# 

# Оглавление

*Введение……………………………………………………………………………….……....5*

*1. Подбор типовых конструкций и компоновка конструктивной схемы здания..6*

*2. Компоновка поперечной рамы………………………………………………..…………6*

*2.1. Определение размера колонн по высоте…………………………...………..7*

*2.2. Определение постоянной нагрузки на раму………...……………...……….7*

*2.3. Определение временной нагрузки на раму……….......………………..........8*

*3. Расчет и конструирование ступенчатой двухветвевой колонны……..…..…17*

*3.1. Исходные данные….………………………………….…………………………17*

*3.2. Надкрановая часть колонны…….…………….….………………………..…17*

*3.3. Подкрановая часть колонны……...………….………………….………..…..26*

*3.4. Расчет распорки колонны……...……………..………….….…………..……30*

*4. Расчет фундамента под крайнюю колонну………………………..............…...…31*

*4.1. Конструктивное решение………….............................................................31*

*4.2. Определение нагрузок и усилий, действующих на основание и фундамент………….....................................................................................................32*

*4.3. Определение размеров подошвы фундамента…………...........................33*

*4.4. Расчет плитной части фундамента…………..........................................34*

*4.5. Расчет плитной части фундамента на продавливание…………….....36*

*4.5. Расчет стакана фундамента……………...................................................37*

*5. Расчет предварительно напряженной фермы с параллельными поясами…39*

*5.1. Исходные данные…….………………………………………………….……...39*

*5.2. Подсчет нагрузок…………………………………………....……………… ...39*

*5.3. Определение усилий в элементах фермы….…………………..…………40*

*5.4.Расчет элементов фермы…………………………………………………….41*

*5.4.1.Расчет нижнего пояса фермы………………………………………….41*

*5.4.2.Расчет верхнего пояса фермы………………………………..……….45*

*5.4.3.Расчет элементов решетки фермы………………………………….46*

*Заключение……………………………………………………………………….…..……50*

*Литература…………………………………………………………………….…………51*

# РЕФЕРАТ

Проектирование основных несущих конструкций одноэтажного промышленного здания. Пояснительная записка к курсовому проекту по дисциплине «Железобетонные конструкции»: 70 02 01 / БрГТУ– Брест, 2009. – 51 с., 19 рис., 6 табл., 7 ист.

Ключевые слова: бетон, арматура, прочность, ригель, колонна, фундамент, напрягаемая арматура, стык, группы предельных состояний, нагрузки.

Пояснительная записка содержит: результаты расчета и конструирования железобетонных элементов основных несущих конструкций одноэтажного промышленного здания.

# 

# *1. Подбор типовых конструкций и компоновка конструктивной схемы здания*

При компоновке конструктивной схемы здания решают следующие вопросы: выбор и компоновку конструктивной схемы покрытия; разбивку здания на температурные отсеки; выбор схемы связей, обеспечивающих пространственную жёсткость здания и жёсткость диска покрытия; компоновку поперечной рамы.

В нашем одноэтажном промышленном здании основным конструктивным решением покрытий являются ребристые панели длиной 18м, укладываемые на стропильные конструкции в направлении поперечных рам (перекрываемого пролёта). В качестве стропильных конструкций используем балки.

Для обеспечения жёсткости здания в целом, а также жёсткости его элементов (покрытия, торцевых стен) в конструктивной схеме предусматривается система горизонтальных и вертикальных связей.

# *2. Компоновка поперечной рамы*

Поперечная рама одноэтажного промышленного здания из сборных ж/б элементов состоит из стоек, защемлённых в фундаментах, и ригелей, соединённых со стойками шарнирно. Ригели при статическом расчёте рамы принимаются абсолютно жёсткими.

При компоновке поперечной рамы определяют: размеры колонн по высоте; типы колонн и размеры сечений их элементов; привязку колонн к разбивочным осям здания; расстояние между осями подкрановых путей и разбивочными осями - *=750мм*; принципиальную схему вертикальных ограждающих конструкций.



***Рис.1. Поперечный разрез здания.***

## 2.1. Определение размера колонн по высоте

Размеры колонн по высоте определяют, исходя из заданной отметки оголовка подкранового рельса равной . Высота надкрановой части ступенчатой колонны определяем из выражения по рис. 3.1.

Колонны принимаем сквозные.

 

Высота подкрановой части колонны:

 

Полная высота колонны: 

Габаритный размер колонны: 

Принимаем , тогда 

Привязку крайних колонн к разбивочным осям принимаем нулевой.

На основании полученных результатов принимаем следующий вид колонн со следующими размерами: крайняя колонна ; ; ; ; средняя колонна ; ; ;

## 2.2. Определение постоянной нагрузки на раму

*Нагрузка от веса покрытия*

*Таблица 1*

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п/п | Состав покрытия | Нормативная нагрузка | Коэф. надёжности по нагр. | Расч. нагрузка |
| 1. | Гидроизоляционный ковер | 0.15 | 1.35 | 0.203 |
| 2. | Ц-п. стяжка , | 0.5 | 1.35 | 0.675 |
| 3. | Утеплитель , | 0.88 | 1.35 | 1.188 |
| 4. | Обмазочная пароизоляция | 0.05 | 1.35 | 0.067 |
| 5. | Железобетонные ребристые плиты  3х6м с учетом заливки швов | 1.57 | 1.35 | 1.806 |
| Итого: |  | 3.15 |  | 3.939 |

Расчетное опорное давление от балки:

1. от покрытия: 

2. от собственного веса ригеля 

Расчетная нагрузка от веса покрытия на крайнюю колонну:



Расчетная нагрузка от веса покрытия на среднюю колонну:



***Расчетная нагрузка на крайнюю колонну в характерных очках опирания***

Расчётная нагрузка на крайнюю колонну от веса стеновых панелей на отметке 10.200:



где суммарная высота стеновых панелей выше отм. 10.200; - шаг колонн.

Расчётная нагрузка на крайн. колонну от веса стеновых панелей и остекления на отметке 6.000



где суммарная высота остекления выше отм. 6.000

Расчётная нагрузка на фундаментную балку от веса стеновых панелей и остекления:



Расчётная нагрузка от веса подкрановой балки и подкранового пути на крайнюю колонну:



Расчётная нагрузка от веса подкрановой балки и подкранового пути на среднюю колонну:



Нагрузка от собственного веса колонны:

Крайняя колонна, надкрановая часть:



Средняя колонна, надкрановая часть:



Крайняя колонна, подкрановая часть:



Средняя колонна, подкрановая часть:



## 2.3. Определение временной нагрузки на раму

***Снеговая нагрузка.*** Для III снегового района  Расчётная снеговая нагрузка при :

На крайние колонны –

На средние колонны –

***Крановая нагрузка.*** Подъёмная сила крана (вес поднимаемого груза) . Пролёт крана  Остальные справочные данные по мостовому крану приведены в таблице 3.1.

Расчётное максимальное давление на колесо крана при :

 

Расчётная поперечная тормозная сила:



Расчётная поперечная тормозная сила на одно колесо: 

Вертикальная крановая нагрузка от двух сближённых кранов с коэффициентом сочетаний

Крайняя колонна:  



Средняя колонна:  



где сумма ординат линии влияния опорных реакций двух подкрановых балок на колонну



***Рис.2. Определение от двух кранов:***

***1 – линия влияния опорной реакций (давления) подкрановой балкой на колонну.***

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух кранов при поперечном торможении тележки крана: 

***Ветровая нагрузка.*** Нормативное значение ветрового давления для г.Москва (I ветровой район), местность типа А ()для части здания высотой до

* 5м от поверхности земли 
* 10м от поверхности земли 
* 20м от поверхности земли 

Нормативная ветровая нагрузка:

Для части здания высотой до 5м от поверхности земли: 

То же на высоте 10м: 

То же на высоте 20м: 

Значение ветрового давления в характерных точках по высоте между 10 и 20м определяем по линейной интерполяции:

* на отметке 10.8 м от поверхности земли (верх колонны) 
* на отметке 13.8 м от поверхности земли (верх парапета) 

Значения аэродинамических коэффициентов принимаем:

- с наветренной стороны 

- с подветр. стор. при <2 и  

где длина здания; ширина здания; высота вертикального участка стены (до верха парапета).

Расчётная ветровая нагрузка с наветренной стороны на 1 метр высоты колонны при коэффициенте надёжности по нагрузке :

* + до отметки 5м - 
  + до отметки 10м - 
  + на отметке верха колонны 10.80 м - 
  + на отметке верха парапета 13.80 м - 

Расчётная ветровая нагрузка с подветренной стороны на 1 метр высоты колонны при коэффициенте надёжности по нагрузке :

* + до отметки 5м - 
  + до отметки 10м - 
  + на отметке верха колонны 10.80 м - 
  + на отметке верха парапета 13.80 м - 

Для упрощения расчёта переменную по высоте ветровую нагрузку заменяют равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной стойки высотой 10.80 м (верх колонны). Такой подход, практически не влияя на окончательный результат (величину эквивалентной ветровой нагрузки), методически не верен, т.к. в расчётной схеме высота колонны составляет 10.95м. Следовательно, правильным будет распределение нагрузки на полную высоту колонны (10.95м). Некоторое усложнение при этом компенсируется строгостью подхода.

С учётом сказанного, порядок определения эквивалентной равномерно распределённой ветровой нагрузки должен быть следующим.

Определяем моменты в заделке стойки (рис. 3.3) от действующей ветровой нагрузки:



То же, от эквивалентной равномерно распределённой нагрузки: 

Приравнивая  и , получим: 

С подветренной стороны эквивалентная ветровая нагрузка составит:



Сосредоточенная ветровая нагрузка, собираемая с конструкций, расположенных выше верха колонн до отметки парапета – 13,8м.





***Рис. 3. Определение эквивалентной () ветровой нагрузки. (то же )***

Определение усилий в колоннах рамы. Значение эксцентриситетов.



***Рис.4. Схема приложения нагрузки на раму***



Расчетная схема поперечной рамы представляет собой двухпролетную, одноэтажную статически неопределимую стержневую систему из вертикальных стоек защемленных снизу и шарнирно связанных с ними жестких ригелей в виде балок. Расчет рам выполняется методом перемещения канонических уравнений.

М, V и N в расчетных сечениях колонн определяются как в вертикальных консольных стержнях загруженных внешней нагрузкой и реакцией Rс.

С целью уменьшения объема статических расчетов поперечной рамы от отдельного вида воздействий производим с помощью ЭВМ по программе “RAMAGB”. Результаты расчета приведем в таблице 2 и отображены в виде эпюр М на рисунке 6. Расчетные сечения являются сечения в уровне верха 1-1, низа 2-2 надкрановой части и в уровне верха ( сечение 3-3 ) и низа 4-4 подкрановой части колонны.

### 

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Таблица. 3. | |  |  |  |  |  |  |
| Сечение | Усилия | Сочетания усилий | | | | | |
| I основное | | | II основное | | |
| Mmax | Mmin | Nmax | Mmax | Mmin | Nmax |
|  |  | 1+3+13 | 1+(5+9)+15 | 1+3 | 1+2+13 | 1+(4+8)+15 | 1+2 |
|  | Msd | 18.82 | -20.68 | 16.78 | 18.16 | -29.96 | 16.11 |
|  | Nsd | 381.83 | 325.13 | 381.83 | 357.36 | 276.36 | 357.36 |
| 2-2 | Vsd | 12.47 | -3.31 | 10.11 | 11.52 | -7.19 | 9.16 |
|  | Msdlt | 14.94 | -4.55 | 14.94 | 16.11 | -24.70 | 16.11 |
|  | Nsdlt | 349.43 | 325.13 | 349.43 | 357.36 | 276.36 | 357.36 |
|  |  | 1+(5+9)+13 | 1+3+15 | 1+3+(5+9) | 1+(4+8)+13 | 1+2+13 | 1+3+(4+8) |
|  | Msd | 7.30 | -90.24 | -9.12 | 36.86 | -78.50 | -10.40 |
|  | Nsd | 712.25 | 448.25 | 768.95 | 733.69 | 413.82 | 790.39 |
| 3-3 | Vsd | 13.49 | 7.67 | 12.10 | 12.61 | 11.52 | 11.23 |
|  | Msdlt | -23.20 | -76.77 | -29.35 | 34.81 | -80.55 | 28.65 |
|  | Nsdlt | 591.99 | 415.85 | 616.29 | 733.69 | 413.82 | 757.99 |
|  |  | 1+(5+9)+13 | 1+3+15 | 1+3+(5+9) | 1+(4+8)+13 | 1+3+14 | 1+3+(4+8) |
|  | Msd | 66.31 | -79.91 | -37.21 | 88.08 | -97.56 | 41.44 |
|  | Nsd | 809.00 | 545.00 | 865.70 | 815.93 | 471.76 | 872.63 |
| 4-4 | Vsd | 19.61 | 3.84 | 12.10 | 18.73 | -1.71 | 11.23 |
|  | Msdlt | -32.42 | -40.61 | -35.73 | 88.08 | -93.15 | 45.85 |
|  | Nsdlt | 688.74 | 512.60 | 713.04 | 735.75 | 439.36 | 840.23 |
|  |  |  |  |  |  |  |  |

### 3. Расчет и конструирование ступенчатой двухветвевой колонны

### 3.1. Исходные данные.

Бетон тяжелый класса , подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении.

 



 (табл. 6.2 [1]), ‰,

 

Арматура класса S400:

  ‰,





### 3.2. Надкрановая часть колонны.

Размеры прямоугольного сечения надкрановой части сечения:

*b* = 400 мм; *h* = 380 мм; *с* = 40 мм.

Полезная высота сечения: *d* = *h* – *c* = 380 – 40 = 340 мм.

Подбор площади сечения рабочей арматуры производим для двух расчетных сочетаний усилий в сечении 2 - 2 (табл. 3):

−для : , , ,

(1+3+13) − отсутствует крановая нагрузка.

−для : , , ,

(1+(4+8)+15) − присутствует крановая нагрузка.

Расчетная длина надкрановой части в плоскости изгиба по табл. 7.4 [1]:

−  − без учета нагрузки от кранов;

−  − с учетом нагрузки от кранов.

Радиус инерции сечения:

.

**Расчет колонны в плоскости изгиба по первому сочетанию усилий**

Так как , необходимо учитывать влияние прогиба на эксцентриситет продольной оси

 Сечение 1-1.

где  и  – больший и меньший изгибающие моменты, действующие в пределах расчетной высоты колонны, определяемый по результатам статического расчета при одной и той же комбинации усилий.

Влияние гибкости сжатого элемента несмещаемого каркаса на его несущую способность учитывается путем увеличения изгибающих моментов, полученных в результате статического расчета:



где 

 − коэффициент увеличения момента в гибких сжатых элементах несмещаемых каркасов: 

 − условная критическая сила:





где:  – момент инерции сечения бетона надкрановой части колонны относительно центра тяжести сечения элемента.



 – коэффициент, учитывающий длительность нагрузки.

принимаем 

здесь  – коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона, для тяжелого бетона 

 и  – изгибающие моменты соответственно длительных и полных нагрузок относительно растянутой (менее сжатой) арматуры.





 – коэффициент, принимаемый равным , но не менее





 – коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; для элементов без предварительного напряжения 

 – коэффициент приведения



 – момент инерции сечения арматуры относительно центра тяжести сечения.

В первом приближении задаемся







Тогда 

Поскольку , к дальнейшим расчетам принимаем .

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных сил эксцентриситет определяется как:





 - случайный эксцентриситет, принимаемый:



Принимаем  следовательно 

Расчетный изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

,

где 

, что означает случай больших эксцентриситетов и указывает на необходимость установки арматуры в сжатой зоне сечения надкрановой части колонны по конструктивным соображениям.

Минимальное количество сжатой арматуры принимаем по :



По сортаменту принимаем 2Ø16 ().

С учетом принятой площади арматуры  на первом шаге итерации при  коэффициент  составит:



По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 

По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Площадь арматуры у растянутой грани сечения при уточненном значении :





Так как  то растянутую арматуру принимаем конструктивно 2Ø16().

Суммарный коэффициент армирования составит

, что не значительно отличается от ранее принятого .

**Расчет по второму сочетанию усилий.**

Так как , необходимо учитывать влияние прогиба на эксцентриситет продольной оси

 Сечение 1-1.

Условная критическая сила:





 – коэффициент, учитывающий длительность нагрузки.

принимаем 

здесь 



, но не менее



В первом приближении задаемся







Тогда 

Коэффициент, учитывающий увеличение эксцентриситета за счет гибкости элемента:





где 

Поскольку , к дальнейшим расчетам принимаем .

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных сил эксцентриситет определяется как:





 - случайный эксцентриситет, принимаемый:



Принимаем  следовательно 

Расчетный изгибающий момент продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

,

, что означает случай больших эксцентриситетов и указывает на необходимость установки арматуры в сжатой зоне сечения надкрановой части колонны по конструктивным соображениям.

Минимальное количество сжатой арматуры принимаем по :



По сортаменту принимаем 2Ø16 ().

С учетом принятой площади арматуры  на первом шаге итерации при  коэффициент  составит:



По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

В результате многочисленных интерполяций принимаем:

 по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 



По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Уточняем  при 



По табл. 6.7 [2] коэффициенту  соответствует 

При  и  по табл. 6.8 [2] коэффициент 

Площадь арматуры у растянутой грани сечения при уточненном значении :





Так как  то растянутую арматуру принимаем 2Ø16 ().

Суммарный коэффициент армирования составит

, что не значительно отличается от ранее принятого .

По результатам расчетов принимаем:

– в растянутой зоне  (2Ø16 S500);

– в сжатой зоне  (2Ø16 S500).

**Расчет из плоскости изгиба.**

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба принимается равной  Гибкость из плоскости изгиба , что меньше чем гибкость в плоскости изгиба  В этом случае расчет прочности с учетом устойчивости из плоскости изгиба можно не производить.

**Расчет на действие поперечной силы.**

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил следует производить из условия

,

где: – наибольшая расчетная поперечная сила в сечении 2 - 2 при первой и второй комбинациях усилий;

 – поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры.





но не менее









Расчет поперечной арматуры не производится, и поперечная арматура устанавливается конструктивно. Принимаем Ø 6 S400 с шагом S=300 мм, что не превышает





### 3.3. Подкрановая часть колонны.

Сечение подкрановой части колонны состоит из двух ветвей. Расстояние между осями ветвей *с*=800мм, высота сечения *hс*=1000мм, ширина сечения *bc*=400мм, высота сечения ветви *hв*=200мм.

Рабочая высота сечения ветви:

**.

Средний шаг распорок:



где – свободная длина надкрановой части колонны выше уровня пола;



*n* – число панелей двухветвевой колонны.

Расчетная длина подкрановой части в плоскости изгиба:

.

Расчет прочности подкрановой части сечения колонны производим по максимальным комбинационным сочетаниям усилий, принятых для сечений 4 – 4.

для *Мsd,max*:   (сечение 4-4;1,13,4+8).

для *Msd,min*:   (сечение 4-4;1,14,3).

Приведенный радиус инерции сечения сквозной колонны в плоскости изгиба:



### Расчет в плоскости изгиба по первому сочетанию усилий.

Определяем усилия в ветвях колонны из формулы:



Усилие в наружной ветви: 

Усилие во внутренней ветви: 

Изгибающий момент от местного изгиба ветви колонны:



### Расчет наружной ветви.

Расчетный эксцентриситет:

;

;



Тогда .

.

Предполагая, что сечение находится в области деформирования 2 (ks1=ks2=1,0) определяем для симметричного армирования (т.к эпюра изгибающих моментов двухзначна в пределах элемента) величину относительной высоты сжатой зоны по выражению:





Поскольку , т.е. сечение находится в области деформирования 2, расчет производим по случаю больших эксцентриситетов.

Арматуру в наружной ветви части колонны устанавливаем по конструктивным соображениям.



где .

Минимальное количество арматуры  принимаем по :











Принимаем армирование 2Ø16 () с наружной и внутренней грани сечения наружной ветви.

### Расчет подкрановой ветви.

Расчетный эксцентриситет:

; .

Тогда .

.

Тогда 

Предполагая, что сечение находится в области деформирования 2 (ks1=ks2=1,0) определяем для симметричного армирования (т.к эпюра изгибающих моментов двухзначна в пределах элемента) величину относительной высоты сжатой зоны по выражению:





Поскольку , т.е. сечение находится в области деформирования 2, расчет производим по случаю больших эксцентриситетов.

Арматуру в подкрановой ветви части колонны устанавливаем по конструктивным соображениям.

где .

Минимальное количество арматуры  принимаем по : 



Принимаем армирование 2Ø16 () .

По результатам расчёта устанавливаем коэффициент продольного армирования:

.

### Расчет в плоскости изгиба по второму сочетанию усилий.

Производится аналогично расчету по первому сочетанию усилий.

Определяем усилия в ветвях колонны из формулы:



Усилие в наружной ветви: 

Усилие во внутренней ветви: 

Изгибающий момент от местного изгиба ветви колонны:



### Расчет наружной ветви.

Расчетный эксцентриситет:

;

; .

Тогда .

.

Предполагая, что сечение находится в области деформирования 2 (ks1=ks2=1,0) определяем для симметричного армирования величину относительной высоты сжатой зоны по выражению:





Поскольку , т.е. сечение находится в области деформирования 1а, расчет производим по случаю больших эксцентриситетов.

Арматуру в наружной ветви части колонны устанавливаем по конструктивным соображениям.

где .

Минимальное количество арматуры  принимаем по : 



Принимаем армирование 2Ø16 () с наружной и внутренней грани сечения наружной ветви.

### Расчет подкрановой ветви.

Расчетный эксцентриситет:

;

Тогда .

.

Предполагая, что сечение находится в области деформирования 2 (ks1=ks2=1,0) определяем для симметричного армирования величину относительной высоты сжатой зоны по выражению:





Поскольку , т.е. сечение находится в области деформирования 2, расчет производим по случаю больших эксцентриситетов.

Арматуру в подкрановой ветви части колонны устанавливаем по конструктивным соображениям.



где .

Минимальное количество арматуры  принимаем по : 



Принимаем армирование 2Ø16 ()

По результатам расчёта устанавливаем коэффициент продольного армирования:

.

Произведя расчет по первому и второму сочетанию усилий, принимаем в качестве армирования подкрановой части колонны :

– наружная ветвь: *Asc*=4,02см2 (2Ø16 S400); *Ast*=4,02 см2 (2Ø16 S400);

– подкрановая ветвь : *Asc*=4,02см2 (2Ø16 S400); *Ast*=4,02 см2 (2Ø16 S400).

### 

### Расчет из плоскости изгиба

Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба принимается равной .

Проверяем условие: так как:, то расчет прочности с учетом устойчивости из плоскости изгиба можно не производить.



Расчет поперечной арматуры не производится, и поперечная арматура устанавливается конструктивно. Принимаем Ø 6 S240 с шагом S=300 мм, что не превышает



### 3.4. Расчёт распорки колонны.

Расчет ведем на сочетание с максимальной поперечной силой.

Усилия, действующие в распорке:



, где .

По значению  по таблице 6.7 [2] определяю .

Так как , то по таблице 6.7 определяю .

.

Принимаем 2Ø16 (Аsc=Ast= 4,02см²).

### Расчёт распорки на действие поперечной силы



Наибольшее поперечное усилие 

Поперечная сила, воспринимаемая ж/б элементом без поперечного армирования:

, где

, .

.

Расчет поперечной арматуры не производится, и поперечная арматура устанавливается конструктивно. Принимаем Ø 6 S240 с шагом S=150 мм, что не превышает



### 4. Расчет фундамента под крайнюю колонну.

## 4.1. Конструктивное решение

Глубина заложения фундамента назначается по конструктивным требованиям либо из условия промерзания грунта.

Нормативная глубина промерзания грунта для города Москва .

Определяем расчетную глубину сезонного промерзания:



где ****принимаем по т.5.3., [4].

Глубина заложения фундамента назначается .

,



Глубина заделки колонны в стакан фундамента определиться из следующего условия:







Следовательно, глубина стакана:



Таким образом, минимальная высота фундамента

. Так как по конструктивным требованиям  должно быть кратно 300 мм. Окончательно принимаем , что больше требуемой глубины заложения фундамента.

Требуемые размеры подколонника:







Принимаем размеры кратные 100мм, соответственно получим следующие размеры подколонника: 

**4.2. Определение нагрузок и усилий, действующих на основание и фундамент.**

Расчет оснований по деформациям производится на основное сочетание нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке , расчет по прочности - на основные сочетания нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке .



Наибольшие усилия от расчетных нагрузок, передаваемых колонной в уровне верха фундамента, приведены в таблице 4.

;

;

;

 - собственный вес фундаментной балки.

;

Усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента (без учета собственного веса фундамента и грунта на нем), определим по формулам:

;

.

Таблица 4. Расчетные и нормативные нагрузки

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сочетания нагрузок | Комбинации нагрузок | Усилия по обрезу  фундамента | | |  | Усилия от веса стен, остекления и фундаментной балки | | Усилия на уровне подошвы фундамента | |
| , kH∙ м | , kH | , kH | Gw,  кН | Gw∙еw, кН∙м | ,  кНм | ,  кН |
| Нормативные  сочетания |  | 1,363  —  64,62 | 1,325  —  615,80 | 1,363  —  13,74 | 20,61 | 54,52 | 35,44 | 49,79 | 670,32 |
|  | 1,45  —  -67,28 | 1,425  —  331,06 | 1,45  —  -1,18 | -1,77 | -104,49 | 385,58 |
|  | 1,363  —  30,40 | 1,383  —  630,97 | 1,363  —  8,24 | 12,36 | 7,32 | 685,49 |
|  | 1,39  —  64,83 | 1,383  —  572,99 | 1,39  —  17,89 | 26,84 | 56,23 | 627,51 |
| Расчетные  сочетания |  | 88,08 | 815,93 | 18,73 | 28,10 | 73,6 | 47,84 | 68,34 | 889,53 |
|  | -97,56 | 471,76 | -1,71 | -2,565 | -147,97 | 545,36 |
|  | 41,44 | 872,63 | 11,23 | 16,86 | 10,45 | 946,23 |
|  | 90,11 | 792,45 | 24,87  (1,3,12,5+9) | 37,31 | 79,58 | 866,05 |

Усредненное значение частного коэффициента безопасности по нагрузкам:

, где *n* − количество нагрузок в сочетании.

### 4.3. Определение размеров подошвы фундамента.

Условное расчетное сопротивление грунта основания −Rо= 350 МПа.

Определяем площадь фундамента по формуле:

,

где  средний удельный вес материала фундамента и грунта;

 – глубина заложения фундамента.

Назначаем соотношение сторон , тогда . Исходя из унифицированный размеров, назначаем . Следовательно, , принимаем . Площадь фундамента будет равна:.

Момент сопротивления подошвы фундамента:

.

**Проверка достаточности подошвы фундамента**

По первой комбинации усилий:







;

;

.

По второй комбинации усилий:



;

;

.

По третьей комбинации усилий:



;

;

.

По четвертой комбинации усилий:



;

;

.

### 4.4. Расчет плитной части фундамента.

Для расчета выбираем основное сочетание нагрузок при 

 .

Определим напряжения в грунте при данном сочетании расчетных нагрузок без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах.





.

Назначаем одну ступень высотой 300мм.

Расчёт по определению площади сечения арматуры производится по нескольким сечениям:

1-1 – по грани первой ступени и подколонника;

2-2 – по грани колонны;

**Расчёт вдоль длинной стороны фундамента:**

Определим реактивное давление грунта в данных сечениях:





Изгибающие моменты в данных сечениях:





Рабочая высота сечения 1-1: 

, где  - грузовая полоса.



;

Рабочая высота сечения 2-2: 

, где  - грузовая полоса.



,

Окончательно принимаем  – Ø10 класса S400 с шагом S=200мм.

Арматуру укладываем параллельно большей стороне фундамента.

**Расчёт вдоль короткой стороны фундамента:**





Сечение 1-1:





Сечение 2-2: 



,

Окончательно принимаем  – Ø10 класса S400 с шагом S=200мм.

Арматуру укладываем параллельно меньшей стороне фундамента.



### 4.5. Расчет плитной части фундамента на продавливание.

На плитную часть фундамента действует продавливающая сила по сечению 4-4 для выбранного загружения:



где ;

;



;





, но не менее



, где , а 



;

;

;

;

;

.

Условие  выполняется, следовательно, прочность на продавливание обеспечена.

### 4.6. Расчет стакана фундамента.

Подколонник работает на внецентренное сжатие с реальным эксцентриситетом. Коробчатое сечение приводиться к эквивалентному двутавровому сечению вдоль плоскости изгиба.

Расчет производим по 2 сечениям:



Рис. 11. Расчет стакана фундамента.

Усилия действующие в данном сечении.

; 

; 

 - собственный вес подколонника;

Для определения собственного веса подколонника коробчатое сечение приводиться к эквивалентному двутавровому сечению вдоль плоскости изгиба.

;

; 

Определяем положение нейтральной оси.;

По полученному результату можно сделать вывод о том, что сечение находиться в области деформирования 1б и .

Если условие  выполняется, то нейтральная ось проходит в пределах полки и сечение рассматривается как прямоугольное.



;

Условие выполняется, значит нейтральная ось проходит в полке, сечение рассматривается как прямоугольное с шириной сечения *beff*= 1000мм.





, что означает случай больших эксцентриситетов. Тогда:



где: 

Минимально необходимое количество арматуры в сечении “полки” принимается по конструктивным соображениям:



Принимаем 6 Ø 16 S400 



Рис. 12. Схема армирования стакана фундамента

Поперечное армирование стакана принимаем в виде горизонтальных сварных сеток.

При , то



где: 

Тогда площадь сечения 4 поперечных стержней:



где:  - расстояние от точки поворота колонны до центра тяжести поперечного армирования.

Принимаем армирование 4 Ø 8 S240  с шагом 200мм.



Рис. 13. Схема поперечного армирования фундамента.

##### 5. Расчёт предварительно напряжённой фермы с параллельными поясами.

##### 5.1. Исходные данные.

Все элементы фермы изготавливаются из тяжёлого бетона класса С35/45, с расчетными

характеристиками: fck = 35 МПа, fcd = = 23,33МПа, =, по таблице 6.1 [1] fctm =3,2 МПа, по таблице 6.2 [1] Еcm = 34,2· 103 МПа. В расчётное сопротивление бетона fcd следует вводить коэффициент α = 0,85, учитывающий длительное действие нагрузки и неблагоприятный способ её приложения.

Применяемая арматура:

- напрягаемая - класса S1200, с расчетными характеристиками: fyk =1200 МПа, fyd = 960 МПа, Ер = 1.9 · 105 МПа (табл. 6.6 [1]).

- ненапрягаемая - класса S400,

 

 



##### 5.2. Подсчет нагрузок на ферму. Геометрические размеры и поперечные сечения элементов.

Номинальный пролёт фермы , конструктивный пролет , расчётный пролёт . Расстояние между фермами вдоль здания , высота фермы . Расстояние между узлами по верхнему поясу назначаем . Геометрическая схема фермы приведена на рис. 14.



*Рисунок 14. Расчётная схема фермы и схема загружения нагрузкой основного сочетания*

Состав и величины нагрузок на ферму от покрытия приведены в таблице 4.

Таблица 5. Подсчет нагрузок на 1 м2 покрытия

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №  п/п | Состав покрытия | Нормативная нагрузка | Коэф. надёжности по нагр. | Расч. нагрузка |
| 1. | Гидроизоляционный ковер | 0.15 | 1.35 | 0.203 |
| 2. | Ц-п. стяжка , | 0.5 | 1.35 | 0.675 |
| 3. | Утеплитель , | 0.88 | 1.35 | 1.188 |
| 4. | Обмазочная пароизоляция | 0.05 | 1.35 | 0.067 |
| 5. | Железобетонные ребристые плиты  3х6м с учетом заливки швов | 1.57 | 1.35 | 1.806 |
| Итого: |  | 3.15 |  | 3.939 |

собственной массе фермы 45 кН, нагрузка на 1 метр длины фермы составит:

, на 1  покрытия - 

Узловая постоянная нагрузка на ферму:

– нормативное значение 

– расчетное значение 

Интенсивность снеговой нагрузки принимается в соответствии с требованиями СНиП [3, 4]. Рассматриваем схему равномерного распределения снеговой нагрузки по всему пролету.

Нормативная снеговая нагрузка для г.Москва .

Узловая временная (снеговая) нагрузка на ферму:

– нормативное значение 

– расчетное значение 

При сетке колонн , расчетной равномерно распределенной нагрузке на покрытие , в том числе снеговой - , согласно таблице 1 [5] принимается 2-й тип опалубки.

По рекомендациям таблицы 2 [5] принимаются следующие размеры поперечных сечений элементов:

- нижний пояс - ,

- верхний пояс - ,

- раскосы и стойки - .

## 5. 3. Определение усилий в элементах фермы

Значение узловых нагрузок для определения расчетных сочетаний усилий:

а) при расчете по предельным состояниям первой группы:

- первое основное сочетание - ,

- второе основное сочетание - .

б) при расчете по предельным состояниям второй группы:

- нормативное (редкое) сочетание - ,

- частое сочетание – ,

- практически постоянное сочетание – .

Усилия в элементах фермы от единичной нагрузки определены с помощью программы “SIRIUS”. Величины усилий расчетных сочетаний получим умножением усилий от единичной нагрузки на величины узловых нагрузок расчетных сочетаний. По результатам расчета составлена таблица 6.

Таблица 6 Усилия в элементах фермы

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Элементы фермы | №  стерж ней | Расчетные усилия от узловой нагрузки, кН | | | | |
| единичной | первого основного сочетания | второго основного сочетания | частого сочетания | практически постоянного сочетания |
| Верхний пояс | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 | -4,2824 | -427,94 | -410,60 | -313,47 | -298,06 |
| **3** | **-4,2824** | **-427,94** | **-410,60** | **-313,47** | **-298,06** |
| **4** | **-4,2824** | **-427,94** | **-410,60** | **-313,47** | **-298,06** |
| 5 | -4,2824 | -427,94 | -410,60 | -313,47 | -298,06 |
| 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Нижний пояс | 7 | 2,6157 | 261,39 | 250,79 | 191,47 | 182,05 |
| **8** | **4,8380** | **483,46** | **46387** | **354,14** | **336,72** |
| 9 | 2,6157 | 261,39 | 250,79 | 191,47 | 182,05 |
| Раскосы | **11** | **-3,6183** | **-361,58** | **-346,92** | **-264,86** | **-251,83** |
| **12** | **2,2423** | **224,07** | **214,99** | **164,14** | **156,06** |
| 14 | -0,7474 | -74,69 | -71,66 | -54,71 | -52,02 |
| 15 | -0,7474 | -74,69 | -71,66 | -54,71 | -52,02 |
| **17** | **2,2423** | **224,07** | **214,99** | **164,14** | **156,06** |
| **18** | **-3,6183** | **-361,58** | **-346,92** | **-264,86** | **-251,83** |
| Стойки | 10 | -0,5 | -49,97 | -47,94 | -36,6 | -34,8 |
| 13 | -1,0 | -99,93 | -95,88 | -73,2 | -69,6 |
| 16 | -1,0 | -99,93 | -95,88 | -73,2 | -69,6 |
| 19 | -0,5 | -49,97 | -47,94 | -36,6 | -34,8 |

## 5. 4. Расчет элементов фермы

### 5. 4. 1. Расчет нижнего пояса фермы

**Расчет по предельным состояниям первой группы.**

Максимальное расчетное усилие принимаем по стержню № 8: .

Площадь сечения напрягаемой арматуры:

.

Принимаем 20 Ø6 S1200, , размещение арматуры в сечении приведено на рисунке 15.



Рис. 15. Схема армирования нижнего пояса фермы

**Расчет по предельным состояниям второй группы.**

**Подсчет потерь усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.**

Согласно [1] выполняется расчет по образованию трещин на действие частого сочетания нагрузок.

Предварительное напряжение  следует назначать с учетом допустимых отклонений значения предварительного напряжения р таким образом, чтобы выполнялись условия:



где:  - при механическом способе натяжения арматуры,

 - для проволочной арматуры.

Тогда ,

.

Исходя из данных условий,  находится в пределах . Принимаем . Начальное значение усилия предварительного напряжения (без учета потерь) .

**Первые потери:**

**-** потери от релаксации напряжений арматуры:



- потери от температурного перепада:



где:  - разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения. При отсутствии точных данных допускается принимать .

- потери от деформации анкеров при натяжении на упоры:



где:  – длина натягиваемого стержня;

 - смещение проволоки в инвентарных зажимах.

- потери, вызванные деформациями стальной формы:



- потери, вызванные упругой деформацией бетона:



где: 



– усилие предварительного напряжения с учетом потерь, проявившихся к моменту обжатия бетона:





Усилие предварительного обжатия, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию:

, при этом должно выполняться условие:  - условие выполняется.

**Вторые потери:**

- реологические потери усилия предварительного обжатия, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре:

,



где:  – потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией напряжений.

– ожидаемое значение усадки бетона к моменту времени суток.



 – физическая часть усадки, вызванная испарением из бетона влаги, определяется по табл.6.3 [1] при относительной влажности среды  и марки бетонной смеси по удобоукладываемости Ж4.



 – относительная деформация химической части усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.



 – коэффициент, определяющий скорость физической усадки





– коэффициент ползучести бетона за период времени от  до суток. Принимается по рис. 6.1 [1].

При ; 

 – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от практически постоянного сочетания нагрузок:



 – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом первых потерь):



 – изменение напряжений в напрягаемой арматуре, вызванные релаксацией арматурной стали (определяются по таблицам 9.2 и 9.3 [1] в зависимости от уровня напряжений , принимая при этом ).

Напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом первых потерь) и действием практически постоянной комбинации нагрузок:



Для  и первого релаксационного класса потери, вызванные длительной релаксацией напряжений, составляют 4,5% от начальных напряжений, т.е.:



Момент инерции сечения 



Тогда 

Среднее значение усилий предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь:



Усилие предварительного обжатия должно удовлетворять условиям:

 и 





Условия выполняются.

**Расчет трещиностойкости сечений, нормальных к продольной оси элемента.**

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси, следует производить из условия:

,

где: - продольное растягивающее усилие, определенное от частого сочетания нагрузок;

 - усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента при образовании трещин.



Условие выполняется, т.е. трещины не образуются.

### .

.

### 5. 4. 2. Расчет верхнего пояса фермы

Расчет ведем по максимальному расчетному усилию в стержнях пояса 3 и 4 . Остальные элементы верхнего пояса из соображений унификации армируем по данному усилию. Длина панели верхнего пояса фермы (рис. 14) - , расчетная длина .

Так как гибкость элемента , расчет сжатого пояса с симметричным армированием разрешается производить из условия:



где: - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов:

,

здесь .

Величина случайного эксцентриситета: 

Принимаем . Тогда ,



Исходя из условия необходимое сечение арматуры:



По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет:





 и 



Принимаем 4 Ø 12 S400 с .



Рис. 16. Схема армирования верхнего пояса фермы

### 5. 4. 3. Расчет элементов решетки фермы

**Расчет по предельным состояниям первой и второй групп растянутых элементов фермы.**

Рассматриваем раскосы 12 и 17, которые подвергаются растяжению с максимальным усилием  при первом основном сочетании нагрузок и  при практически постоянном сочетании.

Требуемое количество арматуры из условия прочности центрально растянутого элемента:



где:  и 

Принимаем 4 Ø 20 S400 с .

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:



Так как  в сечении нормальные трещины образуются и необходим расчет их раскрытия от действия практически постоянного сочетания нагрузок.

Для класса по условиям эксплуатации XС1, не допускается ширина раскрытия трещин.

Расчетная ширина раскрытия трещин:



где:  - коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней;

 - среднее расстояние между трещинами, мм.

 - средние относительные деформации арматуры.

где:

 - коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, для стержней периодического профиля ;

 - коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента, при осевом растяжении ;

 - эффективный коэффициент армирования:



 - эффективная площадь растянутой зоны сечения;

- эффективная высота растянутой зоны:



Принимаем , тогда .

 - для стержней периодического профиля;

 - коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки.

 - напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетной комбинацией нагрузок;

 - напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины.

Вместо отношения  допускается принимать .

.

Напряжение в арматуре в сечении с трещиной при действии практически постоянного сочетания нагрузок:





Расчетная ширина раскрытия трещин:





Рис. 17. Схема армирования растянутых раскосов фермы

**Расчет по предельным состояниям первой группы сжатых элементов фермы.**

Расчет ведем по максимальному расчетному усилию в раскосах 18 и 11 . Геометрическая длина панели раскоса (рис. 14) - , расчетная длина .

Так как гибкость элемента , то расчет сжатого раскоса с симметричным армированием разрешается производить из условия:



где: - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов:

,

здесь .

Величина случайного эксцентриситета: 

Принимаем . Тогда ,



Исходя из условия необходимое сечение арматуры:



По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет:





 и 



Принимаем 4 Ø 20 S400 с .



Рис. 18. Схема армирования сжатых раскосов фермы

Конструируем остальные сжатые элементы решетки (раскосы 14, 15).

. Геометрическая длина панели раскоса  (рис. 14), расчетная длина .

Так как гибкость элемента , то расчет сжатого раскоса с симметричным армированием разрешается производить из условия 7.1.2.17 [1]:

Величина случайного эксцентриситета: 

Принимаем . Тогда ,



Исходя из условия необходимое сечение арматуры:



По конструктивным требованиям минимальная площадь сечения арматуры составляет:





 и 



Принимаем 4 Ø 12 S400 с .

Остальные элементы решетки армируем конструктивно 4 Ø 12 S400 с .



Рис. 19. Схема армирования сжатых раскосов и стоек фермы

# ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При выполнении курсового проекта по железобетонным конструкциям были изучены и усвоены методы проектирования и расчета колонны и фундамента под нее, а также расчет преднапряженной конструкции по I и II группам предельных состояний и конструирование этих несущих конструкций одноэтажного промышленного здания.

# ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 5.03.01–02 ”Бетонные и железобетонные конструкции“. – Мн.: Стройтехнорм, 2003 г. – 274 с.

2. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования//Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под редакцией проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. - Брест, БГТУ, 2003 – 380 с., с илл.

3. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия/ Госстрой СССР. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. - 36 с.

4. Методические указания к курсовому проекту – 2. Часть 1. Статический расчет поперечной рамы/ БГТУ, 2004 г.

5. Изменение №1 к СНБ 5.03.01–02 ”Бетонные и железобетонные конструкции“. – Мн.: Стройтехнорм, 2004 г. – 16 с.

6. Изменение №3 к СНБ 5.03.01–02 ”Бетонные и железобетонные конструкции“. – Мн.: Стройтехнорм, 2006 г. – 6 с.

7. Изменение №4 к СНБ 5.03.01–02 ”Бетонные и железобетонные конструкции“. – Мн.: Стройтехнорм, 2007 г. – 4 с.

# ПРИЛОЖЕНИЕ 1



Рис. 20. Эпюра моментов от действия постоянной нагрузки



Рис. 21. Эпюра моментов от действия снеговой нагрузки



Рис. 22. Эпюра моментов от действия вертикальной крановой нагрузки



Рис. 23. Эпюра моментов от действия горизонтальной крановой нагрузки



Рис. 24. Эпюра моментов от действия ветровой нагрузки