Федеральное агентство по образованию и науке

Кубанский государственный технологический университет

Кафедра строительных конструкций и гидротехнических сооружений

**Пояснительная записка**

к курсовому проекту №1

по дисциплине « Железобетонные и каменные конструкции»

На тему:

«Конструирование и расчет элементов железобетонных конструкций многоэтажного здания (без подвала) с наружными каменными стенами и внутренним железобетонным каркасом»

Краснодар 2005г.

**1. Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия**

Выбираем поперечное расположение ригелей относительно длины здания, за счет чего достигается повышение жесткости, что необходимо в зданиях с большими проемами. На средних опорах ригели опираются на консоли колонн, а по краям заделываются в несущие стены. Принимаем прямоугольную форму сечения ригеля как наиболее простую для расчета.

Исходя из технико-экономического анализа, выбираем продольное расположение плит относительно длины здания, что позволяет в целом сэкономить около двух кубометров железобетона по сравнению с поперечным расположением плит относительно здания.

Поскольку нормативная нагрузка (6,4кПа) больше 5 кПа, принимаем ребристые предварительно напряженные плиты номинальной шириной 1400 мм. Связевые плиты располагаем по рядам колонн. В крайних пролётах помимо основных плит принято по доборному элементу шириной 500 мм.

Принимаем привязку осей 200х310 мм.

В продольном направлении жесткость здания обеспечивается вертикальными связями, устанавливаемыми в одном среднем пролете по каждому ряду колонн.

В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается по связевой системе: ветровая нагрузка через перекрытия, работающие как горизонтальные жесткие, передается на торцевые стены, выполняющие функции вертикальных связевых диафрагм, и поперечные рамы. Поперечные же рамы работают на вертикальную и горизонтальную нагрузку.

Исходя из климатических условий района строительства, принимаем толщину стен в два кирпича, то есть 510мм.

Поскольку длина здания больше 40 м, в середине здания в поперечном направлении устраиваем деформационный шов.

**2. Расчет ребристой предварительно напряжённой плиты перекрытия по двум группам предельных состояний**

**2.1 Расчет плиты по предельным состояниям первой группы**

**2.1.1 Расчетный пролет и нагрузки**

Для установления расчетного пролета плиты задаёмся размерами сечения ригеля:

- высота:

- ширина:



При опирании на ригель по верху расчётный пролёт равен:



где  - расстояние между разбивочными осями, м

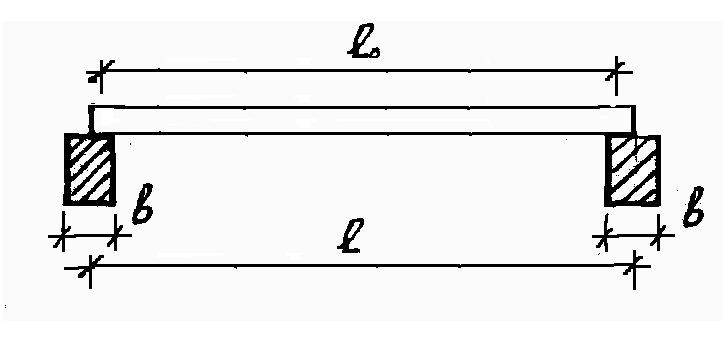
 - ширина сечения ригеля, м

Рисунок 2 – К определению расчетного пролета плиты

Таблица 1- Нагрузка на 1м2 междуэтажного перекрытия

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, Н/м2 | Коэфф. надёжности по нагрузке | Расчётная нагрузка. Н/м2 |
| 1 | **Постоянная**  Собственный вес ребристой плиты:  то же слоя цементного раствора,  то же керамических плиток,  ИТОГО: | 2450  440  240 | 1,1  1,3  1.1 | 2695  575  265 |
| 3130 | - | 3535 |
| 2 | **Временная**  В том числе:  Длительная  кратковременная | 6400  4480  1920 | 1,2  1,2  1,2 | 7680  5380  2300 |
| 3 | **Полная нагрузка**  В том числе:  постоянная и длительная  кратковременная | 9530  7610  1920 | -  -  - | 11215  -  - |

Расчётная нагрузка на 1 м при ширине плиты 1,4 м с учётом коэффициента

надёжности по назначению здания

постоянная 

полная 

временная 

Нормативная нагрузка на 1 м длины:

постоянная 

полная 

в том числе постоянная и длительная:



**2.1.2 Усилия от расчетных и нормативных нагрузок**



Рисунок 3- Расчетная схема плиты

От расчетной нагрузки:





От нормативной нагрузки:





От нормативной постоянной и длительной нагрузки:



**2.1.3 Установление размеров сечения плиты**

Высота сечения ребристой предварительно напряженной плиты .

Рабочая высота сечения 

Ширина продольных ребер понизу 

Ширина верхней полки . 

В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения ; отношение  при этом в расчет вводится вся ширина полки .

Расчетная ширина ребра 



a) проектное сечение



б) приведенное сечение

Рисунок 4- Поперечные сечения ребристой плиты

**2.1.4 Характеристики прочности бетона и арматуры**

Ребристую предварительно напряженную плиту армируем стержневой арматурой класса А-VI c электротермическим напряжением на упоры форм.

К трещиностойкости плиты предъявляют требования 3-й категории. Изделие подвергаем тепловой обработке при атмосферном давлении.

Бетон тяжелый класса В40, соответствующий напрягаемой арматуре.

Призменная прочность нормативная ;

расчетная; коэффициент условий работы бетона ;

нормативное сопротивление при растяжении ; расчетное ; начальный модуль упругости бетона .

Арматура продольных ребер –класса А-VI, нормативное сопротивление

, расчетное сопротивление ,

модуль упругости .

Предварительное напряжение арматуры принимаем равным



Проверяем выполнение условия при электротермическом способе натяжения:



 условие выполняется.

Вычисляем предельное отклонение предварительного напряжения:

Δпринимаем



где n=2 – число напрягаемых стержней плиты.

Коэффициент точности натяжения при благоприятном влиянии

предварительного напряжения Δ

При проверке по образованию трещин в верхней зоне плиты при обжатии принимаем: 

Предварительное напряжение с учётом точности натяжения:



**2.1.5 Расчёт прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси**



Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне.

Условие::



Т.к. , условие выполняется, т.е. нижняя граница сжатой зоны располагается в пределах полки, 

Вычисляем:



По таблице 3.1[1] находим: ; ;



- нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки;

Вычисляем граничную высоту сжатой зоны:





-при электротермическом способе натяжения;

, т.к. 



- характеристика деформативных свойств бетона;

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



 для арматуры класса А-VI; принимаем 

Вычисляем площадь сечения растянутой арматуры:



Принимаем 2Ø14 А-VI с .

**2.1.6 Расчёт полки на местный изгиб**



Рисунок 5- К расчету полки плиты на местный изгиб

Расчётный пролёт при ширине рёбер вверху 0,09 м составит

,

Нагрузка на  полки:

Расчётная нагрузка на полки составляет:



где - расчётная постоянная нагрузка на плиту от пола, 

- расчётная нагрузка от собственного веса полки, 



Изгибающий момент для полосы шириной 1м определяем с учётом частичной заделки в рёбрах 

Рабочая высота сечения 

Арматура Ø4 Вр-I с 

Принимаем 6Ø4Вр-I с  с шагом  и нестандартную сварную сетку из одинаковых в обоих направлениях стержней Ø4Вр-I;

марка сетки:

 с .

**2.2 Расчёт ребристой плиты по предельным состояниям II группы**

**2.2.1 Геометрические характеристики приведённого сечения**

Отношение модулей упругости:



Площадь приведённого сечения:



Статический момент площади приведённого сечения относительно нижней грани:



Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения:



Момент инерции приведённого сечения:



где момент инерции  части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения;

Момент сопротивления приведённого сечения по нижней зоне



Момент сопротивления приведённого сечения по верхней зоне



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



То же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней):



Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне:



где  - коэффициент, принимаемый для тавровых сечений с полкой в сжатой зоне.

Упругопластический момент по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия элемента:



где - коэффициент, принимаемый для таврового сечения с полкой в растянутой зоне при  и 

**2.2.2Определение потерь предварительного напряжения арматуры**

Коэффициент точности натяжения арматуры при этом 

Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения канатов:

.

Потери от температурного перепада, между натянутой арматурой и упорами , так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия с учётом полных потерь:



Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести приведённого сечения:



Напряжение в бетоне при обжатии:



Устанавливаем величину передаточной прочности бетона из условия:



Принимаем , тогда 

Вычисляем сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от усилия обжатия  и с учётом изгибающего момента от массы: , тогда



Потери от быстронатекающей ползучести:

 и при 

составляет 

Первые потери:



С учетом  напряжение  равно:





Потери от усадки бетона 

Потери от ползучести бетона при  составляют



Вторые потери: 

Полные потери: 

т.е. больше установленного минимального значения потерь.

Усилие обжатия с учётом полных потерь:



**2.2.3 Расчёт прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси**



Влияние продольного усилия обжатия 



Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчёту.

Условие: - удовлетворяется. При:

 ,

принимаем 

Другое условие:

- условие удовлетворяется.

Следовательно, поперечная арматура не требуется по расчету.

На приопорных участках длиной  устанавливаем конструктивно в каждом ребре плиты поперечные стержни Ø6 А-I с шагом, в средней части пролета шаг .

Поскольку поперечные стержни приняты конструктивно, проверку прочности не производим.

**2.2.4 Расчёт по образованию трещин, нормальных к продольной оси**

Выполняем для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. При этом для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, принимаем значения коэффициента надежности по нагрузке: 

****

Условие: 

Вычисляем момент образования трещин по приближённому способу ядровых моментов:



Здесь ядровый момент усилия обжатия при 



Поскольку ,трещины в растянутой зоне образуются.

Проверяем, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при её обжатии при значении коэффициента точности натяжения . Изгибающий момент от собственной массы плиты 

Расчётное условие: 





Поскольку , условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются:

здесь - сопротивление бетона растяжению соответствующее передаточной прочности бетона .

**2.2.5 Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси**

Предельная ширина раскрытия трещин: непродолжительная , продолжительная . Изгибающие моменты от нормативных нагрузок: постоянной и длительной  полной 

Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок:



где плечо внутренней пары сил;

так как усилие обжатия Р2 приложено в центре тяжести нижней напрягаемой арматуры;

 момент сопротивления сечения по растянутой арматуре;

Поскольку приращение напряжений , трещины в растянутой зоне плиты от действия этого вида нагрузок не образуются и, соответственно, нет прогиба плиты.

Приращение напряжений в арматуре от действия полной нагрузки:



Вычисляем:

- ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки:



где 



d-диаметр продольной арматуры, м

Непродолжительная ширина раскрытия трещин:

****

Продолжительная ширина раскрытия трещин:



Следовательно, конструкция в целом отвечает требованиям трещиностойкости.

* + 1. **Расчёт плиты на усилия, возникающие в период изготовления, транспортирования и монтажа**

Расчет ведем на совместное действие внецентренного сжатия и нагрузки от собственного веса.

За расчётное сечение принимаем сечение, расположенное на расстоянии 1 м от торца панели.

Нагрузка от собственного веса:



Момент от собственного веса:



Определяем 

, тогда 



Принимаем арматуру 2Ø22 А-II с  для каркасов КП-1.

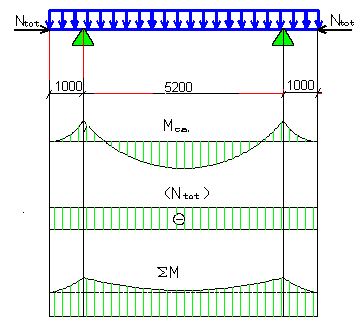


Рисунок 6 - Расчетная схема плиты в период изготовления, транспортирования и монтажа

**3. Расчет трехпролетного неразрезного ригеля**

Расчетный пролет ригеля между осями колонн , а в крайних пролетах:



где  привязка оси стены от внутренней грани, м

 глубина заделки ригеля в стену, м

**3.1 Материалы ригеля и их расчетные характеристики**

Бетон тяжелый класса: В20,  , коэффициент

условий работы бетона .

Арматура:

- продольная рабочая из стали кл.А-III ; модуль упругости 

- поперечная из стали класса А – I, 

**3.2 Статический расчет ригеля**

Предварительно определяем размеры сечения ригеля:

- высота 

- ширина 

Нагрузка от собственного веса ригеля: 

Нагрузку на ригель собираем с грузовой полосы шириной, равной

номинальной длине плиты перекрытия.

Вычисляем расчетную нагрузку на 1м длины ригеля.

Постоянная:

- от перекрытия с учётом коэффициента надёжности по назначению здания

: 

- от массы ригеля с учётом коэффициента надёжности

 и 



Итого: 

Временная нагрузка с учётом коэффициента надёжности по назначению здания :



Полная расчетная нагрузка:



Расчетные значения изгибающих моментов и поперечных сил находим в предположении упругой работы неразрезной трехпролетной балки. Схемы загружения и значения M и Q в пролетах и на опорах приведены в табл.2

Таблица 2- Определение изгибающих моментов и поперечных сил

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Схема загружения | M1 | M2 | M3 | MВ | MС | QА | QВ1 | QВ2 |
|  | 0,08\*  \*26,79\*\*5,552=  =66,02 | 0,025\* \*26,79\*\*5,62=  =21 | 66,02 | -0,1\*  \*26,79\*  \*5,62=  =-84,01 | -84,01 | 0,4\*  \*26,79\*  \*5,55=  =59,47 | -0,6\*  \*26,79\*  \*5,55=  =-89,21 | 0,5\*  \*26,79\*  \*5,6=  =75,01 |
|  | 0,101\*  \*52,53\*  \*5,552=  =163,42 | -0,05\*  \*52,53\*  \*5,62=  =-82,37 | 163,42 | -0,05\*  \*52,53\*  \*5,62=  =-82,37 | -82,37 | 0,45\*  \*52,53\*  \*5,55=  =131,19 | -0,55\*  \*52,53\*  \*5,55=  =-160,35 | 0 |
|  | -0,025\*  \*52,53\*  \*5,552=  =-40,45 | 0,075\*  \*52,53\*  \*5,62=  =123,55 | -40,45 | -0,05\*  \*52,53\*  \*5,62=  -82,37 | -82,37 | -0,05\*  \*52,53\*  5,55=  =-14,58 | -0,05\*  \*52,53\*  \*5,55=  =-14,58 | 0,5\*  \*52,53\*  \*5,6=  =147,08 |
|  | 117,07 | 82,37 | -21,74 | -0,117\*  \*52,53\*  \*5,62=  =-192,74 | -0,033\*  \*52,53\*  \*5,62=  =-54,36 | 0,383\*  \*52,53\*  \*5,55=  =111,66 | -0,617\*  \*52,53\*  \*5,55=  =-179,88 | 0,583\*  \*52,53\*  \*5,6=  =171,5 |
| Наиневыгоднейшая комбинация | 1+2  229,44 | 1+3  144,55 | 1+2  229,44 | 1+4  -276,75 | 1+2  -166,38 | 1+2  190,66 | 1+4  -269,09 | 1+4  246,51 |

По данным табл.2 строим эпюры изгибающих моментов и поперечных сил для различных комбинаций нагрузок. При этом значения M и Q от постоянной нагрузки – схема I – входят в каждую комбинацию. Далее производим перерасчет усилий.

Для обеих промежуточных опор устанавливаем одинаковое значение опорного момента, равное сниженному на 30% максимальному значению момента на опоре «В»:

.

Исходя из принятого опорного момента, отдельно для каждой комбинации осуществляем перераспределение моментов между опорными и промежуточными сечениями добавлением треугольных эпюр моментов.

Опорный момент ригеля по грани колонны на опоре «В» со стороны второго пролета при высоте сечения колонны 



Для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимаем значения поперечных сил ригеля, большие из двух расчетов: упругого расчета и с учетом перераспределения моментов.

**3.3 Расчёт прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси**

Высоту сечения ригеля уточняем по опорному моменту по грани колонны при , поскольку на опоре момент определен с учетом образования пластического шарнира. Принятую высоту затем проверяем по пролетному наибольшему моменту так, чтобы относительная высота сжатой зоны была  и исключалось неэкономичное переармирование сечения. По табл. III.1.[1] при находим значение , а по формуле определяем граничную высоту сжатой зоны:





характеристика деформативных свойств бетона.

, т.к. 

Определяем рабочую высоту сечения ригеля:



Полная высота сечения:



С учетом унификации принимаем , 

Для опорных и пролётных сечений принято расстояние от границы растянутой грани до центра тяжести растянутой арматуры а=0,06 м при расположении арматуры в 2 ряда и а =0,03 м при расположении арматуры в 1 ряд.

 Рисунок 8- К расчету прочности ригеля – сечение

- в пролете (а) - на опоре (б)

Сечение в первом пролёте: , 

Расчет сечения арматуры выполняем, используя вспомогательные таблицы, вычисляем



По табл. находим , 

Проверяем принятую высоту сечения ригеля. Поскольку , сечение не будет переармированным.

Определяем площадь сечения продольной арматуры:



По сортаменту принимаем для армирования 2Ø18А-III+ 2Ø20А-III с

.

Сечение в среднем пролёте 







По сортаменту принимаем 4Ø14А-III c

Количество верхней арматуры определяем по величине опорных изгибающих моментов.

Сечение на опоре «В», 







Для армирования опорных сечений принимаем:

- со стороны 1го пролета 2Ø10А-III +2Ø22A-III c 

- со стороны 2го пролета : сечение арматуры, доводимой до опор, определяем исходя из значения отрицательного момента, , 

Вычисляем:

Сечение арматуры:



Следовательно, до опор должна доводиться арматура не менее 2Ø 16 А-III с 

Принимаем 2Ø16 А-III +2Ø18A-III c .

**3.4 Расчёт прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси**

Максимальная поперечная сила (на первой промежуточной опоре слева) 

Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сварки с продольной арматурой диаметром d=22 мм и принимаем равным d=8 мм класса А-I с .Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям принимаем s=h/3=0,6/3=0,2м. На всех приопорных участках длиной 0,25L принимаем шаг s=0,2м; в средней части пролета шаг s=(3/4)h=0,75х0,6=0,45м.

Вычисляем:





Условие выполняется.

Требование - выполняется.

При расчете прочности вычисляем:



Поскольку

,

вычисляем значение (с) по формуле:



Тогда 

Поперечная сила в вершине наклонного сечения

.

Длина проекции расчетного наклонного сечения



Вычисляем 

Условие

 удовлетворяется.

Проверка прочности по сжатой наклонной полосе:

** **

Условие прочности:



удовлетворяется.

**3.5 Построение эпюры арматуры**

Эпюру арматуры строим в такой последовательности:

- определяем изгибающие моменты М, воспринимаемые в расчетных сечениях, по фактически принятой арматуре;

- устанавливаем графически или аналитически на огибающей эпюре моментов по ординатам М места теоретического обрыва стержней;

- определяем длину анкеровки обрываемых стержней

, причем поперечная сила Q в месте теоретического обрыва стержня принимаем соответствующей изгибающему моменту в этом сечении; здесь d – диаметр обрываемого стержня.

- в пролете допускается обрывать не более 50% расчетной площади сечения стержней, вычисленных по максимальному изгибающему моменту.

Рассмотрим сечение первого пролёта. Арматура 2Ø18А-III+ 2Ø20А-III c 

Определяем момент, воспринимаемый сечением, для чего рассчитываем необходимые параметры:

, 



Арматура 2Ø18A-III обрывается в пролете, а стержни 2Ø20 А-III c  доводятся до опор.

Определяем момент, воспринимаемый сечением с этой арматурой:

, 



Графически определяем точки обрыва двух стержней 2Ø18А-III . В первом сечении поперечная сила , во втором . Интенсивность поперечного армирования в первом сечении при шаге хомутов  равна:



Длина анкеровки



Во втором сечении при шаге хомутов 





Сечение во втором пролете: принята арматура 4Ø14А-III c.

Определяем момент, воспринимаемый сечением, для чего рассчитываем необходимые параметры:

, 



Арматура 2Ø14A-III обрывается в пролете, а стержни 2Ø14А-III c  доводятся до опор. Определяем момент, воспринимаемый сечением с этой арматурой :

, 



Графически определяем точки обрыва двух стержней Ø14 A-III. Поперечная сила в сечении . Интенсивность поперечного армирования при шаге хомутов  равна:



Длина анкеровки



На первой промежуточной опоре слева принята арматура 2Ø10А-III+

+2Ø22A-III c .

, ,

, 



Стержни 2Ø10А-III c  доводятся до опор.

Определяем момент, воспринимаемый сечением с этой арматурой:

, ,

, 

.

Поперечная сила . Интенсивность поперечного армирования при шаге хомутов  равна:



. Принимаем .

На первой промежуточной опоре справа принята арматура 2Ø16А-III+ +2Ø18A-III c .Определяем момент, воспринимаемый сечением c этой арматурой:

, ,



Стержни 2Ø16А-III с  доводятся до опор:

,







Поперечная сила . Интенсивность поперечного армирования при шаге хомутов : 

Длина анкеровки



Принимаем .

**3.6 Расчет стыка ригеля с колонной**

Рассматриваем вариант бетонированного стыка. В этом случае изгибающий момент на опоре воспринимается соединительными стержнями в верхней растянутой зоне и бетоном, заполняющим полость между торцом ригелей и колонной.

Принимаем бетон для замоноличивания класса В20,   стыковые стержни из арматуры класса A-III; 

Изгибающий момент ригеля на грани колонны , рабочая высота сечения 



по табл.III.I.[1] находим соответствующее значение  и определяем площадь сечения стыковых стержней



Принимаем арматуру 2Ø25А-III c .

Длину сварных швов для приварки стыковых стержней с закладными деталями ригеля определяем следующим образом:



где 

коэффициент 1,3 вводим для обеспечения надежной работы сварных швов в случае перераспределения опорных моментов вследствие пластических деформаций.

При двух стыковых стержнях и двусторонних швах длина каждого шва (с учетом непровара) будет равна:



Конструктивное требование .

Принимаем 

Закладная деталь ригеля приваривается к верхним стержням каркаса при изготовлении арматурных каркасов. Сечение этой детали из условия прочности на растяжение:



Конструктивно принята закладная деталь в виде гнутого швеллера из полосы  длиной м;



Длина стыковых стержней складывается из размера сечения колонны, двух зазоров по 5 см между колонной и торцами ригелей и двух длин сварного шва: 





Рисунок 10- К расчету бетонированного стыка

**4. Расчет центрально нагруженной колонны**

**4.1 Определение продольных сил от расчетных нагрузок**

Грузовая площадь средней колонны при сетке колонн 5,6х7,2м равна:

****

Подсчет нагрузок приводим в таблице 3.

Таблица3 - Нормативные и расчетные нагрузки

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| № п/п | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, Н/м2 | Коэфф.надёжности по нагрузке, γf | Расчётная нагрузка. Н/м2 |
| 1 | От покрытия:  постоянная:  -от рулонного ковра в три слоя;  -от цементного выравнивающего слоя,    - от утеплителя- пенобетонных плит,  ;  - от пароизоляции в один слой;  - от ребристых плит;  - от ригеля;  - от вентиляционных коробов и трубопроводов;  ИТОГО | 120  400  480  40  2450  625  500 | 1,2  1,3  1,2  1,2  1,1  1,1  1,1 | 150  520  580  50  2695  690  550 |
| 4615 | - | 5235 |

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  |  |  |  |
|  | Снеговая:  в том числе длительная  кратковременная | -  -  - | -  -  - | 1200  0  1200 |
| 2 | От перекрытия:  постоянная:  - от керамических плиток,  ;  - от цементного раствора,  ;  - от ребристой плиты;  - от ригеля; | 240  440    2450    625 | 1,1  1,3  1,1  1,1 | 265  575  2695  690 |
| 3 | **ИТОГО**  Временная  В том числе:  длительная  Кратковременная  Полная от перекрытия | 3755  6400  4480  1920  10155 | 1,2  1,2  1,2 | 4225  7680  5380  2300  11905 |

Продолжение таблицы

Сечение колонн предварительно принимаем . Расчетная длина колонн во втором-четвертом этажах равна высоте этажа, то есть , а для первого этажа с учетом некоторого защемления колонны в фундаменте

,

где  высота первого этажа;

расстояние от пола междуэтажного перекрытия до оси ригеля;

расстояние от пола первого этажа до верха фундамента.

Собственный расчетный вес колонн на один этаж:

- во втором-четвертом этажах:

,

- в первом этаже:

.

Подсчет расчетной нагрузки на колонну приводим в таблице 4.

Таблица 4- Подсчет расчетной нагрузки на колонну

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| п/п | **Нагрузка от покрытия**  **и**  **перекрытия, кН** | | **Собственный вес колонн,**  **кН** | **Расчетная суммарная нагрузка, кН** | | |
| **длительная** | **кратковременная** | **длительная,** | **кратковременная** | **полная** |
| 4  3  2  1 | 211,08  598,35  985,62  1372,89 | 48,38  141,12  233,86  326,6 | 16,72  33,44  50,16  69,08 | 227,8  631,79  1035,78  1441,97 | 48,38  141,12  233,86  326,6 | 276,18  772,91  1269,64  1768,57 |

Расчет нагрузки от покрытия и перекрытия выполнен умножением их значений по таблице 3 на грузовую площадь, с которой нагрузка передается на одну колонну. В таблице 4 все нагрузки по этажам приведены нарастающим итогом последовательным суммированием сверху вниз.

За расчетное сечение колонн по этажам принимаем сечения в уровне стыков колонн, а для первого этажа- в уровне отметки верха фундамента.

**4.2 Характеристики прочности бетона и арматуры**

Бетон тяжелый класса В20; расчетное сопротивление на осевое сжатие

, коэффициент условий работы бетона .

Арматура:

- продольная класса А-III, расчетное сопротивление на осевое растяжение 

- поперечная- класса А-I, .

**4.3 Расчет прочности колонны первого этажа**

Усилия с учетом коэффициента надежности по назначению здания  будут равны:



Площадь поперечного сечения колонны:



где  - коэффициент, учитывающий гибкость колонн длительного загружения;

 - коэффициент условия работы;

Принимаем коэффициент 

Размер сечения колонны: - принимаем сечение колонны 0,35х0,35 м.

Значения коэффициентов при:

 и  



условие выполняется.

Искомая площадь сечения арматуры:



Проверяем коэффициент армирования

.

Принимаем 8Ø16А-III c 

Проверяем фактическую несущую способность сечения колонны по ф.:

.

Вычисляем запас несущей способности колонны:



Для унификации ригелей сечение колонн второго и всех

вышерасположенных этажей принимаем 0,35х0,35м.

Принимаем следующую разрезку колонн:

колонна К-1- на I этаж;

колонна К-2- на II-III этажи;

колонна К-3- на IV этаж.

**4.5 Расчет и конструирование короткой консоли**

Опорное давление ригеля Q=269,09 кН.

Длина опорной площадки:



Принимаем 

Вылет консоли с учётом зазора 5 см составляет

.

Расстояние от грани колонны до силы *Q* :

.

Высота консоли в сечении у грани колонны принимают равной

.

У свободного края при угле наклона сжатой грани γ=45° высота консоли

.

Рабочая высота сечения консоли .

Поскольку выполняется условие , то консоль считается короткой.

Для короткой консоли выполняются 2 условия:

1)

условие выполняется.

2)

условие выполняется.

Изгибающий момент консоли у грани колонны



Площадь сечения продольной арматуры консоли:



По сортаменту подбираем арматуру 2Ø14 А-IIIc 

Консоль армируем горизонтальными хомутами ∅5 Вр-Ι с

 с шагом S=0,1 м (при этом  и ) и отгибами 2Ø16 Α-III с 

Проверяем прочность сечения консоли по условию:

; 



, при этом



Правая часть условия принимается не более

.

Поскольку , прочность консоли обеспечена.



Рисунок 10- Схема армирования коротких консолей.

**4.6 Конструирование арматуры колонны. Стык колонн**

Колонна армируется пространственным каркасом, образованным из плоских сварных каркасов. Диаметр поперечных стержней устанавливаем из условия сварки с продольной арматурой Ø16 мм и принимаем равным Ø 5 мм класса Вр-I с шагом s=0,35 м – по размеру стороны сечения колонны, что не более 20d=20х0,016=0,32м.

Стык колонн осуществляем на ванной сварке выпусков стержней с обетонированием. В местах контактов концентрируются напряжения, поэтому торцевые участки усиливаем косвенным армированием. Последнее препятствует поперечному расширению бетона при продольном сжатии.

Косвенное армирование представляет собой пакет поперечных сеток.

Принимаем 5 сеток с шагом s=0,1 м – на расстоянии, равном размеру стороны сечения колонны.

Для этих сеток принимаем арматуру Ø5 Вр-I.



Рисунок 11- Конструкция стыка колонн



Рисунок 12- Сетка для усиления торца колонны

**4.7 Расчет сборных элементов многоэтажной колонны на воздействия в период транспортирования и монтажа**

При транспортировании под колонну кладем 2 подкладки на одинаковом расстоянии от торцов. Тогда в сечении колонны под подкладками и в середине пролета между подкладками нагрузка от собственной массы колонны вызовет изгибающие моменты:

; 

При высоте 1-го этажа в 4,3 м расстояние от пола 2-го этажа до верхнего торца колонны 1-го этажа – 0,7 м и от нулевой отметки до верхнего отреза фундамента – 0,15 м, а также в предположении, что фундамент будет трехступенчатым, с общей высотой – 0,9 м и расстоянием от его подошвы до нижнего торца колонны равным 0,2 м, общая длина сборного элемента колонны составит:

.

При транспортировании конструкции для нагрузки от их собственной массы вводится коэффициент динамичности 1,6. Коэффициент ; .



; 

Изгибающий момент, воспринимаемый сечением при симметричном армировании 



 и  <- условие выполняется.

В стадии монтажа колонны строповку осуществляем в уровне низа консоли.

Расстояние от торца колонны до места захвата , коэффициент динамичности для нагрузки от собственного веса при подъеме и монтаже – 1,4.







 и  <- условие выполняется.

Под 2-хэтажные колонны при транспортировании следует укладывать 4 подкладки. При подъеме и монтаже этих колонн их строповку следует осуществлять за консоли в 2-х уровнях.

а) в стадии транспортирования б) в стадии монтажа



Рисунок 13- Расчетные схемы колонны

**5. Расчет трехступенчатого центрально-нагруженного фундамента**

Продольные усилия колонны: 

Условное расчетное сопротивление грунта: 

Класс бетона B20, , , 

Арматуру класса А-II, .

Вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах .

Высота фундамента должна удовлетворять условиям:

1) 

2) 

где высота сечения колонны;

длина анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента;

 высота фундамента от подошвы до дна стакана;

требуемый зазор между торцом колонны и дном стакана.

Приняв , длину анкеровки арматуры колонны Ø16 А-III в бетоне фундамента класса В20 , устанавливаем предварительную высоту фундамента:



.

Окончательно принимаем высоту фундамента - двухступенчатый фундамент, .

(Ранее был произведен расчет фундамента высотой - ни одно из условий прочности не удовлетворялось.)

Глубину фундамента принимаем равной:



где 0,15м- расстояние от уровня чистого пола до верха фундамента.

Фундамент центрально-нагруженный, в плане представляет собой квадрат.

Площадь подошвы фундамента определяем по формуле:



где - нормативная продольная сила для расчетов размеров подошвы. Подсчитываем с учетом усредненного значения :



Размер подошвы:



Принимаем - кратно 0,3м.

Кроме того, рабочая высота фундамента h0 из условия продавливания по поверхности пирамиды (грани которой наклонены на 450 к горизонту) должна быть не менее:



где давление на грунт от расчетной нагрузки.

Рабочая высота фундамента .

Тогда , .

Проверяем, отвечает ли  условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся на линии пересечения пирамиды продавливания с подошвой фундамента.

Для единицы ширины этого сечения: , вычисляем:





– условие удовлетворяется.

Проверку фундамента по прочности на продавливание колонной дна стакана производим из условия:



*F* – расчетная продавливающая сила, определяющаяся по формуле:





*Um* – среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания колонной от дна стакана



 - условие не удовлетворяется.

Проверку прочности фундамента на раскалывание проводим из условия:



где - коэффициент трения бетона по бетону;

**– площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны, за вычетом площади стакана;

**коэффициент условия работы фундамента в грунте;

Глубина стакана: 

Площадь стакана:





- условие выполняется.

Прочность фундамента считается обеспеченной.

Армирование фундамента по подошве определяем расчетом на изгиб по сечениям, нормальным к продольной оси по граням ступеней и грани колонны, как для консольных балок.

Расчет на изгибающие моменты в сечениях, проходящих по грани 1-2 (II-II), 2-3 (I-I), вычисляем по формулам:





Площадь сечения арматуры:





Из двух значений выбираем большее и по сортаменту производим подбор арматуры в виде сетки. Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней 13Ø10А-II c  с шагом s=0,2 м .

Марка сетки 

Проценты армирования:





что больше  и меньше 





Рисунок 14 - Конструкция отдельного фундамента