67,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \times 5,98 / 2 \times (17,75 - 5,98) = 72,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \times 6,73 / 2 \times (17,75 - 6,73) = 76,1 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \times 7,48 / 2 \times (17,75 - 7,48) = 78,8 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \times 8,23 / 2 \times (17,75 - 8,23) = 80,4 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_g^H = 2,052 \times 8,98 / 2 \times (17,75 - 8,98) = 80,8 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = M_g^H \times 2,352 / 2,052 = M_g^H \times 1,1462$$

$$M_G^H = 10,6 \times 1,1462 = 12,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 53,3 \times 1,1462 = 61,1 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 61,0 \times 1,1462 = 69,9 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 67,2 \times 1,1462 = 77,0 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 72,2 \times 1,1462 = 82,8 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 76,1 \times 1,1462 = 87,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 76,1 \times 1,1462 = 90,3 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 80,4 \times 1,1462 = 92,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_G^H = 80,8 \times 1,1462 = 92,6 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = M_g^H \times 2,762 / 2,052 = M_g^H \times 1,346$$

$$M_{\text{рас}} = 10,6 \times 1,346 = 14,3 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 53,3 \times 1,346 = 71,7 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 61,0 \times 1,346 = 82,1 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 67,2 \times 1,346 = 90,5 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 72,2 \times 1,346 = 97,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 76,1 \times 1,346 = 102,4 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 78,8 \times 1,346 = 106,1 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 80,4 \times 1,346 = 108,2 \text{ тс} \times \text{м}$$

$$M_{\text{рас}} = 80,8 \times 1,346 = 108,8 \text{ тс} \times \text{м}$$

Величина поперечной силы Q на опоре (x = 0) от расчетной нагрузки:

$$Q_{1-1} = g \times \ell_0 / 2 = 2,762 / 2 \times 17,75 = 24,5;$$

Поперечные силы в нормальных сечениях от расчетной нагрузки:

$$Q = g \times (\ell_0 - x) / 2;$$

$$Q_{2-2} = 2,762 \times (17,75 - 0,6) / 2 = 23,7\text{т}$$

$$Q_{3-3} = 2,762 \times (17,75 - 3,7) / 2 = 19,4\text{т}$$

$$Q_{4-4} = 2,762 \times (17,75 - 4,48) / 2 = 18,3\text{т}$$

$$Q_{5-5} = 2,762 \times (17,75 - 5,23) / 2 = 17,3\text{т}$$

$$Q_{6-6} = 2,762 \times (17,75 - 5,98) / 2 = 16,3\text{т}$$

$$Q_{7-7} = 2,762 \times (17,75 - 6,73) / 2 = 15,2\text{Т}$$

$$Q_{8-8} = 2,762 \times (17,75 - 7,48) / 2 = 14,2\text{Т}$$

$$Q_{9-9} = 2,762 \times (17,75 - 8,23) / 2 = 13,1\text{Т}$$

$$Q_{10-10} = 2,762 \times (17,75 - 8,98) / 2 = 12,1\text{Т}$$

Поперечные силы в нормальных сечениях балки (т.с.)

Табл.4

№ сечений	X, (м).	Полная расчётная нагрузка
1-1	0	24,5
2-2	0,6	23,7
3-3	3,7	19,4
4-4	4,48	18,3
5-5	5,23	17,3
6-6	5,98	16,3
7-7	6,73	15,2
8-8	7,48	14,2
9-9	8,23	13,1
10-10	8,98	12,1

6. Расчёт прочности нормальных сечений.

В балках переменной высоты по длине, расчёт прочности нормальных сечений производится в том сечении, где возникают наибольшие напряжения в балке, т.е. для данной балки в сечениях 8-8; 7-7.(см.рис.8).

Высота сечения 8-8: $h_{8-8} = 0,89\text{м} + 7,48\text{м} \times 1/12 = 1,51\text{м}$

Изгибающий момент в сечении: $M_{\text{рас}} = 106,1\text{тс} \times \text{м}$

Рабочая высота: $h_0 = 151\text{см} - 5\text{см} = 146\text{см}$

$$b = 28\text{см}$$

Рис.9

Вычисляем: $A_0 = M / b \times h_0^2 \times R_b \times \gamma = 10610000 / 28 \times 146^2 \times 173 \times 0,9 = 0,1141$

где: γ - коэф-нт условия работы арматуры.

При $A_0 = 0,1141$; $\eta = 0,94$; $\xi = 0,12$

Высота сжатой зоны бетона:

$$X = \xi \times h_0 = 0,12 \times 146 = 17,52$$

Проверяем условие $\xi < \xi_R$

$$\xi_R = \omega / (1 + \delta_{SR} / \delta_{sc,u} (1 - \omega / 1,1));$$

где: $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 17 \times 0,9 = 0,728$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \delta_{sp} - \Delta\delta_{sc}$$

$$\sigma_{SR} = 680 + 400 - 554 - 405 = 121 \text{ МПа}$$

$$\Delta\sigma_{sc} = 1500 \times \delta_{spi} / R_{si} - 1200 = 1500 \times (748 - 20) / 680 - 1200 = 405 \text{ МПа}$$

$$\xi_R = 0,728 / (1 + 121/500 \times (1 - 0,728 / 1,1)) = 0,67$$

$$\xi = 0,12 < \xi_R = 0,67$$

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2 \xi / \xi_R - 1) \leq \eta = 1,15$$

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) (2 \times 0,12 / 0,67 - 1) = 1,25$$

Т.к. $\gamma_{s6} = 1,25 > \eta = 1,15$, принимаем $\gamma_{s6} = 1,15$

где: γ_{s6} - коэффициент условия работы арматуры.

$$X < \xi_R \times h_0$$

$$X = 17,52 \text{ см} < 0,67 \times 146 = 97,82 \text{ см}$$

Площадь напрягаемой арматуры вычисляется по формуле:

$$A_{sp} = M / \eta \times h_0 \times R_s \times \gamma_{s6} = 10610000 / 0,94 \times 146 \times 6950 \times 1,15 = 10,67 \text{ см}^2$$

Принимаем 4Ø20 А-V в качестве преднапряжённой продольной арматуры с общей площадью $A_{sp} = 12,56 \text{ см}^2$.

Рис.10. Схема армирования балки покрытия.

Проверяем прочность нормальных сечений с отверстиями по сечению 7-7:

$$R_s \times A_s + \gamma_{s6} \times R_s \times A_{sp} - R_b \times A_{bc} - R_{sc} \times A_c = 0$$

$$R_s \times A_s + \gamma_{s6} \times R_s \times A_{sp} - R_{sc} \times A_c = R_b \times A_{bc}$$



$$(3750 * 4,52 * 2 + 1,15 * 6950 * 12,56 - 4,52 * 2 * 3750) / 173 * 0,9 = A_{bc}$$

$$A_{bc} = 645 \text{ см}^2$$

$$A_{bc} = b * x = 645 \text{ см}^2 ; x = 645 / b = 645 \text{ см}^2 / 28 \text{ см} = 23 \text{ см}$$

Рис.11.

$$\text{Высота сечения 7-7: } h_{7-7} = 0,89 \text{ м} + 6,73 \text{ м} * 1/12 = 2,7 \text{ м}$$

$$Z_0 = 2535 \text{ мм} = 253,5 \text{ см}$$

$$M = R_s * A_{sp} * Z_0 = 6950 * 12,56 * 253,5 = 22,13 * 10^6 \text{ кг*см} = 221 \text{ тс*м}$$

$$M = 221 \text{ тс*м} > M_{рас} = 102,4 \text{ тс*м}$$

Значит, прочность по нормальному сечению выполняется.

7. Геометрические характеристики поперечных сечений балки.

При расчётах необходимо отношение модулей упругости арматуры и бетона:

$$\alpha = E_s / E_b$$

Для арматуры А-V и бетона В-30:

$$\alpha_1 = 190000 \text{ МПа} / 29000 \text{ МПа} = 6,55$$

Для арматуры А-III и бетона В-30:

$$\alpha_2 = 200000 \text{ МПа} / 29000 \text{ МПа} = 6,89$$

Геометрические характеристики поперечных сечений подсчитываем в нескольких сечениях: 3-3; 4-4; 5-5; 7-7.

Сечение 3-3.

Рис.12



$$h_{3-3} = 0,89\text{м} + 3,7\text{м} \times 1/12 = 1,2 \text{ м}$$

Приведенная площадь сечения:

$$A_{\text{red}} = A_b + \alpha_1 * A_{\text{sp}} + \alpha_2 * A_s + \alpha_2 * A_s' = (28 * 36) * 2 + 6,55 * 12,56 + 6,89 * 4,52 + 6,89 * 4,52 = 2160,5\text{см}^2$$

Статистические моменты площади приведённого сечения относительно оси, проходящей по нижней грани x:

$$S_{\text{red}} = A_b * y_1 + A_b' * y_2 + A_s * y_3 + A_s * y_4 + A_s * y_5 + A_s' * y_6 + A_s' * y_7 = 28 * 36 * 18 + 28 * 36 * 102 + 12,56 * 5 + 2,26 * 3 + 2,26 * 33 + 2,26 * 117 + 2,26 * 87 = 121565\text{см}^2$$

Расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения:

$$y_0 = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 121565 / 2160,5 = 56,3$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{\text{red}} = b * h^3 / 12 + b * h * y_1^2 + b * h^3 / 12 + b * h * y_2^2 + A_s * \alpha_1 * y_3^2 + A_s * \alpha_2 * y_4^2 + A_s * \alpha_2 * y_5^2 + A_s' * \alpha_2 * y_6^2 + A_s' * \alpha_2 * y_7^2 = 28 * 36^3 / 12 + 28 * 36 * 45,7^2 + 28 * 36^3 / 12 + 28 * 36 * 38,3^2 + 12,56 * 6,55 * 51,3^2 + 2,26 * 6,89 * 5,33^2 + 2,26 * 6,89 * 23,3^2 + 2,26 * 6,89 * 30,7^2 + 2,26 * 6,89 * 60,7^2 = 4142795\text{см}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне:

$$W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / y_0 = 4142795 / 56,3 = 73584,3\text{см}^3$$

Расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки:

$$r = \varphi * W_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 1 * 73584,3 / 2160,5 = 34,1$$

Сила обжатия приложена в центре тяжести напряжённой арматуры на расстояние ℓ от центра тяжести приведенного сечения:

$$\ell_{\text{оп}} = 56,3\text{см} - 5 \text{ см} = 51,3$$

Сечение 4-4.

Рис.13

$$h_{4-4} = 0,89\text{м} + 4,48 \times 1/12 = 1,26 \text{ м}$$

$$A_{\text{red}} = 28 * 126 + 6,55 * 12,56 + 6,89 * 4,52 + 6,89 * 4,52 = 3672,5\text{см}^2$$



$$S_{\text{red}} = 28 * 126 * 63 + 12,56 * 5 + 2,26 * 3 + 2,26 * 33 + 2,26 * 123 + 2,26 * 93 = 222896,3 \text{ см}^3$$

$$y_0 = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 222896,3 / 3672,5 = 60,7 \text{ см}$$

$$I_{\text{red}} = b * h^3 / 12 + b * h * y_1^2 + A_s * \alpha_1 * y_2^2 + A_s * \alpha_2 * y_3^2 + A_s * \alpha_2 * y_4^2 + A_s * \alpha_2 * y_5^2 + A_s * \alpha_2 * y_6^2 = 28 * 126^3 / 12 + 28 * 126 * 2,3^2 + 12,56 * 6,55 * 55,7^2 + 2,26 * 6,89 * 57,7^2 + 2,26 * 6,89 * 27,7^2 + 2,26 * 6,89 * 62,3^2 + 2,26 * 6,89 * 32,3^2 = 5081914 \text{ см}^4$$

$$W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / Y_0 = 5081914 / 60,7 = 83722 \text{ см}^3$$

$$r = \varphi * W_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 1 * 83722 / 3672,5 = 22,8 \text{ см}$$

$$l_{\text{op}} = 60,7 - 5 = 55,7 \text{ см}$$

Сечение 5-5

Рис.15

$$S_{\text{red}} = 28 * 36 * 18 + 28 * 36 * 127 + 12,56 * 5 + 2,26 * 3 + 2,26 * 33 + 2,26 * 142 + 2,26 * 112 = 146878$$

$$Y_0 = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 146878 / 2160,5 = 68 \text{ см}$$

$$I_{\text{red}} = 28 * 36^3 / 12 + 28 * 36 * 50^2 + 28 * 36^3 / 12 + 28 * 36 * 59^2 + 12,56 * 6,55 * 63^2 + 2,26 * 6,89 * 65^2 + 2,26 * 6,89 * 35^2 + 2,26 * 6,89 * 74^2 + 2,26 * 6,89 * 44^2 = 6773377$$

$$W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / Y_0 = 6773377 / 68 = 99608,5 \text{ см}^3$$

$$r = \varphi * W_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 99608,5 / 2160,5 = 46,1 \text{ см}$$

$$l_{\text{op}} = 68 \text{ см} - 5 \text{ см} = 63 \text{ см}$$

8. Вычисление потерь предварительного напряжения в арматуре.

Величина предварительного напряжения арматуры назначается не выше:

$$\sigma_{\text{sp}} + p \leq R_{\text{s,ser}}$$

Принимали механический способ напряжения арматуры на упоры. Величина предварительного напряжения в арматуре при $p = 0,05 \delta_{\text{sp}}$ (для механического способа напряжения) назначается

$$\sigma_{\text{sp}} + p \leq R_{\text{s,ser}}$$

$$\sigma_{\text{sp}} + 0,05 \text{ sp} \leq 785 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} = 785 / 1,05 = 748 \text{ МПа}$$

А) первые потери:

1) от релаксации напряжений в арматуре А-V при механич. Способе напряжения:

$$\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20 = 74,8 - 20 = 54,8 \text{ МПа}$$

2) от разницы температур напрягаемой арматуры и напряжённых устройств при $\Delta t = 65^\circ\text{C}$ (для бетона В-30 $1,25\Delta t$)

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

3) от деформации анкеров: $\ell = 19\text{м}$ (при $\Delta \ell = 2\text{мм}$)

$$\sigma_3 = \Delta \ell / \ell * E_s = 0,2 * 190000 / 1900 = 20 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{1,2,3} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 54,8 + 81,25 + 20 = 156,05 \text{ МПа}$$

5) от быстронатекающей ползучести бетона:

Предварительно находим усилие обжатия с учётом потерь по поз. 1, 2, 3.

$$P_1 = A_{sp} * (\sigma_{sp} - \sum \sigma_{1,2,3}) = 12,56 * (748 - 156,05) * (100) = 743489,2\text{Н}$$

$$A_{red} = 2160,5\text{см}^2$$

$$\sigma_{b.p.} = P_1 / A_{red} = 743489,2\text{Н} / 2160,5\text{см}^2 = 344,13\text{Н/см}^2 = 34 \text{ кг/см}^2 = 0,34 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{b.p.} / R_{b.p.} = 0,34 / 0,21 = 0,016, \text{ где}$$

$R_{b.p.} = 0,7 * 30 = 21 \text{ МПа}$ – прочность, при которой будет производиться обжатие

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{b.p.} = 0,25 + 0,025 * 21 = 0,775$$

$\sigma_{b.p.} / R_{b.p.} = 0,016 < 0,775$, поэтому вычисляем по формуле:

$$\sigma_6 = 40 * 0,85 * \sigma_{b.p.} / R_{b.p.} = 40 * 0,85 * 0,016 = 0,54 \text{ МПа}$$

Первые потери составляют:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 156,05 + 0,54 = 156,6 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учётом первых потерь:

$$P'_1 = 12,56 * (748 - 156,6) * (100) = 742798,4\text{Н}$$

Б) Вторые потери.

8) от осадки бетона класса В-30

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$$

9) от ползучести бетона с учётом позиций 1, 2, 3, 6:

$$\sigma_{b.p.} = P_1 / A_{red} = 742798,4\text{Н} / 2160,5 \text{ см}^2 = 343,80\text{Н/см}^2 = 34 \text{ кг/см}^2 = 0,34 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{b.p.} / R_{b.p.} = 0,34 / 21 = 0,016 \text{ } 0,016 < 0,75$$

$$\sigma_9 = 150 * 0,85 * 0,016 = 2,04 \text{ МПа}$$

Сумма вторых потерь:

$$\sigma_{\text{los2}} = 35 + 2,04 = 37,04 \text{ МПа}$$

Сумма всех потерь:

$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los1}} + \sigma_{\text{los2}} = 156,6 \text{ МПа} + 37,04 \text{ МПа} = 193,64 \text{ МПа}$$

Расчётный разброс напряжений при механическом напряжении арматуры равен: $n_p = 4$ шт - число стержней напрягаемой арматуры.

$$\Delta \gamma_{\text{sp}} = 0,5 P / \sigma_{\text{sp}} (1 + 1 / \sqrt{n_p}) = 0,5 * 0,05 * \sigma_{\text{sp}} / \sigma_{\text{sp}} * (1 + 1 / \sqrt{4}) = 0,5 * 0,05 * (1 + 1/2) = 0,038$$

т.к. $\Delta \gamma_{\text{sp}} = 0,038 < 0,1$, то принимаем согласно КМК 2.03.01-96:

$$\Delta \gamma_{\text{sp}} = 0,1$$

Коэффициент точности напряжения арматуры:

$$\gamma_{\text{sp}} = 1 - \Delta \gamma_{\text{sp}} = 1 - 0,14 = 0,9$$

Сила обжатия при $\gamma_{\text{sp}} = 0,9$ и с учётом всех потерь:

$$P = A_s * (\delta_{\text{sp}} - \delta_{\text{los}}) * \gamma_{\text{sp}} = 12,56 * 0,9 * (748 - 193,64) * (100) = 62664854 \text{ Н}$$

9. Расчёт на трещиностойчивости по нормальному сечению.

Расчёт по образованию трещин производим из условия:

$$M_r \leq M_{\text{crs}}$$

Где: M_r - момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассмотренного сечения относительно оси, параллельной нулевой линии.

M_{crs} - момент, воспринимаемый сечением нормальным к продол. оси элемента, при образовании трещин.

Достаточно провести расчёт в наиболее опасных сечениях балки 5-5; 7-7.

Сечение 5-5.

Момент трещинообразования равен:

$$M_{\text{crs}} = R_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}} + M_{\text{гр}}$$

Для сечения 5-5 $M_r = 77 \text{ тс} * \text{м}$

$$M_{\text{гр}} = P * (l_{\text{оп}} + r) = 62664,8 \text{ кгс} * (57,4 \text{ см} + 4,03 \text{ см}) = 6122351 \text{ кгс} * \text{см},$$

где P - равнодействующая усилий в напряжённой арматуре с учётом суммарных потерь,

r - расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки.

$l_{\text{оп}}$ - расстояние от центра тяжести приведённого сечения до центра тяжести напряжённой арматуры, где приложена сила обжатия.

$$W_{\text{pl}} = W_{\text{red}} * \gamma = 86961,2 * 1,75 = 152182,1 \text{ см}^3$$

где: $\gamma = 1,75$ - для прямоугольных сечений, коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения.

Момент трещинообразования равен:

$$M_{crs} = 18,4 * 152182,1 + 6122351 = 2800151 + 6122351 = 8922502 \text{ кгс} * \text{см}$$

Проверяем условие образования трещин:

$$M_r = 77 \text{ тс} * \text{м} < M_{crs} = 89,2 \text{ тс} * \text{м}$$

Условие выполняется, значит трещины в сечении не образуются.

Сечение 7-7.

Момент трещинообразования равен:

$$M_{crs} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{gp}$$

$$M_{gp} = P * (\ell_{op} + r) = 62664,8 \text{ кгс} * (63 \text{ см} + 46,1 \text{ см}) = 6836730 \text{ кгс} * \text{см} = 68,4$$

тс*м

$$W_{pl} = W_{red} * \gamma = 99608,5 \text{ см}^3 * 1,75 = 174315 \text{ см}^3$$

$$R_{bt,ser} = 18,4 \text{ кгс/см}^2 = 1,8 \text{ МПа}$$

$$M_{crs} = 18,4 \text{ кгс/см}^2 * 174315 \text{ см}^3 + 6836730 \text{ кгс/см} = 3207396 + 6836730 = 10044126 \text{ кгс} * \text{см} = 100,4 \text{ тс} * \text{м}$$

Момент в сечение 7-7 от внешних сил равен: $M_r = 87,2 \text{ тс} * \text{м}$

Проверяем условие:

$$M_r = 87,2 \text{ тс} * \text{м} < M_{crs} = 100,4 \text{ тс} * \text{м}$$

Условие выполняется, значит, трещины в сечении не образуются.

10. Расчёт прочности по наклонному сечению.

Расчёт на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе производится из условия:

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

Наиболее ослабленное сечение 7-7 в балке, поэтому проверяем для него вышеуказанные условия.

Коэффициент φ_{w1} , учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяется по формуле:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha * M_w$$

Где: $\alpha = E_s / E_b = 6,89$; $M_w = A_{sw} / b * S = 2,26 / 28 * 46$

A_{sw} - площадь хомутов, нормальных к продольной оси элемента.

S - расстояние между хомутами;

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 * 6,89 * 0,0018 = 1,062$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta * R_b * \gamma_{b2} = 1 - \beta * 17 * 0,9 = 0,85$$

Где: $\beta = 0,01$ – для тяжелого бетона

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 173 \text{ кгс/см}^2$$

Подставляем все коэффициенты в вышеуказанные условия и делаем проверку:

$$Q \leq 0,3 * 1,062 * 0,85 * 173 \text{ кгс/см}^2 * 0,9 * 28\text{см} * 32 \text{ см} = 35418,6\text{кгс} = 35,4\text{тс}$$

$$Q = 15,2\text{тс} < 35,4\text{тс}$$

Значит, прочность по наклонному сечению балки обеспечивается.

В качестве $h_0=32\text{см}$ (высота одной перемычки сечения с пролётом), при этом полагая, что срез произойдёт сначала по верхней перемычке.

11.Расчёт по образованию трещин, наклонных к продольной оси балки.

Расчёт по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, должен производиться из условия:

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} * R_{bt,ser}$$

где: γ_{b4} - коэффициент условия работы бетона, определяемый:

$$\gamma_{b4} = (1 - \sigma_{mc} / R_{bt,ser}) / 0,2 + \alpha * \beta \leq 1,0$$

где: $\alpha = 0,01$ - для тяжёлого бетона;

$B=30$ -класс бетона по прочности на сжатие (МПа)

$$\alpha * \beta \geq 0,3; \quad 0,01 * 30 = 0,3$$

Значения главных растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} определяется:

$$\sigma_{mt(mc)} = (\sigma_x + \sigma_y) / 2 \pm \sqrt{((\sigma_x - \sigma_y) / 2)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Где: σ_x - нормальное напряжение в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия.

σ_y - нормальное напряжение в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил и распределённой нагрузки. $\delta_y = 0$ (в нашей ситуации).

τ_{xy} - касательная напряжение в бетоне от внешней нагрузки и усилия обжатия в следствии предварительного напряжения отогнутых стержней.

Проверяем сечение 7-7 по образованию трещин, наклонных к продольной оси балки.

$$\sigma_x = P / A_{red} = 62664,8\text{кгс} / 2160,5\text{см}^2 = 29,0\text{кгс/см}^2$$

$$Q^H = g * (\ell_0 - x) / 2 = 2.352 * (17.75 - 6.73) / 2 = 13\text{т.с.}$$

$$S = 28\text{см} * 36\text{см} * 59\text{см} + 2,26\text{см}^2 * 6,89 * 74\text{см} + 2,26\text{см}^2 * 6,89 * 44\text{см} = 61309\text{см}^3$$

$$\tau = Q^H * S / I * b = 13\ 000 * 61309 / 6773377 * 28 = 7.9 * 10^8 / 1.9 * 10^8 = 4.2\text{кгс/см}^2$$

$$\sigma_y = 0$$

Значения главных растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне равны:

$$\sigma_{mt(mc)} = 29 / 2 \pm \sqrt{((29/2)^2 + 4,2^2)} = 14 \pm 15,1 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_{mt} = 14 + 15,1 = 29,1 \text{ кгс/см}^2 = 2,91 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mc} = 14 - 15,1 = - 1,1 \text{ кгс/см}^2 = - 0,11 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{b4} = (1 - 1,1/224) / 0,2 + 0,3 = 1,9 > , \text{ Принимаем } \gamma_{b4} = 1$$

где: $R_{b,ser} = 224 \text{ кгс/см}^2$

Проверяем условие:

$$29,1 \text{ кгс/см}^2 = 2,9 \text{ МПа} \leq 1 * 1,8 \text{ МПа},$$

Условие не выполняется, значит на раскрытие трещин, наклонных к продольной оси балки.

12. Расчёт по раскрытию трещин, наклонных к продольной оси балки.

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента при армировании хомутами, нормальными к продольной оси балки, определяется по формуле:

$$a_{cr} = \varphi_1 * (0,6 * \sigma_{sw} * d_w * \eta) / (E_s * d_w / h_0 + 0,15 * E_b (1 + 2\alpha M_w))$$

Где: $\varphi_1 = 1,0$

$\eta = 1,0$ - для стержневой арматуры периодического профиля.

$d_w = 6 \text{ мм}$ - диаметр хомутов;

$$\alpha = E_s / E_b = 6,89; M_w = A_{sw} / b * s = 2,26 / 28 * 46 = 0,0018$$

$$\sigma_{sw} = (Q - Q_{b,1}) / (A_{sw} * h_0) * S$$

$$Q \leq (\varphi_{b4} * 0,8 * (1 + \varphi_n) * R_{bt,ser} * b * h_0^2) / c = Q_{b,1}$$

Где:

$$\varphi_{b3} * (1 + \varphi_n) * R_{bt,ser} * b * h_0 \leq Q_{b1} \leq 2,5 R_{bt,ser} * b * h_0;$$

$$\varphi_n = 0,1 * N / R_{bt,ser} * b * h_0 = 0,1 * 62664,8 \text{ кгс} / 18,4 * 28 \text{ см} * 30 \text{ см} = 0,4;$$

$$R_{bt,ser} = 18,4 \text{ кгс/см}^2 = 1,8 \text{ МПа}$$

$$\varphi_{b3} * (1 + \varphi_n) * R_{bt,ser} * b * h_0 = 0,6 * (1 + 0,4) * 18,4 * 28 * 32 = 12983 \text{ кгс}$$

$$\varphi_{b3} = 0,6 - \text{ для тяжелого бетона}$$

$$2,5 R_{bt,ser} * b * h_0 = 2,5 * 18,4 * 28 * 32 = 38640 \text{ кгс}$$

$$Q_{b,1} = 1,5 * 0,8 (1 + 0,4) * 18,4 * 28 * 32^2 / 13,8 = 56448 \text{ кгс}$$

где: $\varphi_{b4} = 1,5$ для тяжелого бетона

Принимаем $Q_{b,1} = 38640 \text{ кгс} = 386,4 \text{ кН}$

$$\sigma_{sw} = (13000 - 38640) / (2,26 * 32) * 46 = 17396 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_{sw} = 17396 \text{ кгс/см}^2 > R_{s,ser} = 4000 \text{ кгс/см}^2$$

Принимаем $\bar{\sigma}_{sw} = 4000 \text{ кгс/см}^2$

Проверяем условие:

$$a_{crс} = 1 * (0,6 * 4000 * 0,6 * 1) / (2100000 * 0,6/32 + 0,15 * 290000 * (1 + 2 * 6,89 * 0,0018)) = 0,017 \text{ см} = 0,17 \text{ мм} < a_{crс1} = 0,3 \text{ мм}$$

Следовательно, трещины в допустимых нормах, т.к. балка покрытия относится к 3-й категории трещиностойкости с предельно-допустимой шириной раскрытия трещин $a_{crс1} = 0,3 \text{ мм}$. (непродолжительное раскрытие)

13. Расчёт прогиба балки.

Т.к при расчётах выяснилось, что трещин нормальных к продольной оси балки не образуется, значит, полная величина кривизны определяется по формуле:

$$(1/r) = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4$$

$$(1/r)_1 = M / \varphi_{b1} * E_b * I_{red} = 1112469 / 0,85 * 296000 * 6773377 = 0,0000006 \text{ см}^{-1}$$

Где: $\varphi_{b1} = 0,85$ - для тяжёлого бетона.

$$(1/r)_2 = M * \varphi_{b2} / \varphi_{b1} * E_b * I_{red} = 7610000 * 2 / 0,85 * 296000 * 6773377 = 0,0000009 \text{ см}^{-1}$$

Где: $\varphi_{b2} = 2$; $\varphi_{b1} = 0,85$

$$(1/r)_3 = P * l_{op} / \varphi_{b1} * E_b * I_{red} = 62664,8 * 63 / 0,85 * 296000 * 6773377 = 0,0000030 \text{ см}^{-1}$$

$$(1/r)_4 = \epsilon_b - \epsilon_b' / h_0 = 0,0001977 / 30 = 0,0000065 \text{ см}^{-1}$$

$$\epsilon_b = \bar{\sigma}_b / E_s = (\bar{\sigma}_6 + \bar{\sigma}_8 + \bar{\sigma}_9) / E_s = (0,54 \text{ МПа} + 35 \text{ МПа} + 2,04 \text{ МПа}) / 190000 = 53,4 \text{ кгс/см}^2 + 350 \text{ кгс/см}^2 + 20,4 \text{ кгс/см}^2 = 0,0001977$$

$\epsilon_b' = 0$, т.к. на уровне крайнего сжатого волокна предварительно напряжённой арматуры нет.

$$(1/r)_3 + (1/r)_4 \geq P * l_{op} * \varphi_{b2} / \varphi_{b1} * E_b * I_{red};$$

$$P * l_{op} * \varphi_{b2} / \varphi_{b1} * E_b * I_{red} = 62664,8 * 63 * 2 / 0,85 * 296000 * 6773377 = 0,0000046 \text{ см}^{-1}$$

$$(1/r)_3 + (1/r)_4 = 0,0000033 + 0,0000065 = 0,0000098 \text{ см}^{-1}$$

$$0,0000098 \text{ см}^{-1} > 0,0000046 \text{ см}^{-1}$$

Условие выполняется.

$$(1/r) = 0,0000006 \text{ см}^{-1} + 0,0000009 \text{ см}^{-1} - 0,0000030 \text{ см}^{-1} - 0,0000065 \text{ см}^{-1} = 0,000001 \text{ см}^{-1}$$

Прогиб определяем по формуле:

$$f = S * l^2 * (1/r), \text{ где } S = 5/48$$

$$f = 5/48 * 1775^2 * 0,000001 = 0,32 \text{ см}$$

Предельно-допустимый прогиб:

$$f_{\text{пред}} = 1/250 = 1775\text{см} / 250 = 7,1\text{см}$$

Значит прогиб балки в допустимых нормах.

**III. §4. Расчет и конструирование двускатной
решетчатой балки покрытия, с предварительно-напряженной арматурой,
пролетом 18 м.**

Вариант № 2

1.Выбор материала для конструирования и расчета.

Бетон класса В-30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, имеющий следующие характеристики:

$$R_{bt} = 12,2 \text{ кгс/см}^2 = 1,2 \text{ МПа.}$$

$$R_{bt,ser} = 18,4 \text{ кгс/см}^2 = 1,8 \text{ МПа,}$$

$$R_b = 173 \text{ кгс/см}^2 = 17 \text{ МПа.}$$

$$R_{bt,ser} = 22 \text{ МПа.}$$

$$E = 29000 \text{ МПа;}$$

Продольная предварительно – напряженная арматура класса Вр- Пф 5 мм:

$$R_s = 10,45 \text{ МПа} = 10700 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R_{sh} = R_{s,ser} = 1255 \text{ МПа} = 12800 \text{ кгс/см}^2,$$

$$E_s = 200\ 000 \text{ МПа;}$$

Ненапрягаемая арматура класса

А – III :

$$R_s = 3750 \text{ кгс/см}^2 = 365 \text{ МПа;}$$

$$R_{sw} = 3000 \text{ кгс/см}^2 = 290 \text{ МПа;}$$

$$E_s = 200\ 000 \text{ МПа.}$$

2.Определение расчетного пролета расчетной схемы.

$$P = 4,2 \text{ кН.}$$

$$g = 23,42 \text{ кН}$$

$$l_0 = 17750.$$

Рис. 16 Расчетная схема балки

Расчетный пролет балки по осям опирания принимаем;

$$l_0 = 18\text{м.} - 0,125\text{м.} = 17,75\text{ м.}$$

3. Сбор нагрузок на балку.

Нагрузка, собранная на 1 п. м. балки показана в табл. 2. и составляет:

Длительно- действующая постоянная:

$$g^H=20,52\text{ кН}, \quad g^{\text{PAC}}=23,42\text{ кН}$$

кратковременная снеговая нагрузка:

$$p^H=3,0\text{ кН}, \quad p^{\text{PAC}}=4,2\text{ кН}$$

Полная нагрузка:

$$G^H=23,52\text{кН} \quad G^{\text{PAC}}=27,62;$$

4.определение внутренних усилий в сечениях балки.

Высота балки – 890 мм.

Скат кровли 1:12

$$\text{Высота на коньке: } 0,89\text{м} + 9\text{м} \cdot \frac{1}{12} = 1,64\text{ м.}$$

изгибающие моменты и поперечные силы определяем в следующих сечениях балки:

$$\begin{array}{lll} X_{1-1}=0; & X_{2-2}=0,6\text{м.}; & X_{3-3}=3,7\text{м.}; \\ X_{4-4}=4,48\text{м.}; & X_{5-5}=5,23\text{м.}; & X_{6-6}=5,98\text{м.}; \\ X_{7-7}=6,73\text{м.}; & X_{8-8}=7,48\text{м.}; & X_{9-9}=8,23\text{м.}; \\ X_{10-10}=8,98\text{м.}; & & \end{array}$$

Рис. 17 Расчетные сечения балки покрытие.
Изгибающие моменты в нормальных сечениях балки.

Табл. 5

№ № сечений	X (м.)	Постоянная нагрузка M_g^H (Тс.м)	Полная нагрузка		Примечание
			M_G^H (Тс.м)	M_G^P (Тс.м)	
1	2	3	4	5	6
1-1	0	0	0	0	I ₀ =17,75м.
2-2	0,6	0,6	12,2	14,3	
3-3	3,7	3,7	31,1	71,7	
4-4	4,48	4,48	69,9	82,1	
5-5	5,23	67,2	77,0	90,5	
6-6	5,98	72,2	82,8	97,2	
7-7	6,73	76,1	87,2	102,4	
8-8	7,48	78,8	90,3	106,1	
9-9	8,23	80,4	92,2	108,2	
10-10	8,98	80,8	92,6	108,8	

Поперечные силы в нормальных сечениях балки.

(т.с) Табл. 6

№ № сечения	X (м.)	Постоянная расчетная нагрузка

1-1	0	24,5
2-2	0,6	23,7
3-3	3,7	19,4
4-4	4,48	18,3
5-5	5,23	17,3
6-6	5,98	16,3
7-7	6,73	15,2
8-8	7,48	14,2
9-9	8,23	13,1
10-10	8,98	12,1

5 Расчет прочность нормальных сечений.

В балках переменной высоты по длине, расчет прочности нормальных сечений производится в том сечении, где возникает наибольшим напряжения в балке, т.е. для данной балки в сечениях 8-8; 7-7 (см. рис.17)

Сечение 8-8

Высота сечения 8-8: $h_{8-8} = 0,89\text{м} + 7,48\text{м} \cdot \frac{1}{12} = 1,51\text{м}$.

Изгибающий момент в сечении: $M_{\text{рас}} = 106,1\text{тс.м}$.

Рабочая высота:

$H_0 = 151\text{ см.} - 5\text{ см.} = 146\text{ см.}$ $v = 28\text{см.}$

Рис. 18

Вычисления:

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0 \cdot R_b \cdot \gamma_{b2}} = \frac{10610000}{28 \cdot 146^2 \cdot 173 \cdot 0.9} = 0.1141;$$

Где:

$\gamma_{b2} = 0,9$ -коэф-т условия работы бетона.

При $A_0=0,1141$; $\eta=0,94$; $\xi=0,12$.

Высота сжатой зоны бетона:

$$x=\xi \cdot h_0=0,12 \cdot 146=17,52 \text{ см.}$$

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)};$$

Где: $\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_6 \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,728$,

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp};$$

$$\sigma_{sr} = 1045 \text{ МПа} + 400 \text{ МПа} - 902,7 \text{ МПа} = 542,3 \text{ МПа.}$$

$$\xi_R = \frac{0,728}{1 + \frac{542,3}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1.1}\right)} = 0,53;$$

$$\xi = 0,12 < \xi_R = 0,53;$$

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi} - 1\right) \leq \eta = 1,15.$$

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \cdot \frac{0,12}{0,53} - 1\right) = 1,23;$$

т.к. $\gamma_{s6} = 1,23 > \eta = 1,15$, то принимаем

$\gamma_{s6} = 1,15$. -коэф-т условия работы арматуры вычисляется по формуле:

$$A_{sp} = \frac{M}{\eta \cdot h_0 \cdot R_s \cdot \gamma_{s6}} = \frac{10610000}{0,94 \cdot 146 \cdot 10700 \cdot 1,15} = \frac{10610000}{1688738,2} = 6,28 \text{ см}^2;$$

Где: $R^s = 10700 \text{ кгс/см}^2 = 1045 \text{ МПа}$;

Принимаем согласно сортамента проволочную арматуру периодического профиля

V_p -II 36 $\emptyset 5 \text{ мм.}$ с общей площадью $A_{sp} = 7,1 \text{ см}^2$. в качестве предварительно - напряженной продольной арматуры.

Рис. 19 Схема армирования балки покрытия.

Проверяем прочность нормальных сечений с отверстиями по сечению 7-7:

$$R_S \cdot A_S \cdot \gamma_{S6} \cdot R_S \cdot A_{SP} - R_6 \cdot A_{bc} - R_{SC} \cdot A_S = 0$$
$$R_S \cdot A_S + \gamma_{S6} \cdot R_S \cdot A_{SP} - R_{SC} \cdot A_S = R_6 \cdot A_{bc};$$

$$\frac{3750 \cdot 4,52 \cdot 2 + 1,15 \cdot 10700 \cdot 7,1 - 4,52 \cdot 2 \cdot 3750}{173 \cdot 0,9} = A_{b.c.};$$

$$A_{b.c.} = 561 \text{ см}^2.$$

$$A_{b.c.} = b \cdot x = 561 \text{ см}^2; \quad x = \frac{561 \text{ см}^2}{28 \text{ см}} = 20 \text{ см}.$$

Высота сечения 7-7;

$$h_{7-7} = 0,89 \text{ м} + 6,73 \text{ м} \cdot \frac{1}{12} = 2,7 \text{ м}.$$

$$Z_0 = 242 \text{ см}.$$

$$M = R_S \cdot A_{SP} \cdot Z_0 = 10700 \cdot 7,1 \cdot 242 = 18,4 \cdot 10^6 \text{ кг} \cdot \text{см} = 184 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

$$M = 184 \text{ тс} \cdot \text{м} > M_{\text{рас}} = 102,4 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Рис. 20 Значит, прочность по нормальному сечению выполняется.

6. Геометрические характеристики поперечных сечений балки.

Отношение модулей упругости арматуры и бетона:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

Для арматуры Вр=II и бетона В-30:



$$\alpha_1 = \frac{200\,000 \text{ МПа}}{29\,000 \text{ МПа}} = 6,8$$

Для арматуры А- III и бетона В-30:

$$\alpha_2 = \frac{200\,000 \text{ МПа}}{29\,000 \text{ МПа}} = 6,8$$

Сечения 5-5

$$h_{5-5} = 0,89 + 5,23 \cdot \frac{1}{12} = 1,33 \text{ м.}$$

$$A_{red} = A_b + A'_b + \alpha_1 A_s + \alpha_2 A_s + \alpha_2 A_s$$

$$A'_s = (28 \times 36) \times 2 + 6,89 \cdot 7,1 + 7,2 \cdot 4,52 + 7,2 \cdot 4,52 = 2130 \text{ см}^2.$$

$$\begin{aligned} S_{red} &= A_b \cdot y_1 + A'_6 \cdot y_2 + A_s \cdot y_3 + A_s \cdot y_4 + A_s \cdot y_5 + A'_s \cdot y_6 + A'_s \cdot y_7 \\ &= 28 \times 36 \cdot 18 + 28 \times 36 \times 115 + 7,1 \cdot 15 + 2,26 \cdot 3 + 2,26 \cdot 33 + 2,26 \\ &\quad \cdot 130 + 2,26 \cdot 100 = 137772 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

$$I_o = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{134772}{2130} = 63,3 \text{ см.}$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_c^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_2^2 + A_s \cdot \alpha_1 \cdot y_3^2 + A_s \cdot \alpha_2 \cdot y_4^2 + A_s \cdot \alpha_2 \cdot y_5^2 \\ &\quad + A'_s \cdot \alpha_2 \cdot y_6^2 + A'_s \cdot \alpha_2 \cdot y_7^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{28 \times 36^3}{12} + 28 \times 36 \times 45,3^2 + \frac{28 \times 36^3}{12} + 28 \times 36 \times 51,7^2 + 7,1 \cdot 6,9 \cdot 48,3^2 + 2,26 \\ &\quad \cdot 7,2 \cdot 60,3^2 + 2,26 \cdot 7,2 \cdot 30,3^2 + 2,26 \cdot 7,2 \cdot 36,7^2 + 2,26 \cdot 66,7^2 \\ &= 5263209 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_o} = \frac{5263209}{y_o} = 83147,1 \text{ см}^3.$$

$$R = y \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{83147,1}{2130} = 39 \text{ см}$$

где : $\varphi = 1$

$$l_{op} = 63,3 - 15 \text{ см.} = 48,3 \text{ см.}$$

Сечения 7-7.

$$h_{7-7} = 0,89 + 6,73 + \frac{1}{12} = 1,45 \text{ см}$$

_____ () _____

$$I_{red} = A_b + A'_b + \alpha_1 \cdot A_s + \alpha_2 \cdot A'_s + \alpha_2 \cdot A'_s = (28 \times 36) \times 2 + 7,1 \cdot 6,9 + 7,2 \cdot 4,52 + 7,2 \cdot 4,52 = 2130 \text{ см}^2.$$

Рис. 22

$$S_{red} = A_b + y_1 + A'_b \cdot y_2 + A_s \cdot y_3 + A_s \cdot y_4 + A_s \cdot y_5 + A'_s \cdot y_6 + A'_s \cdot y_7 = 28 \times 36 \times 18 + 28 \times 36 \times 127 + 7,1 \cdot 15 + 2,26 \cdot 3 + 2,26 \cdot 33 + 2,26 \cdot 142 + 2,26 \cdot 112 = 146922 \text{ см}^3.$$

$$y_o \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{146922}{2130} = 68,9 \text{ см.}$$

$$I_{red} = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_1^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_2^2 + A_s \cdot \alpha_1 \cdot y_3^2 + A_s \cdot \alpha_2 \cdot y_4^2 + A_s \cdot \alpha_2 \cdot y_5^2 + A'_s \cdot \alpha_2 \cdot y_6^2 + A'_s \cdot \alpha_2 \cdot y_7^2 = \frac{28 \times 36^3}{12} + 28 \times 36 \cdot 50,9^2 + \frac{28 \times 36^3}{12} + 28 \times 36 \times 58,1^2 + 7,1 \cdot 6,9 \cdot 53,9^2 + 2,26 \cdot 7,2 \cdot 65,9^2 + 2,26 \cdot 7,2 \cdot 35,9^2 + 2,26 \cdot 7,2 \cdot 73,1^2 + 2,26 \cdot 7,2 \cdot 43,1^2 = 6583021 \text{ см}^2$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_o} = \frac{6583021}{68,9} = 95544,6 \text{ см}^3$$

$$r = y \cdot \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{95544,6}{2130} = 44,9 \text{ см.}$$

$$l_{op} = 68,9 \text{ см} - 15 \text{ см.} = 53,9 \text{ см.}$$

7. Вычисление потерь предварительного напряжения в арматуре.

Величина предварительного напряжения арматуры назначается не выше:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}$$

$$\sigma_{sp} + 0,005 \delta_{sp} \leq 1255 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} \leq \frac{1255}{1,05} = 1195 \text{ МПа};$$

а) Первые потери.

1) От релаксации напряжений в арматуре Вр-II при механическом способе натяжения:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \cdot \frac{\delta_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \cdot \sigma_{sp} = \left(0,22 \cdot \frac{1195}{1255} - 0,1 \right) \cdot 1195 = 130,8 \text{ МПа}$$

2) От разницы температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств при

$$\Delta t = 65^{\circ}\text{C} \text{ (для бетона } B - 30 \text{ } 1.25\Delta t). \sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа}$$

3) От деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств ($\Delta l = 2 \text{ мм.}$)

$$\sigma_3 \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \frac{0.2 \cdot 200\,000}{1900} = 21 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{1,2,3} = 130,8 + 81,25 + 21 = 233,05 \text{ МПа}$$

4) От быстро натекающей ползучести бетона.

Предварительно найдем усилие обжатия с учетом потерь по поз. 1,2,3.

$$P_1 = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \Sigma \sigma_{1,2,3}) = 7.1 \cdot (11950 - 2330.5) = 68298 \text{ кг.с.}$$

$$A_{red} = 2130 \text{ см}^2$$

$$\sigma_{в.р.} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{68298}{2130} = 32,1 \text{ кгс/см}^2 = 3,21 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{в.р.}}{R_{в.р.}} = \frac{3,21}{21} = 0,15 < \alpha = 0,775; \text{ значит}$$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{в.р.}}{R_{в.р.}} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,15 = 5,1 \text{ МПа}$$

Где: $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{в.р.} = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$.

Первые потери составляют:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 233,05 + 5,1 = 238,2 \text{ МПа}$$

Усилие обжатия с учетом первых потерь равно:

$$P_1^1 = 7,1 \cdot (11950 - 2382) = 67933 \text{ кг.с}$$

б) вторые потери.

8) От усадки бетона:

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$$

9) От ползучести бетона с учетом позиций 1,2,3,6:

$$\sigma'_{в.р.} = \frac{P_1^1}{A_{red}} = \frac{67933 \text{ кг.с}}{2130 \text{ см}^2} = 31,9 \text{ кгс/см}^2 = 3,2 \text{ МПа}$$

$$\frac{\sigma_{в.р.}}{R_{в.р.}} = \frac{3,2}{21} = 0,15 < 0,175 \text{ поэтому вычисляем по ф-ле;}$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,15 = 19,1 \text{ МПа}$$

Сумма всех потерь:

$$\sigma_{los1} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 238,2 \text{ МПа} + 54,1 \text{ МПа} = 292,3 \text{ МПа}$$

Сила обжатия при $\gamma_{sp} = 0.9$ и с учетом всех потерь:

$$P = 7,1 \cdot (11950 - 2923) \cdot 0,9 = 57682,5 \text{ кг.с}$$

Расчетный разброс напряжений при механическом натяжении арматуры равен:

При $h_p 36$ шт. – число свержений напрягаемой арматуры.

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \cdot \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{h_p}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,05 \delta_{sp}}{6 \sigma_{sp}} \cdot \left(1 + \frac{1}{6} \right) = 0,03$$

Т.к. $\Delta\gamma_{sp} = 0,03 < 0,1$, то принимаем $\Delta\gamma_{w1}\gamma_{sp} = 0,1$ тогда: $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1,03$

8) Расчет на трещиностойкость по нормальному сечению

Расчет по образному трещин производим из условия:

$$M_{cr} = 1,84 \cdot 145507,4 + 5035682,2 = 7713018 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 77,1 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

Проверяем условие:

$$M_r = 77 \text{ тс} \cdot \text{м} \leq M_{cr} = 77,1 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

Условие выполняется, значит трещины в сечении не образуется.

Сечение 7-7

Момент трещинообразования равен:

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

$$M_{rp} = P \cdot (l_{op} + r) = 57682,5 \cdot (53,9 + 44,9) = 5699031 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 56,99 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$W_{pe} = W_{red} \cdot \gamma = 95544,6 \cdot 1,75 = 167203,1 \text{ см}^3$$

$$R_{bt,ser} = 18,4 \text{ кгс/см}^2 = 1,8 \text{ МПа}$$

$$M_{cr} = 1,84 \cdot 167203,1 + 5699031 = 8775568 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$$M_{cr} = 87,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

Проверяем условие:

$$\text{Момент в сечении от внешних сл равен: } M_r = 87,2 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

$$M_r = 87,2 \text{ тс} \cdot \text{м} < M_{cr} = 87,8 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

Условие выполняется, значит трещины не образуется.

9. Расчет прочности по наклонному сечению.

Расчет на действие поперечной силы, для обеспечения, прочности по наклонной полосе, производится из условия:

$$Q \leq 0,39 w_1 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_6 \cdot b \cdot h_0;$$

Наиболее ослабленное сечение 7-7 в балке, поэтому проверяем для него вышеуказанное условие.

Коэффициент γ_{w1} , учитывающий влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяется

по формуле:

$$\gamma_{w1} = 1 + 5 \alpha \cdot \mu_w;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_s} = 6,89; \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2,26}{28 \cdot 51} = 0,0016$$

где: A_{sw} = площадь хомутов, нормальных к продольной оси элемента.

S = расстояние между хомутами.

$$J_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,85$$

Где: $\beta = 0,01$ – для тяжелого бетона;

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 173 \text{ кгс/см}^2$$

Подставляем все коэффициенты в выше указанное условие и делаем проверку:

$$Q \leq 0,3 \cdot 0,1062 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 173 \cdot 28 \cdot 33 = 38,8 \text{ тс.}$$

$$15,2 \text{ т.с.} < 38,8 \text{ тс.}$$

Условие выполняется, значит прочность по наклонному сечению балки обеспечивается.

В качестве $h_0 = 33$ см. (высота одной перемычки сечения с проемом), при этом полагая, что срез произойдет сначала по верхней перемычке.

10. Расчет по образованию трещин наклонных к продольной оси балки.

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента производится из условия:

$$\sigma_{mt} = \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser}$$

Где; γ_{b4} – коэффициент условия работы бетона, определяемый :

$$\gamma_{b4} = (1 - \sigma_{mc}/R_{(b,ser)}) / (0,2 + \alpha B) \leq 1,0$$

Где: $\alpha = 0,01$ – для тяжелого бетона, определяемый.

$B = 30$ -класс бетона по прочности на сжатие;

$$\alpha \cdot B \geq 0,3; \quad 0,01 \cdot 30 = 0,3$$

Значения главных растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне:

$$\sigma_{mc}(мс) = \frac{R_{be,ser} + \sigma_\gamma}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_\gamma}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2};$$

Проверяем сечение 7-7 по образованию трещин, наклонных к продольной оси балки.

$$\sigma_x = \frac{P}{A_{red}} = \frac{57682,5}{2130} = 27,1 \text{ кгс/см}^2 = 2,71 \text{ МПа}$$

$$\tau = \frac{Q^H \cdot S}{J \cdot b} = \frac{13000 \cdot 70046}{6583021 \cdot 28} = 4,95 \text{ кгс/см}^2 = 0,5 \text{ МПа}$$

$$S = 28 \times 46 \times 53,1 + 2,26 \cdot 6,89 \cdot 73,1 + 2,26 \cdot 6,89 \cdot 33,1 = 70046 \text{ см}^2$$

$$Q^4 = \frac{g \cdot (l_0 - x)}{2} = \frac{2,352 \cdot 917,75 - 6,73}{2} = 13 \text{ т.с.} = 130 \text{ кН}$$

$$\sigma_y = 0$$

Главные растягивающие и сжимающие напряжения в бетоне равны:

$$\sigma_{mc}(мс) = \frac{27,1}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{27,1}{2}\right)^2 + 4,95^2} = 13,55 \pm 14,44 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_{mc} = 13,55 + 14,4 = 27,95 \text{ кгс/см}^2 = 2,8 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mc} = 13,55 - 14,4 = -0,85 = -0,085 \text{ МПа}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1-0.85/224}{0.2+0.3} = 1.99 > 1 \text{ значит принимаем } \gamma_{b4} = 1$$

Где: $R_{b,ser} = 224 \text{ кгс/см}^2 = 22 \text{ МПа}$

Проверяем условия:

$$2,8 \text{ МПа} \leq 1 \cdot 1,8 \text{ МПа}$$

Условия не выполняется, значит необходимо проверять на раскрытие трещин, наклонных к продольной оси балки.

11. Расчет по раскрытию трещин наклонных к продольной оси балки.

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси балки при армировании хомутами, нормальными к продольной оси балки опре-ся по формуле:

$$a_{crc} = \gamma_1 \frac{0.6 \cdot \sigma_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \cdot \frac{d_w}{h_0} + 0.15 E_b (1 + 2 \alpha \mu_w)}$$

Где: $\gamma_1 = 1,0$; $\eta = 1,2$ – для проволочной арматуры периодич. Профиля.
 $\alpha_w = 6 \text{ мм}$. – диаметр хомутов.

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = 6,89; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{2.26}{28 \cdot 51} = 0.0016$$

$$b_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} \cdot h_0} \cdot S \leq R_{s,ser};$$

$$Q \leq Q_{b1} = \frac{\varphi_{b4} \cdot 0.8 \cdot (1 + \varphi_h) \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0^2}{c};$$

$$\text{где: } \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0 \leq Q_{b1} \leq 2.5 R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0$$

Вычисляем:

$$\varphi_h = 0.1 \cdot \frac{N}{R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0} = 0.1 \cdot \frac{57682.5}{18.4 \cdot 28 \cdot 33} = 0.34$$

$$\varphi_{b3} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 * (1 + 0.34) \cdot 18.4 \cdot 28 \cdot 33 = 13669 \text{ кгс} \\ = 137 \text{ кН}$$

Где: $\varphi_{b3} = 0,6$ – для тяжелого бетона

$$2,5 R_{bt,ser} \cdot b \cdot h_0 = 2.5 \cdot 18,4 \cdot 28 \cdot 33 = 42504 \text{ кгс} = 425 \text{ кН}$$

$$Q_{b1} = \frac{1,5 \cdot 0.8 \cdot (1 + 0.34) \cdot 18.4 \cdot 28 \cdot 33^2}{13.8} = 65375 \text{ кгс} = 653 \text{ кН.}$$

Где: $\varphi_{b4} = 1.5$ – для тяжелого бетона.

Принимаем $Q_{b1} = 425.0 \text{ кН}$

$$\sigma_{sw} = \frac{15200 - 42504}{2.26 \cdot 33} \cdot 51 = \frac{20175.7 \text{ кгс}}{\text{см}^2} = 2017,6 \text{ МПа}$$

Т.к.

$$\sigma_{sw} = 2017.6 \text{ МПа} > R_{s,ser} = 400 \text{ МПа}$$

Принимаем $\sigma_{sw} = 400 \text{ МПа}$

Проверяем условие ширины раскрытия трещин:

$$\alpha_{crc} = 1 \frac{0,6 \cdot 4000 \cdot 0,6 \cdot 1,2}{2\,000\,000 \cdot \frac{0,6}{33} + 0,15 \cdot 296000(1 + 2 \cdot 6,89 \cdot 0,0016)} = 0,021 \text{ см.}$$

$$= 0,21 \text{ мм.}$$

Т.к. балка относится к 3-й категории трещиностойкости с предельно-допустимой шириной раскрытия трещин $\alpha_{crc} = 0,3 \text{ мм.}$ (не продолжительное раскрытие), следовательно:

$$\alpha_{crc} = 0,21 \text{ мм.} < \alpha_{crc1} = 0,3 \text{ мм,}$$

Т.е. в допустимых нормах.

12. Расчет прогиба балки.

Т.к. при расчетах выяснилось, что трещин, нормальных к продольной оси балки не образуется, значит полная величина кривизны определится по ф-ле:

$$\frac{1}{r} + \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{1112469}{0,85 \cdot 296000 \cdot 6583021} = 0,000\,006 \text{ мм} = 0,00006 \frac{1}{\text{см}}$$

Где: $\varphi_{b1} = 0,85$; $E_b = 296\,000 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2} = 29600 \text{ МПа}$

$$J_{red} = 6583021 \text{ см}^4$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M \cdot y_{br}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{7610000 \cdot 2}{0,85 \cdot 296000 \cdot 6583021} = 0,00091 \text{ см}^2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot l_{op}}{y_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{57682,5 \text{ кгс} \cdot 53,9 \text{ см}}{0,85 \cdot 296000 \cdot 6583021} = 0,00000191 \text{ см}^1$$

где: P – усилие обжатия при предварит, напряжении.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\epsilon_b \epsilon_b}{h_0} = \frac{0,0001385 \text{ см}^1}{32 \text{ см.}} = 0,1111141 \text{ см}^1$$

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s} = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s} = \frac{51 + 350 + 191}{2\,000\,000} = 0,0001385 \frac{1}{\text{см}}$$

При этом $\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 \geq \frac{P \cdot l_{op} \cdot y_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}} = \frac{57682,5 \cdot 53,9 \cdot 2}{0,85 \cdot 296000 \cdot 6583021} = 0,0000037 \frac{1}{\text{см}};$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 0,000019 \text{ см}^1 + 0,000041 \text{ см}^1 = 0,000060 \text{ см}^1$$

Условия выполняется.

$$\left(\frac{1}{r}\right) = 0,00006\frac{1}{\text{см}} + 0,000091\frac{1}{\text{см}} + 0,000019\frac{1}{\text{см}} + 0,0000041\frac{1}{\text{см}} = 0,000114\frac{1}{\text{см}}$$

Прогиб определяем по формуле:

$$f = S \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \quad \text{где } S = \frac{5}{48}$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 1775^2 \cdot 0,000114 = 571 \text{ см}$$

Нагрузка	Нормат. нагрузка кН/м ²	Коэф-т Надежности по нагрузке γ_f	Расчетн. Нагрузка кН/м ²

Предельно – допустимый прогиб;

$$f_{\text{пред}} = \frac{l}{250} = \frac{1775 \text{ см}}{250} = 7,1 \text{ см}$$

Прогиб в допустимых нормах.

1.Ж/б ребристые плиты покрытия, размером 3мх6м в плане, с учетом заливки швов.	1,6	1,1	1,76
2.утеплитель минераловатные J=200кг/м ³ б=0,05м (2кН/м ³ ·0,05м=0,1кН/м ²)	0,1	1,3	0,13
3.4-х слойный руби-родный ковер на битумной мастике	0,2	1,3	0,26
4.защитный слой из гравия б=20мм.	0,4	1,3	0,52
Итого :	2,3	-	2,67

IV§5. Конструирование и расчет рамы каркаса.

1.Исходные данные для расчета.

а) Класс бетона В-15 с характеристиками:

$$R_b = 8.85 \text{ МПа} \quad R_{bt} = 0.8 \text{ МПа}$$

$$R_{b,ser} = 11.5 \text{ МПа} \quad R_{bt,ser} = 1,2 \text{ МПа}$$

$$E_b = 20500 \text{ МПа}$$

б) Класс бетона В-10 с характеристиками:

$$R_b = 6,0 \text{ МПа} \quad R_{bt} = 0.57 \text{ МПа}$$

$$R_{b,ser} = 7,5 \text{ МПа} \quad R_{bt,ser} = 0,85 \text{ МПа}$$

$$E_b = 16\ 000 \text{ МПа}$$

Все характеристики материалов выбраны из КМК2,03,01-96.

2. Определение нагрузок на раму.

Поперечную раму рассчитываем на действие: постоянной нагрузки, состоящей из веса конструкций: покрытие, стен крановых , нагрузок веса снега на покрытий давления ветра.

а)Постоянная нагрузка.

Нагрузка от веса покрытия

Расчетное опорное давление балки:

$$- \text{от покрытия: } 2,67 \text{ кН/м}^2 \times 6 \text{ м} \times \frac{18 \text{ м}}{2} = 144,18 \text{ кН}$$

$$\text{- от балки: } \frac{121кН}{2} = 1 = 666кН$$

Где: $\gamma_f=1,1$ -коэф-нт надежности по нагрузке;
121кН – собственный вес балки.

Расчетная нагрузка от веса покрытия с учетом коэф-та надежности по назначению здания $\gamma_h=0,95$

На крайнюю колонну:

$$F_1=(144,18+66,6) \cdot 0,95=200,24кН$$

На среднюю колонну:

$$F_2=2F=400,48кН$$

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок:

$$F_2= G_h \cdot \gamma_h \cdot \gamma_f=4,21,1 \cdot 0,95=43,89кН$$

где: $G_h=42кН \cdot 4,15м$ -вес подкрановой балки, длиной 6м

Расчетная нагрузка от веса колонн крайние колонны;

- над крановая часть :

$$F_3=0,4 \times 0,8м \times 7,15 \times 25кН/м^3 \times 11 \times 0,95= 59,8кН$$

Средние колонны: над крановая часть

$$F_5 = 0,6м \times 0,4м \times 3,8м \times 25кН/см^3 \times 1,1 \times 0,95 = 23,8 кН$$

- подкрановая часть.

$$F_6 = 60кН$$

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления не учитывается, т.к. колонна крайнего ряда рассчитывается возле температурного шва, где стеновых панелей нет. (ряд Д.)

б) Временные нагрузки.

1.Снеговая нагрузка.

Вес снегового покрова на $1м^2$ площади горизонтальной проекции покрытия для I-го р-на, согласно главе КМК II-6-96 Воздействия и нагрузки, с учетом коэффициента перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие $C_0=1$: $S_h=0,5кН/м^3$

расчетная снеговая нагрузка при $\gamma_f=1,4$ равна:

- на крайние колонны:

$$F_7 = S_h \times a \times \left(\frac{l}{20} \right) \times \gamma_f \times \gamma_h = \frac{0,5кН}{м^2} \times 6м^2 \times \frac{18м}{2} \times 1,4 \times 0,95 = 35,91кН.$$

- на средние колони:

$$F_8=2 \cdot F_7=2 \cdot 35,91=7182кН$$

2.Крановые нагрузки.

Вес поднимаемого краном груза $Q=10кН$

Пролет крана: $18м-2 \cdot 0,75м=16,5м$

Согласно стандарта на мостовые краны, ширина крана $M=5400\text{мм}$; база крана $K=4400\text{мм}$; Вес тележки крана $G_h=24\text{кН}$

$$F_{h,\max}=85\text{кН}; \quad F_{h,\min}=23\text{кН}$$

$$F_{h,\min}=\frac{Q+Q_g+G_h}{2} - F_{h,\max} = \frac{10+9,2\text{м}+2,4\text{м}}{2} \cdot 8,5\text{т} = 2,3\text{м} = 23\text{кН}$$

где: Q – грузоподъемность крана;

Q_g – масса моста крана;

G_h – масса тележки.

расчетные максимальное давление на колесо крана при $\gamma_f=1,1$

$$F_{\max} = 85\text{кН} \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 88,83\text{кН}$$

$$F_{\min} = 23\text{кН} \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 24,04\text{кН}.$$

Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо:

$$H_{\max} = \frac{Q+G_h}{20} \cdot 0,5\gamma_f \cdot \gamma_h = \frac{100+24}{20} \cdot 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3,24\text{кН}$$

Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэф-том сочетаний $\gamma_i=0,85$

$$D_{\max} = F_{\max} \cdot \gamma_i \cdot \Sigma y = 88,83\text{кН} \cdot 0,85 \cdot 2,20 = 166,11\text{кН}$$

$$D_{\min} = F_{\min} \cdot \gamma_i \cdot \Sigma y = 24,04\text{кН} \cdot 0,85 \cdot 2,20 = 44,95\text{кН}$$

Где: $\Sigma y = 2,20$ – сумма ординат линии влияния давления двух подкрановых балок на колонну $\Sigma y = 0,2667 + 1 + 0,8333 + 0,1 = 2,20$

Рис. 23 Линия влияния давления на колонну

Вертикальная крановая нагрузка на колонну от четырех сближенных кранов на средней колонну с коэф-том сочетаний $\gamma_i=0,7$;

$$2 D_{\max} = 2 \cdot 166,11 \cdot 0,7 \cdot 2,20 = 511,62\text{кН}$$



Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух кранов при поперечном торможении. $N = N_{ма} \cdot \gamma_i \cdot \Sigma y = 3.24 \cdot \Sigma y = 0.85 \cdot \Sigma y = 2.20 = 6.06 \text{ кН}$

3. Ветровая нагрузка.

Скоростной напор ветра по главе КМК II-6-96 «Воздействия и нагрузки», для III района, местности типа А для части здания, высотой до 10М от поверхности земли:

$$\omega_{h1} = 450 \text{ н/м}^2$$

Тоже, высотой до 20м при коэф-те учитывающем изменение скоростного напора по высоте $k=1,25$

$$\omega_{h2} = k \cdot \omega_{h1} = 1,25 \cdot 450 = 562,5 \text{ н/м}^2$$

В соответствие с линейной интерполяцией на высоте +12,585м имеем:

$$\omega_{h3} = \omega_{h1} + [(\omega_{h2} - \omega_{h1})/10] \cdot (H_l - 10) = 450 + [(562,5 - 450)/10] \cdot (12,585 - 10) = 479,08 \text{ н/м}^2$$

Тоже, на высоте +10,8м:

$$\omega_{h4} = 450 + [(562,5 - 450)/10] \cdot (10,8 - 10) = 459 \text{ н/м}^2$$

Переменный по высоте скоростной напор ветра заменяем равномерно-распределенным, эквивалентным по моменту в заделке консольной балки, длиной 10,8м:

$$\omega_h = \frac{2 \cdot M_{act}}{H^2} = \left\{ 2 \cdot \left[\frac{459 \text{ н/м}^2 + 450 \text{ н/м}^2}{2} (10,8 - 10) \cdot \left(\frac{10,8 - 10}{2} + 10 \right) + 450 \text{ н/м}^2 \cdot \frac{10^2}{2} \right] \right\} / 10,8^2 = 450,6 \text{ н/м}^2$$

Аэродинамические коэф-ты равны:

с наветренной стороны: $c=0,8$

с подветренной стороны: $c = -0,6$

расчетная равномерно-распределенная ветровая нагрузка на колонны до стм. +10,8 м при коэф-ты надежности по назначению $\gamma_f=1,2$

с наветренной стороны :

$$v = \omega_h \cdot \gamma_f \cdot \gamma_h \cdot 0,8 = 450,6 \text{ н/м}^2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,8 = 2465,7 \text{ кН/м}$$

с подветренной стороны.

$$v = \omega_h \cdot a \cdot \gamma_f \cdot \gamma_h \cdot 0,6 = 450,6 \text{ н/м}^2 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,6 = 1849,3 \text{ кН/м} = 1,849 \text{ кН/м}$$

расчетная, сосредоточенная ветровая нагрузка выше отметки +10,8м:

$$W_0 = \frac{\omega_{h3} + \omega_{h4}}{2} (H_l - H) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_h \cdot (0,8 + 0,6) = \frac{0,4791 \text{кН/м}^2 + 0,4590 \text{кН/м}^2}{2} (12,585 \text{м} - 10,8 \text{м}) \cdot 6 \text{м} \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot (0,8 + 0,6) = 7,45 \text{кН}$$

3. Расчетные схемы для определения усилий в колоннах рамы

Выполняется расчет колонн по рядам.

Д.И

Рис. 24 Расчетная схема поперечной рамы и схема нагрузок

Рис. 25 Копределению эксцентриситетов продольных сл в крайних колоннах



Рис. 26 К определению реакций в колоннах от нагрузок.

4.Определение усилий в колоннах рамы.



Расчет рамы выполняем методом перемещений.

Неизвестным является Δ_1 – *горизонтальное перемещение* верха колонны основная система содержит горизонтальную связь, препятствующую этому перемещению (рис, 26а)

Каноническое уравнение метода перемещений имеет вид:

$$C_{\text{дин}} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0$$

Где: R_{1p} реакция верха колонн от внешнего воздействия;

$C_{\text{дин}}$ – коэф-т, учитывающий пространственную работу каркаса здания.

Постоянная, снеговая и ветровая нагрузка действуют одновременно на все рамы температурного блока, при этом пространственной характер работы каркаса не проявляется, $C_{\text{дин}} = 1$

Крановая же нагрузка приложена только к нескольким рамам блока, однако благодаря жесткому диску покрытия в работу вовлекаются все рамы блока, появляется пространственная работа, $C_{\text{дин}} > 1$

Подвергаем основную систему единственному перемещению $\Delta_1 = 1$ и вычисляем реакции верхнего конца Колонн R_{Δ} по формулам (приложение XII, В.Н.Байков, Э.Е. Сигалов, «Железобетонные конструкции»).

Для сплошной крайней колонны:

$$\alpha = \frac{\alpha}{l} = \frac{3,8 \text{ м}}{10,95 \text{ м}} = 0,347,$$

$$\text{где: } \alpha = H_2 = 3,8 \text{ м}; \quad l = H = 10,95 \text{ м}$$

$$k = \alpha^3 (J_3/J_b - 1) = 0,347^3 \cdot \left(\frac{170 \cdot 10^4}{18 \cdot 10^4} - 1 \right) = 0,35$$

$$\text{где: } J_h = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 170 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$J_b = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 18 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$R_{\Delta} = \frac{E_b \cdot J_h}{l^3(1+k)} = \frac{3 \cdot 170 \cdot 10^4 \cdot E_b}{1095^3(1+0,35)} = 2,88 \cdot 10^{-3} \cdot E_b$$

Для сплошной средней колонны:

$$\alpha = 3,8 \text{ м} / 10,95 \text{ м} = 0,347$$

$$k = \alpha^3 (J_H/J_b - 1) = 0,347^3 \left(\frac{170 \cdot 10^4}{72 \cdot 10^4} - 1 \right) = 0,06$$

$$\text{где: } J_H = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 170 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$$J_b = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

$k_1 = 0$ – для сплошного сечения колонны :

$$R_{\Delta} = \frac{3 \cdot E_b \cdot J_h}{l^3(1+k)} = \frac{3 \cdot 170 \cdot 10^4 \cdot E_b}{1095^3(1+0,06)} = 3,67 \cdot 10^3 E_b$$

Суммарная реакция:



$$r_{11} = \sum R_{\Delta} = (2.28 \cdot 10^3 + 3.67 \cdot 10^3) \cdot 2 \cdot E_b = 13.10 \cdot 10^3 E_b$$

а) Усилия в колоннах рамы от постоянной нагрузки.

(рис.26 б.)

Продольная сила

$F_1 = 200,24 \text{ кН}$ на левой крайней колонне в верхней части действует с эксцентриситетом $l_0 = 0$;

т.к. нулевая привязка разбивочной оси (см.рис. 25).

момент в верхней в над крановой части равен:

$$M_1 = F_1 \cdot l_0 = 200.24 \cdot 0 = 0$$

В подкрановой части крайней левой колонны, (кроме) силы F_1 , приложенной с эксцентриситетом;

$$l_0 = (h_1 - h_2)/2 = (0.8 - 0.38)/2 = 0.21 \text{ м};$$

действуют следующие нагрузки:

2) расчетная загрузка от подкрановых балок

$$F_2 = 43,89 \text{ кН};$$

$$l_0 = \lambda - 0,5h = 0.75 \text{ м} - 0,5 \cdot 0,8 \text{ м} = 0,35 \text{ м}$$

3) расчетная нагрузка от над крановой части колонны

$$F_3 = 15.1 \text{ кН} \quad l_0 = 0,21 \text{ м}$$

Расчетная нагрузка от стеновых панелей отсутствует, т.к. рассматривается крайняя левая колонна по ряду Д (рис. 24), где проходит температурный шов, и стеновых панелей нет.

Суммарное значение момента для крайней левой колонны (ниже уступа.):

$$M_2 = -200,24 \text{ кН} \cdot 0,21 \text{ м} + 43,89 \text{ кН} \cdot 0,35 \text{ м} - 15,1 \text{ кН} \cdot 0,21 \text{ м} = -31,69 \text{ кН.м.}$$

Вычисляем реакцию верхнего конца левой по ф-ле:

$$R_1 = \frac{(+3M_2) \cdot (1 - \alpha^2)}{2l(1 + k)} = \frac{-3 \cdot 31.69 \cdot (1 - 0.347)^2}{2 \cdot 10.95 \cdot (1 + 0.35)} = +2.83 \text{ кН}$$

Знак « - » означает, что реакция направлена влево.

Изгибающие моменты в сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = M_1 + R_e \cdot H_2 = 0 + 2.83 \cdot 3.8 = 10.8 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = 10,8 - 31,69 = -20,89 \text{ кН.м}$$

$$M_{1-2} - 31,69 + 2,83 \cdot 10,95 = -0,7 \text{ кН.м.}$$

Продольные силы в сечениях левой колонны:

_____ () _____

$$N_{1-0} = 200,24 + 23,8 = 224,04 \text{кН}$$

$$N_{1-2} = 224,04 + 43,89 \text{кН} = 267,93 \text{кН}$$

$$N_{2-1} = 267,63 \text{кН} + 59,8 \text{кН} = 327,73 \text{кН}$$

Поперечная сила : $Q_{2-1} = +22.83 \text{кН}$.

Средняя колонна

Реакция средних колонн $R_2 = 0$, т.к. колонны загружены центрального. Момент на средних колоннах:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = M_{2-1} = 0$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = 200,24 + 23,8 = 424,28 \text{кН}$$

$$N_{1-2} = 424,28 + 43,88 \cdot 2 = 512,06 \text{кН}$$

$$N_{2-1} = 512,06 + 60 = 572,06 \text{кН}.$$

Поперечные силы:

$$Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = 0$$

б) Усилия в колоннах рамы от снеговой нагрузки.

(рис. 26 в)

Продольная сила $F_7 = 35.91 \text{кН}$. действует на крайней левой колонне в верхней части в

$l_0 = 0$, т.к. нулевая привязка разбивочной оси.

Момент верхней надкрановой части

$$M_1 = F_7 \cdot l_0 = 0$$

Момент в подкрановой части крайней левой колонны (ниже уступа):

$$M_2 = +35,91 \cdot 0,21 = +7,54 \text{кН.м}.$$

Реакция верхнего конца левой колонны:

$$R_1 = \frac{3 \cdot M_2 \cdot (1 - \alpha^2)}{2l \cdot (1 + k)} = \frac{+3 \cdot 7.54 \cdot (1 - 0.347)^2}{2 \cdot 10.95 \cdot (1 + 0.35)} = -0.67 \text{кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях крайней левой колонны

$$M_{1-0} = 0 + 0,67 \cdot 3.8 = 2.55 \text{кН.м}$$

$$M_{1-2} = 2,55 - 7,54 = -4,99 \text{кН.м}$$

$$M_{2-1} = 0 - 7,54 + 0,67 \cdot 10,95 = -0,2 \text{кН.м}$$

Продольные силы в крайней левой колонны:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 35,91 \text{кН}.$$

Поперечная сила:

$$Q_{2-1} = +0.67 \text{ кН}$$

Средняя колонна

Реакция средних колонн $R_2=0$

т.к. колонны загружены центрально. Изгибающие моменты в средних колоннах:

$$M_{1-0} = M_{1-2} = M_{2-1} = 0$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 35,91 \cdot 2 = 71,82 \text{ кН.}$$

Поперечные силы:

$$Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = 0$$

б) Усилия в колоннах рамы от крановой нагрузки.

Рассматриваем пять видов загруженный (рис. 26)

1) M_{\max} на крайней левой колонне и M_{\min} на средней колонне (рис. 26 г)

На крайне колонне сила $D_{\max} = 166,11 \text{ кН}$. приложена с эксцентриситетом $e = 0,35 \text{ м}$

Момент в узле равен:

$$M_{\max} = 166,11 \cdot 0,35 = 58,14 \text{ кН.м.}$$

Реакция верхний опоры с левой крайней колонны равна:

$$R_1 = \frac{3M(1-\alpha^2)}{2l(1+k)} = \frac{3 \cdot 58,14 \cdot (1-0,347^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1+0,35)} = 5,2 \text{ кН.}$$

Одновременно на средней колонне действует сила $D_{\min} = 44,95 \text{ кН}$. С эксцентриситетом $e = \lambda = 0,75 \text{ м}$

Момент в узле равен:

$$M_{\min} = 44,95 \cdot 0,75 = -33,7 \text{ кН.м.}$$

Реакция верхний опоры средний колонны равна:

$$R_1 = \frac{3 \cdot M(1-\alpha^2)}{2l(1+k)} = \frac{3 \cdot 33,7 \cdot (1-0,347^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1+0,06)} = 3,8 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе:

$$R_{b1} = 5,2 - 3,8 = 1,4 \text{ кН.}$$

С учетом пространственной работы:

$$\Delta_1 = \frac{P_{1p}}{c_{din} r_{11}} = - \frac{1,4}{4 \cdot 13,10 \cdot 10^{-3} E_b} = - \frac{27}{E_b}$$

Где: $C_{din} = 4$ при шаге рам 6м.

Упругая реакция в крайней левой колонне равна:

$$R_e = 5,2 + 2,88 \cdot 10^{-3} E_b \cdot \left(+\frac{27}{E_b} \right) = 5,3 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = 5,3 \cdot 3,8 = +20,1 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = 20,1 + 58,14 = 38,04 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = -5,3 + 10,95 + 58,14 = 0,11 \text{ Н.м.}$$

Продольные силы в расчетных сечениях левой колонны:

$$N_{1-2} = N_{2-1} = 166,11 \text{ кН.}$$

$$\text{Поперечные силы: } Q_{2-1} = +5,3 \text{ кН.}$$

Средняя колонна.

Упругая реакция средней колонны:

$$R_e = -3,8 + 3,67 \cdot 10^{-3} E_b \cdot \left(\frac{-27}{E_b} \right) = -3,89 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = 3,89 \cdot 3,8 = 14,78 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = 14,78 - 33,7 = -18,92 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = -3,89 \cdot 10,95 - 33,7 = 8,8911 \text{ Н.м.}$$

Продольные силы в расчетных сечениях средней колонны:

$$N_{1-0} = 0 ; N_{1-2} = N_{2-1} = 44,95 \text{ кН.}$$

$$\text{Поперечная сила: } Q_{1-2} = Q_{2-1} = 3,89 \text{ кН.}$$

2. Загруженные M_{\max} на средней колонне и M_{\min} на крайней колонне (рис.26д)

На средней колонне сила $D_{\max} = 166,11 \text{ кН}$. приложена с эксцентриситетом $e = 0,75 \text{ м}$

Момент в узле;

$$M_{\max} = 166,11 \cdot 0,75 = -124,6 \text{ кН.м.}$$

Реакция верхней опоры средней колонны;

$$R_2 = \frac{3 \cdot M \cdot (1 - \alpha^2)}{2l \cdot (1 + k)} = -\frac{3 \cdot 124,6 \cdot (1 - 0,347^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,06)} = +14,2 \text{ кН.}$$

Одновременно на левой колонне действует сила $D_{\min} = 44,95 \text{ кН}$ $e = 0,35 \text{ м}$ с эксцентриситетом $e = 0,35 \text{ м}$

Момент узле:

$$M_{\min} = 44,95 \cdot 0,35 = 15,7 \text{ кН.м.}$$

Реакция верхней опоры левой колонны:

$$R_1 = \frac{3 \cdot 15,7 \cdot (1 - 0,347^2)}{2 \cdot 10,95 \cdot (1 + 0,35)} = 1 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе:

$$R_{1p} = 1,4 \cdot 14,2 = -12,8 \text{ кН.}$$

С пространственной работой:

$$\Delta_1 = -\frac{R_{1p}}{C_{din} r_{11}} = -\frac{-12,8}{4 \cdot 13 \cdot 10^{-13} E_b} = 244,3 \cdot \frac{1}{E_b}$$

Упругая реакция левой колонны:

$$R_e = 1,4 + 2,88 \cdot 10^{-3} \cdot E_b \cdot \frac{244,3}{E_b} = 2,1 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = -2,1 \cdot 3,8 = -7,98 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = -7,98 + 15,7 = 7,72 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = -2,1 \cdot 10,95 + 15,7 = -7,3 \text{ Н.м.}$$

Продольные силы в расчетных сечениях левой колонны.

$$N_{1-0} = 0 ; N_{1-2} = N_{2-1} = 44,95 \text{ кН.}$$

$$\text{Поперечные силы } Q_{1-2} = -2,1 \text{ кН.}$$

Средняя колонна:

Упругая реакция средней колонны:

$$R_e = 1,4 + 3,67 \cdot 10^{-3} \cdot E_b \cdot \frac{244,3}{E_b} = -13,3 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = +13,3 \cdot 3,8 = 50,54 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = 50,54 - 124,6 = -74,1 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = 13,3 \cdot 10,95 - 124,6 = 21,0 \text{ кН.м.}$$

Продольные силы в расчетных сечениях средней колонны:

$$N_{1-0} = 0 ; N_{1-2} = N_{2-1} = 166,11 \text{ кН.}$$

$$\text{Поперечные силы; } Q_{1-2} = Q_{2-1} = 13,3 \text{ кН.}$$

2) Загрузка четыре крана с M_{max} на средней колонне .

Усилия в средней колонне от действия 4-х кранов, совмещенных в одном створе 2-х пролетов равны.

$$N_{1-0} = 0 ; N_{1-2} = N_{2-1} = 2D_{max} = 511,62 \text{ кН.}$$

_____ () _____

4) Загружение : тормозная сила на крайней колонне (левой)
(рис. 26 е)

Реакция верхней опоры крайней левой колонны:

$$R_1 \frac{H \cdot (1-\alpha)}{1+k} = \frac{6,06 \cdot (1-0,347)}{1+0,35} = 2,93 \text{ кН.}$$

$$\Delta_1 = - \frac{2,93}{4 \cdot 13,10 \cdot 10^3 \cdot E_b} = - \frac{55,9}{E_b};$$

Упругая реакция левой колонны:

$$R_e = 2,963 + 2,88 \cdot 10^3 \cdot E_b \left(\frac{-55,9}{E_b} \right) = 2,8 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = -2,8 \cdot 3,8 + 6,06 \cdot 1,15 = -3,67 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = -3,67 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = -2,8 \cdot 10,95 + 6,06 \cdot 8,15 = 18,7 \text{ кН.м.}$$

Продольные силы в расчетных сечениях левой колонны:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$

Поперечные силы : $Q_{2-1} = -2,8 + 6,06 = 3,26 \text{ кН.}$

Средняя колонна:

$$R_e = 3,67 \cdot 10^3 E_b \cdot \left(\frac{-55,9}{E_b} \right) = -0,21 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в расчет сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = 0,21 \cdot 3,8 = 0,8 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = 0,8 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = 0,21 \cdot 10,95 = 2,3 \text{ кН.м.}$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$

Поперечные силы : $Q_{1-2} = Q_{2-1} = 0,21 \text{ кН.}$

5. Загруженные: тормозная сила на средней колонне (рис. 26 ж)

Реакция верхней опоры средней колонны:

$$R_2 = \frac{H \cdot (1-\alpha)}{1+k} = \frac{6,06 \cdot (1-0,347)}{1+0,06} = 3,73 \text{ кН.}$$

С учетом пространственной работы:

$$\Delta_1 = - \frac{3,73}{4 \cdot 13,10 \cdot 10^3 E_b} = - \frac{71,2}{E_b}$$

Упругая реакция средней колонны:

$$R_e = 3.73 + 3.67 \cdot 10^{-3} \cdot E_b \cdot \left(\frac{-71.2}{E_b} \right) = 3.47 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = -3.47 \cdot 3.8 + 6.06 \cdot 1.15 = -6.2 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = -6.2 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = -3.47 \cdot 10.95 + 6.06 \cdot 8.15 = 11.39 \text{ кН.м.}$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$

Поперечные силы:

$$Q_{1-0} = Q_{1-2} = 6.06 - 3.47 = 2.59 \text{ кН.}$$

Левая колонна:

Упругая реакция крайней колони:

$$R_e = 2.88 \cdot 10^{-3} \cdot E_b \cdot \left(\frac{-71.2}{E_b} \right) = 0.2 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = 0.2 \cdot 3.8 = 0.8 \text{ кН.м.}$$

$$M_{1-2} = 0.8 \text{ кН.м.}$$

$$M_{2-1} = 0.2 \cdot 10.95 = 2.2 \text{ кН.м.}$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$

Поперечные силы: $Q_{1-2} = 0.2 \text{ кН}$

г) Усилия в колоннах от ветровой нагрузки (рис. 26, .)

ветровая нагрузка действует слева направо.

Реакция верхнего конца левой колонны от сосредоточенной ветровой нагрузки в уровне верха колонны:

$$X_0 = g \cdot k \cdot H = \frac{0.46 \text{ кН}}{\text{м}^2} \cdot 0.316 \cdot 10.8 \text{ м} = 1.57 \text{ кН.}$$

Где: $k=0.316$ определяется из таблицы

XV.9. «Сборник ж/б конструкций. Справочник проектировщика, М, 1959 г. стр. 289. Для этого необходимо найти:

$$h = \frac{J_b}{J_H} = \frac{18 \cdot 10^4}{170 \cdot 10^4} = 0.106$$

$$\lambda = \frac{H_b}{H} = \frac{3.8}{10.95 - 0.15} = \frac{3.8}{10.8} = 0.35$$

При $h=0,106$; и $\lambda=0,35$; $k=0,316$

Реакция верхнего конца левой колонны от внешней нагрузки.

$$R_1 = \frac{3 \cdot v \cdot l [1 + \alpha k]}{8 \cdot (1 + k)} = \frac{3 \cdot 2,5 \cdot 10,95 [1 + 0,347 \cdot 0,35]}{8 \cdot (1 + 0,35)} = 8,5 \text{ кН.}$$

Реакция верхнего конца правой колонны от внешней нагрузки:

$$R_4 = \frac{3 \cdot v \cdot l [1 + \alpha k]}{8 \cdot (1 + k)} = \frac{3 \cdot 1,8 \cdot 10,95 [1 + 0,347 \cdot 0,35]}{8 \cdot (1 + 0,35)} = 6,1 \text{ кН.}$$

Усилие в дополнительной связи от внешней нагрузки:

$$R_b = R_1 + R_4 + W_0 + X_0 = 8,5 + 6,1 + 7,45 + 1,57 = 23,62 \text{ кН.}$$

Т.к. моменты инерции над крановой и подкрановой частями, а также их высоты для всех колонн попереч. рамы одинаковы, то удельные сопротивления сдвигу всех колонн также одинаковы.

$$n_1 = n_2 = n_3 = n_4 = \frac{1}{4}$$

Вычисляем опорные реакции в каждой колонн поперечной рамы:

$$X_1 = -R_1 + R_b \cdot n_1 = -8,5 + 23,62 \cdot 0,25 = -2,6 \text{ кН.}$$

$$X_2 = X_3 = -23,62 \cdot 0,25 = -5,9 \text{ кН.}$$

$$X_4 = -R_4 + R_b \cdot n_4 = -6,1 + 23,62 \cdot 0,25 = -0,2 \text{ кН,}$$

Левая колонна.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой колонны:

$$M_{1-0} = 2,6 \text{ кН} \cdot 3,8 \text{ м} + 2,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \frac{3,8^2}{2} = 27,93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_{1-2} = 27,93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_{1-0} = 2,6 \text{ кН} \cdot 10,95 \text{ м} + 2,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \frac{10,95^2}{2} = 178,37 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$

Поперечные силы:

$$Q_{1-2} = 2,6 \text{ кН} + 2,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 3,8 \text{ м} = 12,1 \text{ кН}$$

$$Q_{1-2} = 2,6 \text{ кН} + 2,5 \cdot 10,95 \text{ м} = 30 \text{ кН}$$

Правая колонна

Изгибающие моменты в расчетных сечениях.

$$M_{1-0} = 2,0 \text{ кН} \cdot 3,8 \text{ м} + 1,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \frac{3,8^2}{2} = 13,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_{1-2} = 13,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$M_{1-0} = 0,2 \text{ кН} \cdot 10,95 \text{ м} + 1,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot \frac{10,95^2}{2} = 110,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$



Поперечные силы:

$$Q_{1-2} = 0,2\text{кН} + 1,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 3,8\text{м} = 7,04\text{кН}$$

$$Q_{1-2} = 0,2\text{кН} + 1,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 10,95\text{м} = 19,91\text{кН}$$

Средняя колонна

$$R_e = 5,9\text{кН}$$

Изгибающие моменты в сечениях средней колонны:

$$M_{1-0} = 5,9\text{кН} \cdot 3,8\text{м} = 22,4\text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{1-2} = 5,9\text{кН} \cdot 3,8\text{м} = 22,4\text{кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{1-0} = 5,9\text{кН} \cdot 10,95\text{м} = 64,6\text{кН} \cdot \text{м}$$

Продольные силы:

$$N_{1-0} = N_{1-2} = N_{2-1} = 0$$

Поперечные силы: $Q_{1-2} = Q_{2-1} = 5,9\text{кН}$

Ветровая нагрузка справа налево

Усилия в колоннах по осям Д и И равны с обратными знаками усилиями собственно в колоннах по осям Р и М.

5) Составление таблицы расчетный усилий.

В каждом из расчетных сечений колонны определяем три комбинации усилий:

1) M_{\max} и соответствующее N и Q

2) M_{\min} и соответствующее N и Q

3) N_{\max} и соответствующее M и Q

Рассматриваем две группы основных сочетаний:

в первой группе основных сочетаний учитываем постоянную нагрузку и все временные нагрузки в их наиболее невыгодном сочетании при: $\gamma_i = 0,9$

при этом принимается: $\gamma_{b2} = 1$ и $\gamma_{b2} = 1,1$

во второй группе учитываем постоянную и снеговую нагрузки при коэффициенте сочетаний $\gamma_i = 1$ и $\gamma_{b2} < 1$.

IV. §6 Расчет прочности колонны крайнего ряда.

1) Исходные данные для расчета и конструирования.

Класс бетона В-15 с характеристиками:

$$\begin{aligned} R_b &= 8,85 \text{ МПа}; & R_{bt} &= 0,8 \text{ МПа}; \\ R_{b,ser} &= 11,5 \text{ МПа}; & R_{bt,ser} &= 1,2 \text{ МПа}; \\ E_b &= 20\,500 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

Арматура стержневая горячекатаная периодического профиля, класса А-III;
 $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; \quad E_s = 200\,000 \text{ МПа};$

2) Производим расчет сечений:

1-0 и 2-1 (см. рис. 26 а)

а) Сечение 1-0 на уровне верха консоли колонны.

Сечение колонны в над крановой части:

$b \times h = 40 \text{ см.} \times 38 \text{ см.}$, при $a = a^1 = 4 \text{ см.}$

Полезная высота сечения:

$$h_0 = 34 \text{ см.}$$

в сечении 1-0 действуют при комбинации расчетных усилий (см. табл. 8) комбинации расчетных усилий.

Табл. 8

Усилия	Первая	Вторая	Третья
M_1 кН.м.	38,2	+23,02	13,35
N_1 кН.м	256,34	224,04	259,95

Усилия от продолжительного действия, нагрузки: $M_e = 10,8 \text{ кН.м.}$

$$N_e = 224,04 \text{ кН.}$$

При расчете сечения на первую и вторую комбинации усилий, расчетное сопротивление R_b следует вводить с коэффициентом $\gamma_2 = 1,1$, т.к. в комбинации включены постоянная, снеговая, крановая и ветровая нагрузки; на третью – с коэффициентом $I_{b2} = 0,9$, т.к. в комбинации включены постоянная и снеговая нагрузки.

Расчет выполняем на все 3 комбинации, и расчетное сечение симметричной арматуры $A_s = A'_s$ принимаем наибольшие.

Первая комбинация усилий.

Эксцентриситет продольной силы: $e_0 = M/N = 38,2/256,34 = 0,149 \text{ м} = 14,9 \text{ см}$

Расчетная длина над крановой части при учете крановых нагрузок:

$$l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 3,8 \text{ м} = 7,6 \text{ м}$$

$$i = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{38^2/12} = 11 \text{ см.}$$

$$\lambda = l_0/i = 760\text{см.}/11\text{см.} = 69,1 > 14$$

Значит необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила равна:

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6.4E^b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\gamma_c} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta/\gamma_{sp}} + 0,1 \right) + vJ_s \right] = \\ &= \frac{6.4 \cdot 21000(100)}{760^2} \cdot \left[\frac{182907}{1,68} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,392} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 1530 \right] \\ &= 11,60\text{Н} \cdot 10^5 = 1160\text{Н}. \end{aligned}$$

$$\text{Где: } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 182907\text{см}^4$$

$$\gamma_c = 1 + \beta(M_{1e}/M_1) = 1 + 1 \cdot (39.0/57.6) = 1.68;$$

Где: $\beta=1$ - для тяжелого бетона ;

$$M_{1e} = N_1 \cdot (h_0 - a^1)/2 = 10.8\text{кН.м} + 224,04\text{кН}(0,34\text{м} - 0,04\text{м})/2 = 39\text{кН.м.}$$

$$M_1 = 38,2\text{кН.м} + 256,34\text{кН} \cdot (0,34\text{м} - 0,04\text{м})/2 = 57,6\text{кН.м.}$$

$$\delta = l_0/h = 14.9\text{см}/38\text{см} = 0,392;$$

Но не менее:

$$\delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \cdot (0.5 - 0.01(l_0/h)) - 0.01 \cdot R_b \cdot J_{br} = 0.5 - 0.01 \cdot (760\text{см}/38\text{см}) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,2065$$

Принимаем : $\delta = 0,392$

$$v = \frac{E_e}{E_b} = \frac{200\,000}{21\,000} = 9.52$$

Задание армированием

$$\mu = 0,0005$$

$$J_s = 0,005 \cdot b \cdot h_0 \cdot (0.5h - \alpha)^2 = 0.005 \cdot 40\text{см} \cdot 34\text{см} \cdot (0.5 \cdot 38\text{см} - 4\text{см})^2 = 1530\text{см}^4$$

$$\gamma_{sp} = 1$$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 256.94/1160) = 1.3;$$

$$\text{расстояние : } l = l_0 \cdot \eta + 0.5h - \alpha = 14.9\text{см} : 1.3 + 0.5 \cdot 38\text{см} - 4\text{см} = 34,4\text{см.}$$

При условии, что $A_s = A'_s$, высота сжатой зоны бетона равна:

$$X = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{256.34(1000)}{1.1 \cdot 8.5 \cdot (100) \cdot 40} = 6.85\text{см}^2.$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = X/h_0 = 6.85\text{см}^2/34\text{см} = 0,20\text{см.}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_y = \omega / \left[1 + \frac{\delta_{s1}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right) \right] = 0.7752 / \left[1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0.7752}{1.1} \right) \right] = 0.611$$

$$\text{где: } \omega = 0,85 - 0,008 \cdot J_{br} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 1.1 \cdot 8.5 = 0.7752.$$

$$\delta_{s1} = R_s = 365\text{МПа}$$

Имеем: $\xi = 0,20\text{см} < \xi_y = 0.611$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{(1000) \cdot 256.34 \cdot (34.4 - 34 + \frac{6.83}{2})}{\cdot 365(100)(34-4)} = -0.74 < 0$$

Значит назначаем площадь арматуры по конструктивным соображениям.

Расчет сечения колонны 1-0 в плоскости, \perp - ной к плоскости изгиба не производим, т.к. $l'_0/i_1 = 5,7\text{м}/0,762\text{м} = 7,5$

Где: $l_0^1 = 1.5 \cdot H_2 = 1.5 \cdot 3.8 = 5.7\text{в}$

$$i_s = \sqrt{40^2/12} = 76.2\text{см}$$

$$l'_0/i_1 = 7,5 < l'_0/i_1 = 43,9$$

вторая комбинация усилий.

Эксцентриситет продольной силы:

$$e_0 = M/N = 23,2/224,04 = 0,10\text{м} = 10\text{см}$$

$$l_0 = 7,6\text{м}$$

$$i = \sqrt{38^2/12} = 11\text{см}$$

$$\lambda = l_0/i = 760\text{см.}/11\text{см.} = 69,1 > 14$$

Значит необходимо учесть влияние прогиба элемента на него прочность где: тяжелого бетона.

$$I = (\frac{40 \cdot 38^2}{12}) = 182907\text{см}^2$$

$$\gamma_e = 1 + \beta(M_{1e}/M_1) = 1 + 1 \cdot (39.0/22.10) = 2,8;$$

Где: $\beta=1$ -для тяжелого бетона.

$$M_{1e}/M_1 + N_e \cdot (h_0 - a^1)/2 = 10.8 + 224.04 \cdot (0,34 - 0,04)/2 = 39\text{кН. м.};$$

$$M_1 = -23,02 + 224,04 \cdot (0,34 - 0,4)/2 = 22,10\text{кН.}$$

$$\delta = l_0/h = 0.1\text{в}/0.38\text{м} = 0,2631$$

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot \left(\frac{l_0}{h}\right) - 0.01 \cdot R_b \cdot J_{br}$$

$$= 0.5 - 0.01 \cdot \left(\frac{760\text{см}}{38\text{см}}\right) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,0935;$$

Принимаем $\delta=0,2631$

При $\mu=0,005$

$$J_s = 0.005 \cdot 40\text{см} \cdot 34\text{см} \cdot (0,5 \cdot 38\text{см} - 4\text{см})^2 = 1530\text{см}^4$$

Условная критическая сила равна:

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} * \left[\frac{J}{\gamma_e} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta}{\gamma_{sp}}} + 0.1 \right) + \nu \cdot J_s \right] = \frac{6.4 \cdot 21000(100)}{760^2} \cdot$$

$$\left[\frac{182907}{2,8} \left(\frac{0,11}{0,1+0,2631} + 0,1 \right) + 9.521530 \right] = 95.27\text{Н} \cdot 10^5 = 9527\text{кН.}$$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 224.04/9527) = 1.02$$

$$\text{Расстояние: } e = l_0 \cdot \eta + 0.5 \cdot h - a = 10\text{см} \cdot 1,02 + 0,5 \cdot 38\text{см} - 4\text{см} = 25,2\text{см}$$

При условии, что высота $A_s = A'_s$, сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{224.04(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 40} = 6\text{см}^2$$

Относительная высота сжатой зоны;

$$\xi = X/h_0 = 6. \text{ см}^2 / 34 \text{ см} = 0,17 \text{ см}.$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, вычисленное в расчетах первой комбинации усилий:

$$\xi = 0,611$$

$$\xi = 0,18 \text{ см}; \quad \xi = 0,611;$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a')} = \frac{224.04(1000) \cdot (25.2 \text{ см} - 34 \text{ см} + 3 \text{ см})}{365(100)(34 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -2,4 \text{ см}^2 < 0,$$

арматура подбирается конструктивно

Третья комбинация усилий:

(см. табл. 8.)

Эксцентриситет продольной силы

$$l_0 = M/N = 1335 \text{ кН} \cdot \text{см} / 259,95 \text{ кН} = 5,14 \text{ см}.$$

$I_{b2} = 0,9$ крановая нагрузка не учитывается).

$$l_0 = 7,6 \text{ см}.$$

$$i = 11 \text{ см}. \quad \lambda = l_0/i = 760 \text{ см} / 11 \text{ см} = 69,1 > 14,$$

Значит необходимо учесть влияние прогиба элемента на него прочность .

$$J = 182907 \text{ см}^4$$

$$y_e = 1 + \beta(M_{1e}/M_1) = 1 + 1(39,0/45,7) = 1,85$$

Где: $\beta = -1$ для тяжелого бетона

$$M_{1e}/M_1 + N_e \cdot (h_0 - a^1)/2 = 10,8 + 224,04 \cdot (0,34 - 0,04)/2 = 39 \text{ кН} \cdot \text{м} .;$$

$$M_1 = -13,35 + 259,95 \cdot (0,34 - 0,4)/2 = 45,7 \text{ кН}.$$

$$\delta l_0/h = 5,14 \text{ см} / 38 \text{ см} = 0,1353$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01(l_0/h) - 0,01 \cdot R_b \cdot J_{b2}$$

$$= 0,5 - 0,01 \cdot (760 \text{ см} / 38 \text{ см}) \cdot 0,01 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,2255$$

Принимаем $\delta = 0,2235$,

Задаемся армированием: $\mu = 0,005$

$$J_s = 0,005 \cdot 40 \text{ см} \cdot 34 \text{ см} \cdot (0,5 \cdot 38 \text{ см} - 4 \text{ см})^2 = 1530 \text{ см}^4$$

Условная критическая сила равна:

$$N_{sr} = \frac{6,4 \cdot 21000(100)}{760 \text{ см}^2} \cdot \left[\frac{172007}{1,85} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2235} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 1530 \right] = 13,53 \text{ Н} \cdot 10^5 = 1353 \text{ кН}.$$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 259,95/1353) = 1,24;$$

$$\text{Расстояние: } e = 5,14 \text{ см} \cdot 1,24 + 0,5 \cdot 38 \text{ см} - 4 \text{ см} = 24,1 \text{ см}$$

Высота сжатой зоны бетона:

_____ () _____

$$x = \frac{N}{J_{br} \cdot R_b \cdot b} = \frac{259.95(1000)}{0.9 \cdot 8.5 \cdot (100) \cdot 40} = 8.5 \text{ см}^2$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = X/h_0 = 8.5 \text{ см}^2 / 34 \text{ см} = 0.25 \text{ см}.$$

$$\xi = 0.25 < \xi_y = 0.611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0-a)^1} = \frac{259.95(1000) \cdot (21.4 \text{ см} - 34 \text{ см} + \frac{8.5}{2})}{365(100) \cdot (34 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -4.0 < 0$$

Из расчета по всем 3-м комбинациям сечения колонны 1-0 в плоскости изгиба видно, что площадь арматуры $A_s = A'_s$ назначается по конструктивным требованиям.

Принимаем:

$$A_s = A'_s = 0.002 \cdot b \cdot h_0 = 0.002 \cdot 40 \text{ см} \cdot 34 \text{ см} = 2.72 \text{ см}^2$$

Необходимо 2Ø14 А-III с $A_s = 3.08 \text{ см}^2$

Проверка прочности наклонных сечений:

На колонну действует поперечная сила $Q_{\max} = 32.83 \text{ кН}$. при $N = 25.34 \text{ кН}$.

Прочность колонны без развития наклонных трещин провер-ся из условия:

$$Q = 26.4 = \frac{y_{b4} \cdot (1 + y_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c};$$

$y_{b4} = 1.5$ — для тяжелого бетона.

$$y_n \cdot 0.1 \cdot \frac{N}{R_{bt} \cdot b \cdot h_0} = 0.1 \cdot \frac{0.256}{0.8 \cdot 0.4 \cdot 0.34} = 0.24 < 0.5$$

Принимаем $y_n = 0.24$;

При $c = 0.25$ $H_2 = 0.25 \cdot 3.8 \text{ см} = 0.95 \text{ м}$

$$Q_{b.u.} = \frac{1.5(1 + 0.24) \cdot 0.8 \cdot 0.4 \cdot 0.34^2}{0.95} = \frac{0.072 \text{ М}}{H} > y_{b3}(1 + y_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$= 0.6(1 + 0.24) \cdot 0.8 \cdot 0.4 \cdot 0.34 = 0.081 \text{ МН}$$

Принимаем $Q_{b.u.} = 0.081 \text{ МН}$

Проверяем условия $Q = 0.03282 \text{ МН} < 0.08 \text{ МН} = Q_{b.u.}$

Т.к. условие выполняется, то поперечное армирование назначаем по констр-м требованиям.

б). Сечение 2-1 в заделке колонны (рис. 26 а)

сечение колонны в подкрановой част: $b \times h = 40 \text{ см} \times 80 \text{ см}$. , при $\alpha = \alpha' = 4 \text{ см}$
полезная высота сечения : $h_0 = 76 \text{ см}$.

В сечение действует три комбинации расчетных усилий.

Комбинации расчетных усилий.

Табл. 9

Усилия	Первая	Вторая	третья
M_1 кН.м.	177,7	-83,05	-83,05
N_1 кН.м	327,73	509,53	509,53
Q_1 кН.	32,83	-16,34	-16,34

Усилия о

продолжительного действия нагрузки:

$$M_e=0,7\text{кН.м.} \quad N_e=327.73\text{кН.} \quad Q_e=2.83\text{кН.}$$

Первая комбинация усилий

Эксцентриситет продольной силы:

$$e_0=M/N=17770/327,73=54,2\text{см.}$$

Расчетная длина подкрановой части при учета крановых нагрузок:

$$l_0=1.5H_l=1.5 \cdot 10.95\text{см.} = 54,2\text{см.}$$

Приведенный радиус инерции сечения.

$$i=\sqrt{h^2/12} = \sqrt{80^2/12} = 23.1\text{см.}$$

$$\lambda=l_0/i=1640\text{см.}/23.1\text{см}=71>14,$$

необходимо учесть влиянье прогиба элемента на его прочность.

$$I=\frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 80^3}{12}=1706666\text{см}^4$$

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a)/2 = -0,7 + 327.73\text{кН.} \cdot (0,76\text{м.} - 0,04\text{м})/2 = 117,6\text{кН. м.};$$

$$M_1 = -177,7\text{кН. м.} + 327,73\text{кН.} \cdot (0,76\text{м} - 0,04\text{м})/2 = 206,8\text{кН.}$$

$$\delta l_0/h = 5.14\text{см}/38\text{см} = 0,1353$$

$$y_e = 1 + 1 \cdot (117.6\text{кН. м.}/206,8\text{кН. м}) = 0,57 + 1 = 1,57$$

$$\delta = l_0/h = 54,2\text{см}/80\text{см} = 0,6775;$$

$$\delta_{min}=0.5-0.01 \cdot (1640\text{см}/80\text{см}) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,2015:$$

Принимаем $\delta = 0,6775$;

Задаемся армированием: $\mu = 0,008$;

$$J_s = 0.008 \cdot 40\text{см} \cdot 76\text{см}(0,5 \cdot 80\text{см} - 4\text{см})^2 = 31519\text{см}^4$$

Условная критическая сила равна:

$$N_{sr}=\frac{6.4 \cdot 21000(100)}{1640} \cdot \left[\frac{172007}{1.57} \cdot \left(\frac{1706666}{1.57} \left(\frac{0,11}{0,1+0,6775} + 0,1 \right) + 9.52 \cdot 31519 \right) \right] = 28.13\text{Н} \cdot 10^5 = 2813\text{кН.}$$

$$\eta=1/(1-327,73\text{кН.}/2813\text{кН.})=1,13,$$

$$e=l'_0 + 0.5 \cdot h - a = 54.2\text{см} \cdot 1,13 + 0,5 \cdot 80\text{см} - 4\text{см} = 97,2\text{см.}$$

$$x = \frac{N}{J_{b2} \cdot b \cdot R_2} = \frac{327.73 \cdot (1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 40} = 8.8 \text{ см}^2$$

$$\xi = x/h_0 = 8.8 \text{ см}^2 / 76 \text{ см} = 0.12 \text{ см} < \xi_y = 0.611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0-a)^1} = \frac{327.73(1000) \cdot (9.72 \text{ см} - 76 \text{ см} + \frac{8.8}{2})}{365(100) \cdot (76 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -8.8 \text{ см}^2 < 0$$

Значит, назначаем площадь арматуры конструктивно. проверяем необходимость расчета подкрановой части колонны в плоскости, \perp - ной к плоскости изгиба.

Расчетная длина $l'_0 = 0.8H_l = 0.8 \cdot 10.95 \text{ м} = 8.76 \text{ м}$.

Радиус инерции: $i = \sqrt{40^2/12} = 11.5 \text{ см}$

$$l'_0/i_1 = 876 \text{ см} / 11.5 \text{ см} = 76.2 \text{ см} > 71 \text{ см}.$$

Значит расчет необходим

$l'_0/i_1 = 76.2 \text{ см} > 71 \text{ см}$. то необходимо учитывать влияние прогиба элемента на его прочность.

Расчет из плоскости изгиба.

Значение случайного эксцентриситета:

$$e_a \geq h/30 = 40/30 = 1.33 \text{ см}.$$

$$e_a \geq l/600H = 1095/600 = 1.83 \text{ см}.$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}.$$

принимаем $e_a = 1.83 \text{ см}$.

$$\text{Тогда: } e = 1.83 \text{ см} + 0.5 \cdot (36 \text{ см} - 4 \text{ см}) = 17.83 \text{ см}$$

Из плоскости изгиба высота сечения колонны равна: $h = 0.4 \text{ м}$.

$$M_{1e} = M_e + N_e \cdot (h_0 - \alpha)/2 = -0.7 \text{ кН. м.} + 327.73 \text{ кН.} \cdot (17 \text{ м.} = 1783 \text{ м} = 57.7 \text{ кН. м.};$$

$$M_1 = 177.7 \text{ кН. м.} + 327.73 \text{ кН.} \cdot 0.1783 \text{ м.} = 236.1 \text{ кН. м.}$$

$$y_e = 1 + 1 \cdot (57.7 \text{ кН. м.} / 236.1 \text{ кН. м.}) = 1.24$$

$$\delta = l_a/h = 1.83 \text{ см} / 40 \text{ см} = 0.046;$$

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot 976 \text{ с} / 40 \text{ см} = 0.01 \cdot 1.1 \cdot 8.5 = 0.19;$$

Т.к. $\delta = 0.046 < \delta_{min} = 0.19$, то принимаем $\delta = 0.19$:

$$J = \frac{80 \cdot 40^3}{12} = 426666 \text{ см}^2$$

Принимаем коэф-т армир-я:

$$\mu = 0.005$$

$$J_s = 0.005 \cdot 80 \text{ см} \cdot 36 \text{ см} (0.5 \cdot 40 \text{ см} - 4 \text{ см})^2 = 3686.4 \text{ см}^4$$

Условно критическая сила равна:

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 21000(100)}{876^2} \cdot \left[\frac{426666 \text{ см}^4}{1.24} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1+0.19} + 0.1 \right) + 9.52 \cdot 3686.4 \right] = 3500 \text{ кН.}$$

$$\eta = 1/(N/N_{cr}) = 1/(1 - 327.73 \text{ кН.} / 3500 \text{ кН.}) = 1.1$$

$$e = 1.83 \text{ см} \cdot 1.1 + 0.5 \cdot 40 \text{ см} - 4 \text{ см} = 18 \text{ см}$$

при условии, что $A_s = A'_s$;

Высота сжатой зоны бетона равна:

$$X = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_2 \cdot b} = \frac{327.73(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 80} = 4.38 \text{ см}^2$$

$$\xi = 4.38 \frac{\text{см}^2}{36 \text{ см}} = 0.12 < \xi = 0.611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{327.73(1000) \cdot (18 \text{ см} - 36 \text{ см} + \frac{4.38 \text{ см}^2}{2})}{365(100) \cdot (34 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -4.73 < 0$$

Армирование принимаем конструктивно.

Вторая комбинация расчетных усилий.

Эксцентриситет продольной силы.

$$l_0 = M/N = 83.05 \text{ кН.м.} / 509.53 \text{ кН} = 0.16 \text{ м} = 16 \text{ см}$$

$$l_0 = 1.5 H_I = 1.5 \cdot 10.95 \text{ м} = 16.4 \text{ м}$$

$$i = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{80^2/12} = 23.1 \text{ см.}$$

$$\lambda = l_0/i = 1640 \text{ см.} / 23.1 \text{ см} = 71 > 14,$$

значит учитываем влияние прогиба на прочность элемента.

$$I = 1706666 \text{ см}^4$$

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a)/2 = -0.7 + 327.73 \text{ кН.} \cdot (0.76 \text{ м.} - 0.04 \text{ м})/2 = 117.6 \text{ кН. м.};$$

$$M_1 = -83.05 \text{ кН. м.} + 509.53 \text{ кН.} \cdot (0.76 \text{ м} - 0.04 \text{ м})/2 = 141.9 \text{ кН.}$$

$$y_e = 1 + \beta(M_{1e}/M_e) = 1 + 1 \cdot (117.6 \text{ кН. м.} / 141.9 \text{ кН. м}) = 1.83$$

$$\delta = l_0/h = 16 \text{ см} / 80 \text{ см} = 0.2;$$

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot (1640 \text{ см} / 80 \text{ см}) - 0.01 \cdot 8.5 \cdot 1.1 = 0.2015;$$

Принимаем $\delta = 0.2015$

Задаем коэф-том армирования

$$\mu = 0.008$$

$$J_s = 0.008 \cdot 40 \text{ см} \cdot 76 \text{ см} \cdot (0.5 \cdot 80 \text{ см} - 4 \text{ см})^2 = 31519 \text{ см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 21000(100)}{1640^2 \text{ см}} \cdot \left[\frac{1706666 \text{ см}^4}{1.83} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.2015} + 0.1 \right) + 9.52 \cdot 31519 \text{ см}^4 \right] = 36.68 \cdot 10^5 \text{ Н} = 3668 \text{ кН.}$$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 509.53/3668) = 1.21$$

$$e = l_0 \cdot \eta + 0.5 \cdot h - a = 16 \text{ см} \cdot 1.2 + 0.5 \cdot 80 \text{ см} - 4 \text{ см} = 55.2 \text{ см}$$

При условии, что $A_s = A'_s$;

$$X = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_2 \cdot b} = \frac{509.53(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 40} = 13.6 \text{ см}^2$$

$$\xi = 13.6 \frac{\text{см}^2}{76 \text{ см}} = 0.18$$

$$\xi = 0.18 < \xi_y = 0.611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0-a)^1} = \frac{509.53(1000) \cdot (55,2\text{см} - 76\text{см} + 6,8)}{365(100) \cdot (76\text{см} - 4\text{см})} = -5,35 < 0$$

Арматуру подбираем по конструктивным соображениям, исходя из расчетных двух комбинации усилий в сечении колонны 2-1 в плоскости изгиба, расчет по комбинации три не делаем, т.к. усилия второй третьей комбинации равны.

$$A_s = A'_s = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 40\text{см} \cdot 76\text{см} = 6,08\text{см}^2$$

Принимаем 3Ø18III с $A_s = A'_s = 7,63 \text{ см}^2$

В плоскости изгиба.

Из плоскости изгиба принимаем $A_s = A'_s = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 80\text{см} \cdot 36\text{см} = 5,76\text{см}^2$

Принимаем: 3Ø18III с $A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$

III. §7. Расчет прочности колонны среднего ряда.

Производит расчет сечений 1-0 и 2-1

а) Сечение 1-0 на уровне верха консоли колонны (см, рс. 26 а.)

Сечение колонны в над крановой части: $b \times h = 40\text{см} \times 60\text{см}$, при $a = a' = 4\text{см}$;

Полезная высота сечения :

$$h_0 = 56\text{см}.$$

В сечениях 1-0 действует три комбинации расчетных усилий (см .табл. 10)

Комбинации расчетных усилий

табл. 10.

Усилия	Первая	Вторая	Третья
M_1 кН.м.	60,1	19,7	0
N_1 кН.м	488,92	488,92	496,1

Усилия от продолжительного действия нагрузки: $M_l = 0$; $N_l = 424,28\text{кН}$.

При расчете сечения на первую и вторую комбинации усилий расчетное сопротивление R_b следует вводить с коэффициентом j_{b2}^1 т.к. в комбинации включены постоянная, снеговая, крановая и ветровая нагрузки; на третью – с коэффициентом $j_{b2}^1 =$

0,9, т.к. в комбинации включены постоянная и снеговая нагрузки.

Расчет выполняем на все 3 комбинации расчетное сечение симметричной арматуры $A_s = A'_s$ принимаем наибольшее.

Первая комбинация усилий.

Эксцентриситет продольной силы:

$$l_0 = M/N = 60,1\text{кН.м.}/488,92\text{кН} = 0,1229\text{м} = 1229\text{см}$$

Расчетная длина надкрановой части при учете крановых нагрузок:

$$l_0 = 2H_l = 2 \cdot 3,8\text{м} = 7,6\text{м}$$

$$i = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{60^2/12} = 17.32 \text{ см.}$$

$$\lambda = l_0/i = 760 \text{ см.} / 17.32 \text{ см.} = 43.9 > 14,$$

значит, необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила равна:

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{J}{y_l} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta/y_{sp}} + 0.1 \right) + \nu J_s \right] = \\ &= \frac{6.4 \cdot 21000(100)}{760^2} \cdot \left[\frac{720000}{1.70} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.2797} + 0.1 \right) + 9.52 \cdot 6056.96 \right] \\ &= 5121777 \text{ Н} = 51.22 \text{ Н} \cdot 10^5 = 5122 \text{ кН.} \end{aligned}$$

где: $J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 60^3}{12} = 720000 \text{ см}^4$

$$y_e = 1 + \beta (M_{1e}/M_e) = 1 + 1 \cdot (110.5 \text{ кН. м.} / 157.2 \text{ кН. м.}) = 1.7;$$

$$\beta = 1 - \text{для тяжелого бетона}$$

$$\delta = l_0/h = 16 \text{ см.} / 80 \text{ см.} = 0.2;$$

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 424.28 \text{ кН.} \cdot (0.56 \text{ м.} - 0.04 \text{ м.})/2 = 110.5 \text{ кН. м.};$$

$$M_1 = 60.1 \text{ кН. м.} + 488.92 \text{ кН.} \cdot (0.56 \text{ м.} - 0.04 \text{ м.})/2 = 157.2 \text{ кН. м.}$$

$$\delta = l_0/h = 0.1229 \text{ м.} / 0.06 \text{ м.} = 0.2048;$$

Но не менее:

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot \left(\frac{l_0}{h} \right) - 0.01 \cdot R_6 \cdot j_{b2}^1 = 0.5 - 0.01 \cdot (760 \text{ см.} / 60 \text{ см.}) - 0.01 \cdot 8.5 \cdot 1.1 = 0.2798;$$

$\delta < 0.2048 < \delta_{min} = 0.2798$, значит принимаем

$$\delta = 0.2798$$

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{21000} = 9.52$$

Задаемся армированием $\mu = 0.004$

$$\begin{aligned} J_s &= \mu \cdot b \cdot h_0 (0.5h - a)^2 = 0.004 \cdot 40 \text{ см.} \cdot 56 \text{ см.} \cdot (0.5 \cdot 60 \text{ см.} - 4 \text{ см.})^2 \\ &= 60,56,96 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

$$y_{sp} = 1$$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 488.9/5122 \text{ кН.}) = 1.1$$

$$\text{расстояние } e = l_0 \cdot \eta + 0.5h - a = 12.29 \text{ см.} \cdot 1.1 + 0.5 \cdot 60 \text{ см.} - \text{см} = 39.52 \text{ см}$$

при условии : что $A_s = A'_s$, высота сжатой зоны:

$$x = \frac{N}{j_{b2}^1 \cdot R_b \cdot b} = \frac{488.92(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 40} = 13.1 \text{ см}^2$$

относительная высота сжатой зоны.

$$\xi = x/h_0 = 13.1 \text{ см}^2 / 56 \text{ см.} / 0.23 \text{ см}$$

граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi_y = \omega / \left[1 + \frac{\delta_{s1}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right) \right] = 0.7752 / \left[1 + \frac{365}{400} \cdot \left(1 - \frac{0.7752}{1.1} \right) \right] = 0.611$$

где: $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot j_{b2}^1 \cdot R_b = 0.85 - 0.008 \cdot 1.1 \cdot 0.85 = 0.7752$
 $\delta_{s1} = R_s = 365 \text{ Мпа}$

Имеем: $\xi = 0,23 \text{ см} < \xi_y = 0.611$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{488.92 \cdot (1000) \text{ кН} \cdot \left(39,52 \text{ см} - 56 \text{ см} + \frac{13,1 \text{ см}^2}{2} \right)}{365(100) \cdot (56 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -5,93 < 0$$

Значит назначаем площадь арматуры по конструктивным соображениям
 Расчет сечения колонны 1-0 в плоскости, \perp - ной к плоскости изгиба не производим т.к. $l_0/i_1 = 570 \text{ см} / 76,22 \text{ см} = 7,5$

Где: $l_0 = 1.5H_2 = 1.5 \cdot 3,8 \text{ м} = 5,7 \text{ м}$

$$i = \sqrt{b^2/12} = \sqrt{40^2/12} = \sqrt{13.3} \text{ см} = 76,2 \text{ см}$$

$$l_0/i_1 = 7,5 \text{ см} < l_0/i_1 = 43,9$$

вторая комбинация усилий.

(см. табл. 10)

Эксцентриситет продольной силы:

$$l_0 = M/N = 19,7 \text{ кН.м.} / 488,92 \text{ кН} = 0,040 \text{ м} = 4 \text{ см}$$

$$l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 3,8 \text{ м} = 7,6 \text{ м}$$

$$i = \sqrt{60^2/12} = 17,32 \text{ см.}$$

$$\lambda = l_0/i = 760 \text{ см.} / 17,32 \text{ см} = 43,9 > 14,$$

необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность

$$J = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720000 \text{ см}^4$$

$$y_e = 1 + \beta (M_{1e}/M_e) = 1 + 1 \cdot (110,5 \text{ кН. м.} / 137 \text{ кН. м.}) = 1,8$$

Где: $\beta = 1$ (для тяжелого бетона)

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 424,28 \text{ кН.} \cdot (0,56 \text{ м.} - 0,04 \text{ м})/2 = 110,5 \text{ кН. м.};$$

$$M_1 = 19,7 \text{ кН. м.} + 488,92 \text{ кН.} \cdot (0,56 \text{ м} - 0,04 \text{ м})/2 = 137,0 \text{ кН.}$$

$$\delta = l_0/h = 0,04 \text{ м} / 0,6 \text{ м} = 0,067;$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot (l_0/h) - 0,01 \cdot R_6 \cdot j_{b2}^1 = 0,5 - 0,01 \cdot (760 \text{ см} / 60 \text{ см}) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,279$$

Т.к. $\delta = 0,067 < \delta_{min} = 0,2798$,

принимаем $\delta = 0,2798$,

при $\mu = 0,004$

$$J_s = 0,004 \cdot 40 \text{ см} \cdot 56 \text{ см} \cdot (0,5 \cdot 60 \text{ см} - 60 \text{ см} \cdot 4 \text{ см})^2 = 6056,96 \text{ см}^4$$

Условная критическая сила равна:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_{bx}}{l_0^2} \cdot \left[\frac{J^4}{y_e} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \nu \cdot J_s \right] = \frac{6,4 \cdot 21000(100)}{760^2} \left[\frac{720000}{1,8} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2798} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 6056,96 \text{ см}^4 \right] = 4974830 = 49,75 \text{ кН.} \cdot 10^5 = 49,75 \text{ кН.}$$

$$\eta = 1 / (N/N_{cr}) = 1 / (1 - 488,92 \text{ кН.} / 4975 \text{ кН.}) = 1,11$$

$$\text{расстояние } e = l_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 4 \text{ см} \cdot 1,11 + 0,5 \cdot 60 \text{ см} - 4 \text{ см} = 30,44 \text{ см}$$

при условии, что $A_s = A'_s$ высота сжатой зоны

$$x = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{488,92(1000)}{1,1 \cdot 8,5(100) \cdot 40} = 13,1 \text{ см}^2$$

относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = x/h_0 = 13,1 \text{ см}^2 / 56 \text{ см} / 0,23 \text{ см}$$

граничное значение относительное высоты сжатой зоны бетона, вычисленное в расчетах первой комбинации усилий: $\xi = 0,233 \text{ см} < \xi_y = 0,611$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{N}{2R_b \cdot b})}{R_{sc}(h_0 - a)^2} = \frac{488,92(1000) \cdot (30,44 \text{ см} - 56 \text{ см} + \frac{13,1 \text{ см}^2}{2})}{365(100) \cdot (56 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -8,2 \text{ см}^2 < 0$$

Расчет сечений 1-0 колонны в плоскости, \perp - ной к плоскости изгиба не производим (расчет в первой комбинации.)

Третья комбинация усилий

(см. табл. 10)

Эксцентриситет продольной силы:

$$l_0 = M/N = 0/496,1 \text{ кН} = 0$$

$J_{b2} = 0,9$ (т.к. крановая нагрузка не учитывается)

$$l_0 = 7,6 \text{ см}.$$

$i = 17,3 \text{ см}$ $\lambda = 43,9 > 14$, учитывается влияние прогиба элемента на его прочность

$$J = 720000 \text{ см}^2$$

$$y_e = 1 + \beta(M_{1e}/M_e) = 1 + 1 \cdot (110,5 \text{ кН} \cdot \text{м} / 129 \text{ кН} \cdot \text{м}) = 1,86$$

Где: $M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 424,28 \text{ кН} \cdot (0,56 \text{ м} - 0,04 \text{ м})/2 = 110,5 \text{ кН} \cdot \text{м} ;$

$$M_1 = 0 + 496,1 \text{ кН} \cdot \text{м} + 488,92 \text{ кН} \cdot (0,56 \text{ м} - 0,04 \text{ м})/2 = 129 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot (760 \text{ см} / 60 \text{ см}) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,2968$$

принимаем $\delta = 0,2968$,

принимаем армирована $\mu = 0,004$

$$J_s = 0,004 \cdot 40 \text{ см} \cdot 56 \text{ см} \cdot (0,5 \cdot 60 \text{ см} - 4 \text{ см})^2 = 6056,96 \text{ см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 21000(100)}{760^2 \text{ см}} \cdot \left[\frac{720000}{1,86} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2968} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 6056,96 \text{ см}^4 \right] = 47,46 \cdot \text{Н} \cdot 10^5 = 4746 \text{ кН}.$$

$$\eta = 1/(N/N_{cr}) = 1/(1 - 496,10 \text{ кН} / 4746 \text{ кН}) = 1,12$$

расстояние $e = l_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a' = 0 + 0,5 \cdot 60 \text{ см} - 4 \text{ см} = 26 \text{ см}$

высота сжатой зоны бетона.

$$x = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{496,1(1000)}{0,9 \cdot 8,5(100) \cdot 40} = 16,2 \text{ см}^2$$

относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = x/h_0 = 16,2 \text{ см}^2 / 56 \text{ см} / 0,293 \text{ см}$$

$$\xi = 0,29 \text{ см} < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0+\frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0-a)^1} = \frac{496.1(1000) \cdot \left(26\text{см} - 56\text{см} + \frac{16,2\text{см}^2}{2}\right)}{365(100) \cdot (56\text{см} - 4\text{см})} = -5,72\text{см}^2 < 0$$

Из расчета всех 3-х комбинации сечения колонны 1-0 в плоскости изгиба видно, что

Площадь арматуры $A_s = A'_s$ назначаем по

Третья комбинации усилий

(см. табл. 10)

Эксцентриситет продольной силы:

$$l_0 = M/N = 0/496,1\text{кН} = 0$$

$J_{b2} = 0,9$ (т.к. крановая нагрузка не учитывается)

$$l_0 = 7,6\text{см}.$$

$i = 17,3\text{см}$ $\lambda = 43,9 > 14$, учитывается влияние прогиба элемента на его прочность

$$J = 720000\text{см}^2$$

$$y_e = 1 + \beta(M_{1e}/M_e) = 1 + 1 \cdot (110,5\text{кН.м.}/129\text{кН.м}) = 1,86$$

Где: $M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 424,28\text{кН} \cdot (0,56\text{м} - 0,04\text{м})/2 = 110,5\text{кН.м.};$

$$M_1 = 0 + 496,1\text{кН.м.} + 488,92\text{кН} \cdot (0,56\text{м} - 0,04\text{м})/2 = 129\text{кН.м.}$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot (760\text{см}/60\text{см}) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,2968$$

принимаем $\delta = 0,2968$,

принимаем армирована $\mu = 0,004$

$$J_s = 0,004 \cdot 40\text{см} \cdot 56\text{см} \cdot (0,5 \cdot 60\text{см} - 4\text{см})^2 = 6056,96\text{см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 21000(100)}{760^2\text{см}} \cdot \left[\frac{720000}{1,86} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,2968} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 6056,96\text{см}^4 \right] = 47,46 \cdot \text{Н} \cdot 10^5 = 4746\text{кН}.$$

$$\eta = 1/(N/N_{cr}) = 1/(1-496,10\text{кН.}/4746\text{кН.}) = 1,12$$

$$\text{расстояние } e = l_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a' = 0 + 0,5 \cdot 60\text{см} - 4\text{см} = 26\text{см}$$

высота сжатой зоны бетона.

$$x = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{496,1(1000)}{0,9 \cdot 8,5(100) \cdot 40} = 16,2\text{см}^2$$

относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = x/h_0 = 16,2\text{см}^2/56\text{см}/0,293\text{см}$$

$$\xi = 0,29\text{см} < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l-h_0+\frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0-a)^1} = \frac{496.1(1000) \cdot \left(26\text{см} - 56\text{см} + \frac{16,2\text{см}^2}{2}\right)}{365(100) \cdot (56\text{см} - 4\text{см})} = -5,72\text{см}^2 < 0$$

Из расчета всех 3-х комбинации сечения колонны 1-0 в плоскости изгиба видно, что

Площадь арматуры $A_s = A'_s$ назначаем по конструктивным соображениям $A_s = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0,002 \cdot 56\text{см} \cdot 40\text{см} = 4,48\text{см}^2$

Принимаем 3 $\emptyset 16$ А III с $A_s = 6,03\text{см}^2$.

Проверка прочности наклонных сечений.

На колонну действует поперечная сила $Q_{max} = 19.6 \text{ кН}$. при $N=488,92 \text{ кН}$.
Прочность колонны без развития на колонных трещин из условия:

$$Q \leq Q_{b.u.} = \frac{y_{bu}(1 + y_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c};$$

$y_{b4} = 1.5$ для тяжелого бетона

$$y_n = 0.1 \cdot \frac{N}{R_{bt} b \cdot h_0} = 0.1 \cdot \frac{0.489}{0.8 \cdot 0.4 \cdot 0.56} = 0.27 < 0.5$$

Принимаем $y_n = 0,27$

При $c=0,25$ $H_2 = 0,25 \cdot 3,8 = 0,95 \text{ м}$.

$$Q_{b.u.} = \frac{1.5(1 + 0.27) \cdot 0.8 \cdot 0.4 \cdot 0.56^2}{0.95} = 0.2012 \text{ МН} > y_{b3}(1 + y_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$= 0.6(1 + 0.27) \cdot 0.8 \cdot 0.4 \cdot 0.56 = 0.1365.$$

$y_{b3} = 0.6$ для тяжелого бетона.

Проверяем условие:

$$Q=0,0196 \text{ МН} < 0,2012 \text{ МН} = Q_{b.u.}$$

т.к. условия выполняется, поперечное армирование назначаем по конст-м требованиям.

б) Сечения 2-1 в заделке колонны

(рис. 26а.)

Сечения колонны в подкрановой части: $b \times h = 40 \text{ см} \times 80 \text{ см}$, при $a=a' = 4 \text{ см}$

Полезная высота сечения: $h_0=76 \text{ см}$.

В сечении действуют три комбинации (см. табл. 11)

Комбинации расчетных усилий .

табл. 11

Усилия	Первая	Вторая	Третья
M_1 кН.м.	87,34	-28,94	68,44
N_1 кН.м	786,2	786,2	1097,16
Q_1 кН.	19,6	8,99	7,61

Усилия о продолжительного действия нагрузки: $M_e = 0$; $N_e = 572,06 \text{ кН}$
 $Q_e = 0$

Первая комбинация усилий.

Эксцентриситет продольной силы: от длител. Действ. Нагрузки:

$$l_0 = 1/(N/N_{cr}) = 8734 \text{ кН.см.} / 786,2 \text{ кН} = 1,11 \text{ см.}$$

Расчетная длина подкрановой части при учете крановых нагрузок:

$$l_0 = 1,54 = 1,5 \times 10,95 \text{ см} = 16,4 \text{ см}$$

Приведенный радиус инерции сечения..

$$i = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{80^2/12} = 23,1 \text{ см.}$$

$$\lambda = l_0/i = 1640 \text{ см.} / 23,1 \text{ см} = 71 > 14,$$

необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность

$$J = \frac{bxh^3}{12} = \frac{40 \cdot 80^3}{12} = 1706666 \text{ см}^4$$

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 572,06 \text{ кН.} \cdot (0,76 \text{ м.} - 0,04 \text{ м})/2 = 206 \text{ кН. м.};$$

$$M_1 = 87,34 \text{ кН. м.} + 786,2 \text{ кН.} \cdot (0,76 \text{ м} - 0,04 \text{ м})/2 = 326,7 \text{ кН.}$$

$$y_e = 1 + 1(206 \text{ кН. м.} / 326,7 \text{ кН. м}) = 1,63$$

$$\delta = l_0/h = 1,11 \text{ м} / 80 \text{ см} = 0,14;$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot \left(\frac{1640 \text{ см}}{80 \text{ см}} \right) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,2015$$

$$\text{Т.к. } \delta = 0,14 < \delta_{min} = 0,2015$$

принимаем $\delta = 0,2015 - 06 - 18$

Задаемся армированием $\mu = 0,008$

$$J_s = 0,008 \cdot 40 \text{ см} \cdot 76 \text{ см} \cdot (0,5 \cdot 80 \text{ см} - 4 \text{ см})^2 = 31518,72 \text{ см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 21000(100)}{16400^2 \text{ см}} \cdot \left[\frac{1706666}{1,63} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,2015} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 31518,72 \right] = 39,48 \cdot 10^5 \text{ Н} = 3948 \text{ кН.}$$

$$\eta = 1/(N/N_{cr}) = 1/(1 - 786,2 \text{ кН.} / 3948 \text{ кН.}) = 1,25$$

$$e = l_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a' = 11,1 \text{ см} \cdot 1,25 + 0,5 \cdot 80 \text{ см} - 4 \text{ см} = 49,9 \text{ см}$$

$$x = \frac{N}{J_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{786,2 \text{ кН}(1000)}{1,1 \cdot 8,5(100) \cdot 40} = 21 \text{ см}^2$$

относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = x/h_0 = 21 \text{ см}^2 / 76 \text{ см} / 0,28 \text{ см} < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{786,1 \text{ кН}(1000) \cdot \left(49,9 \text{ см} - 76 \text{ см} + \frac{21 \text{ см}^2}{2} \right)}{365(100) \cdot (76 \text{ см} - 4 \text{ см})} = -0,011 \text{ см}^2 < 0$$

Значит назначаем площадь арматуры по конструктивным соображениям.

Проверяем необходимость расчета подкрановой части колонны в плоскости, \perp - ной к плоскости изгиба расчетная длина $l_0 = 0,8H_l = 0,8 \cdot 10,95 \text{ м} = 8,76 \text{ м}$

$$\text{Радиус инерции } i = \sqrt{40^2/12} = 11,5 \text{ см.}$$

$$l_0/i = 876 \text{ см.} / 11,5 \text{ см} = 76,2 > 71 \text{ см} = l_0/i$$

расчет необходим, а т.к. $l_0/i = 76,2 \text{ см} < 14$, то необходимо учитывать влияние прогиба элемента на его прочность.

Расчет из плоскости изгиба.

Значение случайного эксцентриситет.

$$e_a \geq h/30 = 40/30 = 1,33 \text{ см.}$$

$$e_a \geq 1/600H = 1095/600 = 1,83 \text{ см.}$$

$$e_a \geq 1 \text{ см.}$$

принимаем $e_a = 1,83 \text{ см.}$

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 572.06 \text{кН} \cdot 0,1783 \text{м} = 102,1 \text{кН} \cdot \text{м} ;$$

$$M_1 = 87.34 \text{кН} \cdot \text{м} + 786.2 \text{кН} \cdot 0,1783 \text{м} = 227.6 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$y_e = 1 + 1(102,1 \text{кН} \cdot \text{м} / 227,6 \text{кН} \cdot \text{м}) = 1,45$$

$$\delta = l_0/h = 1,83 \text{м} / 40 \text{см} = 0,046;$$

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot 876 \text{см} / 40 \text{см} - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,19$$

принимаем $\delta = 0,019$

$$J = \frac{80 \times 40^3}{12} = 426666 \text{см}^4$$

Принимаем $\mu = 0,008$

$$J_s = 0.005 \cdot 80 \text{см} \cdot 36 \text{см} \cdot (0,5 \cdot 40 \text{см} - 4 \text{см})^2 = 3686,4$$

$$N_{cr} = \left[\frac{6.4 \cdot 21000(100)}{876^2 \text{см}} \cdot \left[\frac{426666}{1,45} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,19} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 3686,4 \right] \right] = 2953 \text{кН}$$

$$\eta = 1/(N/N_{cr}) = 1/(1 - 786.2 \text{кН} / 2953 \text{кН}) = 1,36$$

$$e = 1,83 \text{см} \cdot 1,36 + 0,5 \cdot 40 \text{см} - 4 \text{см} = 18,49 \text{см}$$

При условии что $A_s = A'_s$

Высота сжатой зоны:

$$X = \frac{N}{j'_{1.1} \cdot R_b \cdot b} = \frac{786.2(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 80} = 14,7 \text{см}^2$$

$$\xi = 14.7 \text{см}^2 / 36 \text{см} = 0,41 < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{786.2 \text{кН} \cdot (18,49 \text{см} - 36 \text{см} + \frac{14,7}{2})}{365(100) \cdot (36 - 4)} = -0,017$$

Армирование принимается конструктивно.

Вторая комбинация расчетных

Эксцентриситет продольной силы:

$$l_0 = M/N = 28.94 \text{кН} \cdot \text{см} / 786,2 \text{кН} = 0.04 \text{м} = 4 \text{см}..$$

$$l_0 = 16,4 \text{см} \quad \lambda = 1640 \text{см} / 23.1 \text{см} = 71 > 14,$$

$i = 23.1 \text{см}$. учитыв-ся влияние прогибв на прочность элемента.

$$J = 1706666 \text{см}^4$$

$$M_{1e} = 206 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$M_1 = -28,94 \text{кН} \cdot \text{м} + 786.2 \text{кН} \cdot (0,76 \text{см} - 0,04 \text{м}) / 2 = 228 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$y_e = 1 + \beta(1M_{1e}/M_e) = 1 + 1/(206 \text{кН} \cdot \text{м} / 268 \text{кН} \cdot \text{м}) = 1,77$$

$$\delta = l_0/h = 4 \text{см} / 80 \text{см} = 0,05;$$

$$\delta_{min} = 0,2015; \text{ принимаем } \delta = 0,2015$$

Задания коэф-том армир-я

Принимаем $\mu = 0,008$

$$J_s = 0.008 \cdot 40 \text{см} \cdot 76 \text{см} \cdot (0,5 \cdot 80 \text{см} - 4)^2 = 31518,72 \text{см}^4$$

$$N_{cr} = \left[\frac{6.4 \cdot 21000(100)}{1640^2 \text{см}} \cdot \left[\frac{1706666}{1,77} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,2015} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 31518,72 \right] \right] = 38,20 \cdot$$

$$10^5 \text{Н} = 3820 \text{кН}$$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 786.2 \text{кН} / 38,20 \text{кН}) = 1,236$$

$$e = l'_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 4 \text{см} \cdot 1,26 + 0,5 \cdot 80 \text{см} - 4 \text{см} = 41,04 \text{см}$$

При условии что $A_s = A'_s$

Высота сжатой зоны:

$$X = \frac{N}{j'_1 \cdot R_{bb}} = \frac{786.2 \text{ кН} \cdot (1000)}{1.1 \cdot 8.5 (100) \cdot 40} = 21 \text{ см}^2$$

$$\xi = 21 \text{ см}^2 / 76 \text{ см} = 0,28$$

$$\xi_y = 0,28 < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{786.2 \text{ кН} \cdot (41,04 \text{ см} - 76 \text{ см} + 10 \text{ см}^2)}{365(100) \cdot (76 - 4)} = -0,014 < 0$$

Арматуру подбираем по конструктивным соображениям.

$$e_a = 1,83 \text{ см}. \quad e = 17,83 \text{ см}. \quad h = 0,4 \text{ м}$$

принимаем $e_a = 1,83 \text{ см}$.

$$M_{1e}/M_e + N_e \cdot (h_0 - a')/2 = 0 + 572.06 \text{ кН} \cdot 0,1783 \text{ м} = 102,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = 28.94 \text{ кН} \cdot \text{м} + 786.2 \text{ кН} \cdot 0,1783 \text{ м} = 111,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$y_e = 1 + 1(102,1/111,2) = 1,9$$

$$\delta = l_0/h = 1,83 \text{ м} / 40 \text{ см} = 0,046;$$

$$\delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot 876 \text{ см} / 40 \text{ см} - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,19$$

принимаем $\delta = 0,0,19$

$$J = \frac{80 \cdot 40^3}{12} = 426666 \text{ см}^4$$

Принимаем коэф-т армиров-я $\mu = 0,005$

$$J_s = 0.005 \cdot 80 \text{ см} \cdot 36 \text{ см} \cdot (0,5 \cdot 40 \text{ см} - 4 \text{ см})^2 = 3686,4$$

Условная критическая сила.

$$N_{cr} = \left[\frac{6.4 \cdot 21000(100)}{876^2 \text{ см}} \cdot \left[\frac{426666}{1,45} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,19} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 3686,4 \right] \right] = 29,98 \cdot 10^5 \text{ Н} = 2498 \text{ кН}.$$

$$\eta = 1/(N/N_{cr}) = 1/(1 - 786.2/2498) = 1,5$$

$$e = 1,83 \text{ см} \cdot 1,36 + 0,5 \cdot 40 \text{ см} - 4 \text{ см} = 20,7 \text{ см}$$

При условии что $A_s = A'_s$

Высота сжатой зоны бетона:

$$X = \frac{N}{j'_1 \cdot R_{bb}} = \frac{786.2(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 80} = 14,7 \text{ см}^2$$

$$\xi = 14,7 \text{ см}^2 / 36 \text{ см} = 0,41 < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{786.2 \cdot (20,7 - 36 + \frac{14,7}{2})}{365(100) \cdot (36 - 4)} = -0,015$$

Площадь комбинации расчетных усилий.

Расчетная длина подкран. Части колонны при учете нагрузки от крана:

$$l_0 = 1,5H_1 = 0,15 \cdot 110,95 \text{ м} = 16,4 \text{ м}$$

Приведенный радиус инерции сечения: Радиус инерции $i = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{80^2/12} = 23.1 \text{ см}$.

$$\lambda = l_0/i = 16.40 \text{ см} / 23,1 \text{ см} = 71 > 14.$$

Необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность/

Вычисляем:

$$l_0 = M/N = 6844 \text{ кН} \cdot \text{см} / 10,97 / 1097,16 \text{ кН} = 6,24 \text{ см}.$$

$$J = b \cdot h^3/12 = 40 \cdot \frac{80^3}{12} = 1706666 \text{ см}^4$$

$$M_{1e} = M_{1e} + N_e(h_0 - a^1)/2 = \frac{0 + 572.06 \cdot (0.76 - 0.04)}{2} = 206 \text{ кН. м.}$$

$$M_1 = \frac{68,44 + 10,97,16 \cdot (0,76\text{см} - 0,04)}{2} = 429,2 \text{ кН. м.}$$

$$y_e = 1 + \beta(M_{1e}M_e) = 1 + 1/(206/429,2) = 1,48$$

$$\delta = l_0/h = 6,24\text{см}/80\text{см} = 0,08;$$

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot (1640\text{см}/80\text{см}) - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 1,1 = 0,2015;$$

принимаем $\delta = 0,2015$

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = 9.52 \quad y_{sp} = 1$$

Предварительно задаемся коэф-том армирования $\mu = 0,008$

$$J_s = 0.008 \cdot 40\text{см} \cdot 76\text{см} \cdot (0,5 \cdot 80\text{см} - 4\text{см})^2 = 31518,7\text{см}^4$$

Условная критическая сила.

$$N_{cr} = \left[\frac{6.4 \cdot 21000(100)}{1640} \cdot \left[\frac{1706666}{1,48} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,2015} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 31519,7 \right] \right] = 41,80 \cdot 10^5 \text{ Н} = 4180 \text{ кН.}$$

$$\eta = 1/(1 - 1097,16/4180) = 1,36$$

$$\text{расстояние: } e = e_0 \cdot \eta = 0,5h - a = 6.24\text{см} \cdot 1,36 + 0,5 \cdot 80\text{см} - 4\text{см} = 44,4\text{см}$$

При условии что $A_s = A'_s$, высота сжатой зоны бетона равна:

$$X = \frac{N}{j'_{1} \cdot R_{bb}} = \frac{1097,16(1000)}{1.1 \cdot 8.5(100) \cdot 40} = 29,34\text{см}^2$$

Относительна высота сжатой зоны:

$$\xi = X/h_0 = 29.34\text{см}^2/76\text{см} = 0,386\text{см.}$$

граничное значение относит. высоты сжатой зоны бетона:

$$\xi = 0,386 < \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{1097,16 \cdot (1000) \cdot (44,4 - 76 + 2934/2)}{365(100) \cdot (76 - 4)} = -19,32 < 0$$

То расчетам всех трех комбинаций в сечении колонны 2-1 в плоскости, изгиба, видно, что площадь арматуры $A_s = A'_s$ принимается по конструктивным соображениям, т.е.

$$A_s = 0,002 \cdot b \cdot h_0 = 0.002 \cdot 40\text{см} \cdot 76\text{см} = 6,1\text{см}^2$$

$$\text{Принимаем } 3 \text{ } \emptyset 16 \text{ А III с } A_s = A'_s = 7.63\text{см}^2 \cdot$$

Расчет из плоскости изгиба.

Случайный эксцентриситет равен:

$$e_a \geq h/30 = 40/30 = 1.33\text{см.}$$

$$e_a \geq 1/600H = 1095/600 = 1.83\text{см.}$$

$$e_a \geq 1\text{см.}$$

Принимаем $e_a = 1,83\text{см.}$

$$e = 1,83\text{см.} + 0,5(36\text{см} - 4\text{см}) = 17,83\text{см}$$

$$M_1 = 102,1 \text{ кН. м}$$

$$M_1 = 68,44 + 1097,16 \cdot 0,1783 = 264,1 \text{ кН. м}$$

$$y_e = 1 + 1(102,1 \text{ кН. м.} / 264,1 \text{ кН. м}) = 1,39$$

$$\delta = l_0 / h = 1,83 \text{ м} / 40 \text{ см} = 0,046;$$

$$\delta_{min} = 0,19$$

принимаем $\delta = 0,019$

$$J = \frac{80 \cdot 40^3}{12} = 426666 \text{ см}^4$$

Принимаем $\mu = 0,008$

$$J_s = 0,005 \cdot 80 \text{ см} \cdot 36 \text{ см} \cdot (0,5 \cdot 40 \text{ см} - 4)^2 = 3686,4 \text{ см}^4$$

При: $\mu = 0,005$

Условная критическая сила равна:

$$N_{cr} = \left[\frac{6,4 \cdot 21000(100)}{876} \cdot \left[\frac{426666}{1,39} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1+0,19} + 0,1 \right) + 9,52 \cdot 3686,4 \right] \right] = 31,88 \cdot 10^5 \text{ Н} = 3188 \text{ кН.}$$

$$\eta = 1 / (N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1097,16 / 3188) = 1,56$$

$$e = 1,83 \text{ см} \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 18,7 \text{ см}$$

Высота сжатой зоны бетона равна:

$$X = \frac{N}{j'_{1} \cdot R_b b} = \frac{1097,16(1000)}{1,1 \cdot 8,5(100) \cdot 80} = 14,7 \text{ см}^2$$

Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = x / h_0 = 14,7 \text{ см}^2 / 36 \text{ см} = 0,41 \text{ см}$$

$$\xi_y = 0,41 \ll \xi_y = 0,611$$

$$A_s = A'_s = \frac{N(l - h_0 + \frac{x}{2})}{R_{sc}(h_0 - a)^1} = \frac{1097,16(1000) \cdot (18,7 + 36 + 14,7/2)}{365(100) \cdot (36 - 4)} = -23,2 < 0$$

Из расчетов всех комбинаций в сечение колонны 2-1 из плоскости изгиба видно, что площадь арматуры необходимо подбирать по конструктивным соображениям.

$$A_s = A'_s = 0,002 \cdot 80 \text{ см} \cdot 36 \text{ см} = 5,76 \text{ см}^2$$

Расчет на действие поперечной силы не нужен. Т.к. прочность по наклонным сечениям обеспечена даже в над крановой части колонны.

IV. §8. Расчет и конструирование */бетонного монолитного фундамента под среднюю колонну.

Прямоугольного сечения.

1. Исходные данные для расчета фундамента.

Грунты основания-пески пылеватые средней плоскости, маловлажные грунта
 $R_0 = 0,25 \text{ МПа}$

Бетон тяжелый класса В-15: $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$

Арматура из горячее катонной стали класса А-III, $R_s = 280 \text{ МПа}$

Вес единицы объема материала фундамента и грунта на его образцах $j'=20\text{кН/м}^3$

2. Определение геометрических размеров фундамента.

Расчет выполняем на наиболее опасную комбинацию расчетных усилий в сечении колонны 2-1;

$$M=68.4\text{кН.м.} \quad N=1097,2\text{кН.} \quad Q=7,61\text{кН.}$$

Нормативных значение усилий определяем делением расчетных усилий на усредненный коэф-нт надежности по нагрузке: $j'=1,15$ т.е.

$$M_n=59.5\text{кН.м.} \quad N_n=954.1\text{кН.} \quad Q_n=6.6\text{кН.}$$

Глубину стакана фундамента принимаем 90см, что соответствует не менее значений:

$$H_{An}=0.5+0.33h=0.5+0.33\cdot 0.8=0.8\text{м}$$

$$H_{An}=1.5+b_{col}=1.5+0.4=0.6\text{м}$$

$$H_{An}=25d=25\cdot 1.6=40\text{см}$$

Где: d -диаметр продольной арматуры колонны.

Полная высота фундамента $H=1200\text{мм.}$ (кратно 300мм.) глубина заложения фундамента при расстоянии от планировочной отметки до верха фундамента 150 мм:

$$H_1 = 1200 + 150 = 1350\text{мм} = 1,35\text{м}$$

Высота ступеней 400 мм.

Предварительно площадь подошвы фундамента определяем по формуле:

$$A=1,05 \cdot \frac{N_n}{R_b-j'H_1} = 1,05 \cdot \frac{954,1}{250-20\cdot 1,35} = 4,5\text{м}^2$$

Назначаем отношение $b/a = 0,8$, получаем $a = \sqrt{4,5/0,8} = 2,3\text{м}$ $b = 0,8 \cdot 2,3=1,84\text{м}$

Принимаем $a \times b = 2,4\text{м.} \times 2,1\text{м}$

Площадь подошва фундамента:

$$A=2,4\text{м} \times 2,1\text{м} = 5,04\text{м}^2$$

Момент сопротивления

$$W=(2.1 \times 2.4^2)/6=2.02\text{м}^3$$

Т.к. заглубление фундамента меньше 2м. ширина подошвы более 1м, необходимо уточнить нормативное давление на грунт основания по формуле:

$$R=R_0 \cdot \left(1+k \frac{b-b_1}{b_1}\right) \cdot \frac{h+h_1}{2h_1} = 0.25 \cdot \left(1 + 0.125 \cdot \frac{2.1-1}{1}\right) \cdot \frac{1.35+2}{2} = 0.24\text{МПа}$$

Где: $k=0.125$ - для песчаных грунтов;

$$b_1 = 1\text{м.} \quad h_1 = 2\text{м.} \quad h=H_1 = 1.35\text{м.}$$

$$b = 2.1\text{м.}$$

Пересчет площадь подошвы фундамента не производим вследствие незначительного изменения нормативного давления R на грунт основания.

Определим рабочую высоту фундамента из условия прочности на продавливание по формулам:

$$h_0 = \frac{h+b_{col}}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt}+p} - \frac{0.8+0.4}{4}} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1097.2}{825+218}} = 0.2128\text{м.}$$

3. Расчет арматуры фундамента.

Определяем напряжение в грунте под подошвой фундамента в направлении длинной стороны «а» без учета веса фундамента и грунта на его уступах от расчетных нагрузок:

$$P_{\max} = N/A + M_f/W = 1097.2 \text{ кН} / 5.04 \text{ м}^2 + 77.6 \text{ кН} \cdot \text{м} / 2.02 \text{ м}^3 = 256.12 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{\min} = N/A + M_f/W = 1097.2 \text{ кН} / 5.04 \text{ м}^2 - 77.6 \text{ кН} \cdot \text{м} / 2.02 \text{ м}^3 = 179.3 \text{ кН/м}^2$$

Где: $M_f = M + QH = 68.44 \text{ кН} \cdot \text{м} + 7.61 \text{ кН} \cdot 1.2 \text{ м} = 77.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Определяем напряжение в сечениях I-I и II-II:

$$P_{i-i} = P_{\max} - \frac{P_{\max} - P_{\min}}{a} * \frac{a - a_i}{a2};$$

$$P_{I-I} = 256.12 \text{ кН/м}^2 - \frac{(256.12 \text{ кН/м}^2 - 179.3 \text{ кН/м}^2)}{2.4 \text{ м}} * \frac{2.4 \text{ м} - 2.1 \text{ м}}{2} = 251.32 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{II-II} = 256.12 \text{ кН/м}^2 - \frac{(256.12 \text{ кН/м}^2 - 179.3 \text{ кН/м}^2)}{2.4 \text{ м}} * \frac{2.4 \text{ м} - 0.8 \text{ м}}{2} = 230.51 \text{ кН/м}^2;$$

_____ () _____

Расчетные изгибающие моменты в сечениях равны

$$M_{I-I} = \frac{(a-a_1)^2}{24} * (P_{I-I} + 2P_{\max}) * b = \frac{(2.4\text{м}-2.1\text{м})^2}{24} * (251,32 \text{ кН/м}^2 + 2 * 256,12 \text{ кН/м}^2) * 2,1 = 171,6 \text{ кН} * \text{м} = 171,6 * 10^5 \text{ Н} * \text{см}$$

Требуемая площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{R_s * 0.9 * h_0} + \frac{6.1 * 10^5 \text{ Н} * \text{см}}{280(100) * 0.9 * 35} = 0,7 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{R_s * 0.9 * h_0} + \frac{171.6 * 10^5 \text{ Н} * \text{см}}{280(100) * 0.9 * 115 \text{ см}} = 6 \text{ см}^2$$

Принимаем 8Ø10 А-II с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$

Процент армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{b * h_0} = \frac{6.28 \text{ см}^2}{180 \text{ см} * 115 \text{ см}} * 100 = 0,3 < \mu_{\min} = 0.05\%$$

Увеличиваем арматуру: принимаем 12Ø10 А-II с $A_s = 9,42 \text{ см}^2$, что составляет $\mu_{\min} = 0.05\%$

Арматура укладываемая параллельно меньшей стороне фундамента, определяется по изгибающему моменту в сечении III-III:

$$M_{III-III} = \frac{1}{8} * (b-b_1)^2 * \sigma * a = \frac{1}{8} * (2.1\text{м}-0,4\text{м})^2 * 218 \text{ кН/м}^2 * 2,4\text{м} = 189 \text{ кН} * \text{м} = 189 * 10^5 \text{ Н} * \text{см}.$$

$$A_{s3} = 189 * 10^5 \text{ Н} * \text{см} / 280(100) * 0.9 * 115 \text{ см} = 7,0 \text{ см}^2$$

Принимаем 14Ø10 А-II с $A_s = 11,99 \text{ см}^2$, что составляет $\mu_{\min} = 0.05\%$

_____ () _____

Безопасность жизнедеятельности и охрана труда в строительстве.

V.1. Законодательно-правовые основы и нормативно-технические документы, по безопасности жизнедеятельности и охраны труда в строительстве.

В статье 37 Конституции Республики указано – «Каждый имеет право на труд, на свободный выбор работы, на справедливые условия труда и на защиту от безработицы, в порядке, установленном законом». Целенаправленную деятельность по созданию правовой основы защиты прав и свобод человека Узбекистан осуществляет в соответствии с международными стандартами. Войдя в мировое сообщество, республика в конституционном порядке закрепила признание приоритета общепринятых норм международного права. В качестве полноправного члена Организации Объединенных Наций Узбекистан присоединяется к международным актам в области прав человека, принимая на себя тем самым обязательства по соблюдению и применению их в своей государственно правовой практике. Универсальное значение международных актов в области прав человека проявляется в том, что закрепляемые ими положения должны воплощаться в нормах национального законодательства. При разработке Основного Закона Республики Узбекистан положения Всеобщей Декларации прав человека были полностью включены в конституционные нормы.

Основопологающим направлением государственной политики в области охраны труда является провозглашённый законодательством приоритет жизни и здоровья работника по отношению к результатам производственной деятельности, а также координация деятельности по охране труда с другими направлениями экономической и социальной политики. Более 30 статей Трудового кодекса касаются непосредственно вопросов охраны труда, в том числе по:

- ◆ требованиям по охране труда (ст. 211);
- ◆ обеспечению безопасных и здоровых условий труда (ст. 212);
- ◆ проведению инструктажа и обучения вопросам охраны труда (ст. 215);
- ◆ регламентации продолжительности рабочего времени на работах с неблагоприятными условиями труда для работников, имеющих особый характер труда и не достигших 18-летнего возраста (ст. 116, 117, 118);
- ◆ условиям привлечения инвалидов к различного вида работам (ст. 220);
- ◆ обеспечению работников молоком, лечебно профилактическим питанием, средствами индивидуальной защиты и гигиены (ст. 217);
- ◆ оказание первой медицинской помощи работникам, заболевшим на месте работы (ст. 221);

♦ учету и расследованию несчастных случаев, надзору, контролю за состоянием условий труда (ст. 222) и др.

Законодательство об охране труда состоит из «Закона об охране труда», Трудового кодекса, Указов Президента Республики Узбекистан, стандартов системы безопасности труда, решений исполнительных органов государственной власти, принимаемых в пределах их компетенции в виде постановлений, приказов, положений, указаний, правил и др.

В соответствии с Законом Республики Узбекистан «Об охране труда», государственная политика в области охраны труда основывается на принципах:

- ♦ приоритета жизни и здоровья работника по отношению к результатам производственной деятельности предприятия;
- ♦ координации деятельности в области охраны труда с другими направлениями экономической и социальной политики;
- ♦ установления единых требований в области охраны труда для всех предприятий, независимо от форм собственности и хозяйствования;
- ♦ обеспечения экологически безопасных условий труда и систематического контроля за состоянием окружающей среды на рабочих местах;
- ♦ осуществления надзора и контроля за повсеместным выполнением требований охраны труда на предприятиях;
- ♦ участия государства в финансировании охраны труда;
- ♦ подготовки специалистов по охране труда в высших и средних специальных учебных заведениях;
- ♦ стимулирования разработки и внедрения безопасной техники, технологии и средств защиты работающих;
- ♦ широкого использования достижений науки, техники и передового отечественного и зарубежного опыта по охране труда;
- ♦ бесплатного обеспечения работников специальной одеждой и обувью, средствами индивидуальной защиты, лечебно-профилактическим питанием;
- ♦ проведения налоговой политики, способствующей созданию здоровых и безопасных условий труда на предприятиях;
- ♦ обязательности расследования и учета каждого несчастного случая на производстве и каждого профессионального заболевания и на этой основе информирования населения об уровнях производственного травматизма и профессиональной заболеваемости;
- ♦ социальной защиты интересов работников, пострадавших от несчастных случаев на производстве или получивших профессиональное заболевание;
- ♦ всемерной поддержки деятельности профсоюзов и других общественных объединений, предприятий и отдельных лиц, направленной на обеспечение охраны труда;

◆ международного сотрудничества при решении проблем охраны труда.
В развитие отдельных статей закона приняты такие подзаконные нормативные акты:

◆ Постановления Кабинета Министров РУз:

◆ №538 от 7.11.1994 г. «О государственном управлении охраной труда»;

◆ №58 от 16.02.1995 г. «Об управлении охраной труда Министерства тру\$
да РУз»;

◆ №286 от 6.07.1997 г. «Положение о расследовании и учете несчастных случаев и иных повреждений здоровья работников на производстве» и др.
нормативные материалы:

◆ Типовое положение об организации работ по охране труда;

◆ Типовое положение об обучении и проверки знаний по охране труда;

◆ Положение об уполномоченном по охране труда;

◆ Методические указания по рациональному трудоустройству инвалидов;

◆ Списки работ с неблагоприятными условиями труда, на которых запрещается применение труда лиц моложе восемнадцати лет, полностью или частично запрещается использование труда женщин и др.;

◆ Методика оценки условий труда и аттестации рабочих мест по условиям труда;

◆ Порядок проведения аттестации рабочих мест при использовании труда инвалидов на производстве;

◆ Медицинские показания для бесплатной выдачи молока и других равноценных пищевых продуктов рабочим и служащим, непосредственно занятым на работах с вредными условиями труда;

◆ Положение о разработке инструкций по охране труда и др.

III.2. Вопросы охраны труда в П.О.С. и П.П.Р.

В соответствии со СНиГТ 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 именуются 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 российскими 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 грузоподъемных механизмов, мест складирования материалов, временных дорог и других объектов строительного хозяйства. Как отмечалось, в ПОС эти вопросы рассматриваются укрупнено для всего комплекса объектов площадки, в ППР - подробно, только для одного объекта.

III.3 РАСЧЕТ ОСВЕЩЕНИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ.

Электрическое освещение строительных площадок осуществляют с помощью стационарных и передвижных инвентарных установок. Для прожекторного освещения используют мачты высотой от 10 до 50 м, выполненные из дерева, металла, железобетона и сплавов алюминия.

Для всех строительных площадок и участков, где работы выполняются в темное время суток, предусматривается устройство рабочего освещения. Общее равномерное освещение строительной площадки в соответствии с ГОСТ 12.1.045-84 [8] должно быть не менее 2 лк, за исключением автодорог. Для охраны строительной площадки из рабочего освещения выделяют часть осветительных установок, которые могут обеспечить на уровне земли освещенность не менее 0,5 лк.

Если общее равномерное освещение составляет менее 2 лк, то к нему должно быть добавлено локализованное освещение в соответствии с рекомендациями табл. 2.2.

Эвакуационное освещение предусматривается в местах основных путей эвакуации людей, а также в местах прохода, связанных с опасностью травматизма. Освещенность внутри строящегося зданий должна составлять не менее 0,5 лк, вне здания – 0,2 лк.

Таблица

Нормы освещенности участков строительных площадок и работ

Участки строительных площадок	Наименьшая освещенность, лк	Плоскость и уровень поверхности, на которой нормируется освещенность
Погрузка, установка, подъем строительных конструкций кранами	10	Г, на площадке работ В, на крюке крана
Сборка и монтаж строительных механизмов	50	Г, по всей высоте сборки
Земляные работы, кроме устройства траншей	10 5	В, по всей высоте забоя Г
Устройство траншей	10	Г, на уровне траншеи В, на высоте траншеи
Установка опалубки, лесов и ограждений	30	Г и В, на всех уровнях
Бетонирование: конструкций крупных массивов	30 10	Г и на поверхности укладки бетона
Кладка из крупных бетонных блоков, кирпичная кладка	10	Г, на уровне кладки В, на уровне стены
Подходы к рабочим местам	5	Г

Примечание. Г и В – горизонтальная и вертикальная плоскости

Аварийное освещение устраивают в местах производства работ по бетонированию особенно ответственных конструкций в тех случаях, когда перерыв в укладке бетона недопустим. При этом освещенность бетонирования железобетонных конструкций должна быть 3 лк, а на участках бетонирования массивов – 1 лк.

Источниками света при выполнении работ на строительных площадках могут быть:

- лампы накаливания (ЛН), при ширине площадки до 20 м;
- дуговые ртутные лампы (ДРЛ) и дуговые неоновые трубчатые лампы (ДНаТ), при ширине площадки от 20 до 150 м;
- дуговые ртутные с излучающими добавками лампы (ДРИ), при ширине от 150 до 300 м;
- дуговые неоновые трубчатые (ДКсТ) или шаровые (ДКсШ) лампы, при ширине площадки более 300 м.

При размещении осветительных приборов на строительных площадках необходимо учитывать, что нормативная освещенность должна быть обеспечена минимальным числом приборов, при этом должно быть удобно их эксплуатировать.

Применение прожекторного освещения для строительных площадок имеет ряд существенных преимуществ по сравнению с освещением светильниками: экономичность, благоприятное для объемного видения соотношение вертикальной и горизонтальной освещенности, меньшая загруженность территории столбами и воздушной проводкой, а также простота обслуживания осветительной установки.

Расчет прожекторного освещения обычно проводят для определения типа прожектора, необходимого их количества, высоты, места и угла наклона оптической оси в вертикальной и горизонтальной плоскостях, обеспечивающих заданную нормативную освещенность мест производства работ.

Для освещения строительных площадок рекомендуется применять типы прожекторов, приведенные в табл. 2.3.

В практике проектирования прожекторного освещения используются различные методы: метод компоновки изолюкс; метод кривых равных значений относительной освещенности; метод по мощности прожекторной установки и другие, с которыми можно ознакомиться в специальной литературе [2, 9].

Метод по мощности прожекторной установки как наиболее простой нашел более широкое применение на практике. Он рекомендован ГОСТ 12.1.046-85.

Сущность метода заключается в следующем. При известных размерах строительной площадки и нормируемой освещенности на ней ориентировочное число прожекторов N может быть определено по формуле

$$N = m \cdot E_{\text{н}} \cdot k \cdot \frac{A}{P_{\text{л}}}, \quad (2.6)$$

где m – коэффициент, учитывающий световую отдачу источника света, определяемый по табл. 2.4;

$E_{\text{н}}$ – нормируемая освещенность горизонтальной поверхности площадки, лк;

k – коэффициент запаса, принимаемый для ламп накаливания (ЛН) равным 1,5, и для газоразрядных ламп – 1,7;

A – освещаемая площадь, м²;

$P_{\text{л}}$ – мощность лампы, Вт.

Таблица

Ориентировочное значение коэффициента m

Лампа	Тип прожектора	Ширина освещаемой площадки, м	Значение коэффициента m при расчетной освещенности площадки, лк	
			0,5...1,5	2...30
ЛН	ПЗС, ПСМ	75...150	0,90	0,30
		175...300	0,50	0,25
ГЛН	ПКН, ИСУ	75...125	0,50	0,25
ДРЛ	ПЗС, ПСМ	75...250	0,25	0,13
		275...350	0,30	0,15
ДРИ	ПЗС, ПСИ	75...150	0,30	0,10
		175...350	0,16	0,06
ДКсТ-20000	ОУКсН (Н=30 м)	150...175	0,75	0,50
		200...350	0,50	0,40

Таблица

Типы прожекторов, рекомендуемых для освещения строительных площадок [2]

Прожектор	Лампа	Максимальная сила света, ккд	Максимальная допустимая высота установки прожекторов, м, при нормируемой освещенности 2 лк								Угол рассеяния	
			0,1	1	2	3	5	10	30	50	$2\beta_{\Gamma}$, град	$2\beta_{\text{В}}$, град
ПСМ-5-1	Г220-1000	120	35	28	22	20	17	13	7	6	21	21
	ДРЛ-700	52	23	19	14	13	11	8	5	4	74	90
ПСМ-40-1	Г220-50	70	25	21	17	15	13	10	5	4	19	19
ПСМ-30-1	Г220-200	33	18	15	11	10	9	7	4	3	16	16
ПЗР-400	ДРЛ-400	19	14	11	8	8	7	5	3	3	60	60
ПЗР-250	ДРЛ-250	11	10	8	6	6	5	4	3	3	60	60
ПЗС-45	Г220-1000	130	35	29	22	20	18	13	7	6	26	24
	ДРЛ-700	30	17	14	11	10	8	6	4	3	100	100
ПЭС-35	Г220-500	50	22	18	14	13	11	8	5	4	21	19
ПКН-1500-1	КГ220-1500	90	30	25	20	17	15	11	6	5	20	17
ПКН-1000-1	КГ220-1000-5	52	23	19	14	13	11	8	5	4	–	–
ИСУ 01x2000/ К-63-01	КГ220-5000-1	71	26	22	17	15	13	10	6	5	104	70
ОУКсН-20000	ДКсТ-20000	650	–	65	50	45	40	30	25	25	95	10
СКсН-10000	ДКсТ-10000	165	40	33	25	23	20	15	15	15	137	24

Примечание. $2\beta_{\Gamma}$ и $2\beta_{\text{В}}$ – полные углы рассеяния света в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

Минимальная высота установки прожекторов над освещенной поверхностью может быть рассчитана по формуле, м

$$h_{\text{п}} = \sqrt{\frac{I_{\text{MAX}}}{300}}, \quad (2.7)$$

где I_{MAX} – максимальная сила света, кд, определяемая по табл. 2.2.

Пример. Для строительной площадки размерами 100x200 м необходимо спроектировать общее равномерное освещение.

Решение. Для освещения площадки в соответствии с рекомендациями ГОСТ 12.1.046-85 [7] выберем к установке четыре прожекторных вышки, расположенных по углам площадки. С учетом рекомендаций табл. 2.2 и 2.4, вышеприведенных рекомендаций по источникам света принимаем к установке прожектора типа ПЗС-45 с дуговыми ртутными лампами типа ДРЛ-700.

Нормативная освещенность строительной площадки составляет $E_{\text{н}} = 2$ лк. Тогда для ее обеспечения ориентировочное число прожекторов N может быть определено по формуле (2.1)

$$N = 0,13 \cdot 2 \cdot 1,7 \cdot \frac{20000}{700} = 12,6,$$

где $m = 0,13$ (из табл. 2.3); $k = 1,7$ (пояснения к формуле 2.6));
 $A = 100 \cdot 200 = 20000 \text{ м}^2$; $P_{\text{л}} = 700 \text{ Вт}$ (следует из маркировки лампы).

Принимаем к установке 12 прожекторов, по 3 прожектора на каждой мачте.

Минимальную высоту установки прожекторов на мачтах определим по формуле (2.7), м

$$h_{\text{п}} = \sqrt{\frac{30000}{300}} = 10,$$

где $I_{\text{MAX}} = 30000$ кд (по табл. 2.2).

Заключение

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

Жилище представляет собой сложную систему природной и искусственно созданной среды, служащей для производства физиологической и социально-культурной сущности человека. Для создания оптимальных условий потребления материальных и духовных благ, главным образом в сфере быта и отдыха. Жилая среда оказывает самое сильное влияние на здоровье. Поведение и удовлетворенность людей. Так как именно здесь люди проводят самую большую часть своей жизни.

Типы домов, их планировка и окружение всегда во много определялись местными природными условиями.

Для достижения указанной цели, перед работой был поставлен ряд задач:

- отличительные особенности объемно-планировочных и конструктивных решений их варианты промышленных зданий введенных в эксплуатацию в респ. Узбекистан

- отличительные особенности конструктивных решений их вариантов промышленных зданий

- функциональные и объемно-планировочные особенности этих типов зданий

Подводя итоги выполненной работы, можно выделить следующее:

При разработке объемно планировочного решения промышленных зданий, были учтены все требования и нормы проектирования Республики Узбекистан, с учетом климатических и сейсмических особенностей, за счет устройства антисейсмических, деформационных швов и других мероприятий, когда архитектурно-планировочный блок может самостоятельно работать и перемещаться при сейсмических и климатических воздействиях, сохраняя при этом прочность и устойчивость.

Так же в промышленном зданиях соблюдаются все санитарно гигиенические нормы, предусмотрены тем или иные мероприятия пожаробезопасности, вентилирования и кондиционирования воздуха.

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

В качестве основного материала несущих и самонесущих конструкций: колонн, балок, ригелей, перекрытий принят железобетон в монолитном исполнении.

Проведен анализ теплоэнергоэффективности существующих и вновь возводимых промышленных зданий.

Как показали расчеты, однослойные конструкции экономически не отвечают принятым новым нормам строительной теплотехники. К примеру, в случае использования высокой несущей способности железобетона или кирпичной кладки, для того, чтобы этим же материалом выдержать нормы теплосопротивления, толщину стен необходимо увеличить соответственно до 2х раз. Если же использовать материалы с лучшими показателями по теплосопротивлению, то их несущая способность сильно ограничена, к примеру, как у керамзитобетона, а пенополистерол и минвата, эффективные утеплители, вообще не являются конструкционными материалами. На данный момент нет абсолютного строительного материала, у которого бы была высокая несущая способность в сочетании с высоким коэффициентом теплосопротивления. Как показали анализы, чтобы отвечать всем нормам строительства и энергосбережения необходимо здание строить по принципу многослойных конструкций, где одна часть будет выполнять несущую функцию, вторая- тепловую защиту здания. В таком случае толщина стен остается разумной, соблюдается нормированное теплосопротивление стен.

Данное промышленное здание, соответствует всем критериям не только нашей республики, но и общим требованиям международного уровня.

Список используемой литературы:

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. «Железобетонные конструкции» Учебник для ВУЗов. 5-е изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.: ил. Репритное переиздание ООО «Бастет», 2009 г
2. «Железобетонные и каменные конструкции». Учебник для строит. Спец ВУЗов. В.М. Бодаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Риминшин; под.ред. В.М.Бондаренко.-2-е издание перераб. и доп.-М.: Высш. Шк., 2002 – 876 с.: ил.
3. «Проектирование каменных и армокаменных конструкций: учеб. Пособие М.: АСВ 2006,236 с. Бедов А.И.
4. «Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий» А.И. Зайкин – М.: АСВ, 2006 – 272 с.

5. Бондаренко В.М. «Расчет строительных конструкций» Пособие для строит. ВУЗов – М.: Высш шк. 1984 – 176 с. ил
6. Актуализированная редакция КМК 2.01.07-85**
7. Свод правил к КМК 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры
8. КМК 52-01-2003 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции»
9. СП52-110-2009 часть -1 свод правил к КМК Бетонные и железобетонные конструкции , подвергающиеся технологически повышенным и высоким температурам.
- 10.СНиП 2.03.11-85 «Защита строительных конструкций от коррозии»
- 11.«Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры» (к СП 52-101-2003) ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.:ОАО «) ЦНИИПромзданий»,2005 – 214 с.
- 12.Проектирование элементов каркаса одноэтажного производственного здания: Компонировка и сбор нагрузок для расчета поперечной рамы. Методические указания. Сост В.Н. Федоров.: 1992
- 13.Испытание железобетонной балки по нормальному сечению. Методические указания к лабораторным работам. Составитель Федоров В.Н. ЧГУ 1991-37с
- 14.Попов Н.Н. Забегаев А.В. «Проектирование и расчет железобетонных конструкций» Учебник для студентов строительных специальных ВУЗов. 2-е издание перераб.-М.: высш.школа 206-504 с ил.
- 15.КМК 23-05-95 естественное и искусственное освещение
- 16.КМК 31-03-2001 Производственные здания
- 17.КМК 2.01.02-85(1991) противопожарные нормы
- 18.КМК 2/02/01-83(2000) основания зданий и сооружений
- 19.КМК 2.09.03-85 Сооружения промышленных предприятий.