**Содержание**

[1. Проектирование монолитного перекрытия 5](#_Toc66035815)

[1.1. Разбивка площадки. 5](#_Toc66035816)

[1.2. Назначение основных размеров бетонных элементов перекрытия. 5](#_Toc66035817)

[2. Расчет и конструирование плиты 6](#_Toc66035818)

[2.1 Конструкция плиты 6](#_Toc66035819)

[2.2. Сбор нагрузок 6](#_Toc66035820)

[2.3. Статический расчёт плиты 8](#_Toc66035821)

[2.4. Конструктивный расчёт плиты 8](#_Toc66035822)

[2.5 Определение площади арматуры плиты и разработка армирования плиты 9](#_Toc66035823)

[3. Расчет и конструирование второстепенной балки 11](#_Toc66035824)

[3.1. Конструктивная схема 11](#_Toc66035825)

[3.2 Сбор нагрузок 11](#_Toc66035826)

[3.3 Расчетная схема 12](#_Toc66035827)

[3.4 Статический расчет второстепенной балки 12](#_Toc66035828)

[3.5. Конструктивный расчет второстепенной балки. 14](#_Toc66035829)

[3.6. Подбор арматуры 15](#_Toc66035830)

[4. Расчет и конструирование колонны 22](#_Toc66035831)

[4.1. Сбор нагрузок 22](#_Toc66035832)

[4.2. Определение усилий в колонне 23](#_Toc66035833)

[4.3. Расчет прочности колонны 24](#_Toc66035834)

[5. Расчет и конструирование фундамента под колонну 26](#_Toc66035835)

[5.1. Определение размера стороны подошвы фундамента 26](#_Toc66035836)

[5.2. Определение высоты фундамента 27](#_Toc66035837)

[5.3. Расчет на продавливание 28](#_Toc66035838)

[5.4. Определение площади арматуры фундамента 28](#_Toc66035839)

[Библиографический список 30](#_Toc66035840)

Приложение А..............................................................................................................................31

1. Проектирование монолитного перекрытия

## 1.1. Разбивка площадки.

Исходные данные для вычисления шага второстепенных балок:

* Шаг колонн 6 × 5,8 (м)
* Размеры ж/б колонн: 500 × 500 (мм).
* Толщина стены: 640 (мм).
* Привязка: 200 (мм).

## 1.2. Назначение основных размеров бетонных элементов перекрытия.

Принимаем толщину плиты h пл = 7 (cм).

* *Главная балка:*

На 6 (м)

Высота главной балки: 

Принимаем высоту главной балки: h гл. б. = 600 (мм) – кратно 100 (мм).

Ширина главной балки: 

Принимаем ширину главной балки: b = 250 (мм).

* *Второстепенная балка:*

На 5,8 (м)

Высота второстепенной балки: 

Принимаем высоту второстепенной балки: h вт. б. = 450 (мм) – кратно 50 (мм).

Ширина второстепенной балки:

Принимаем ширину второстепенной балки: b вт. б. = 200 (мм).

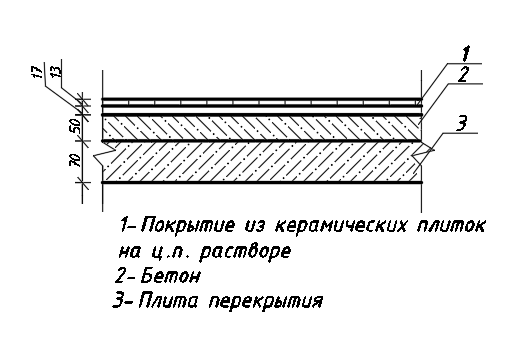


Рис. 1- Конструкция пола

2. Расчет и конструирование плиты

## 2.1 Конструкция плиты

а)

б) 

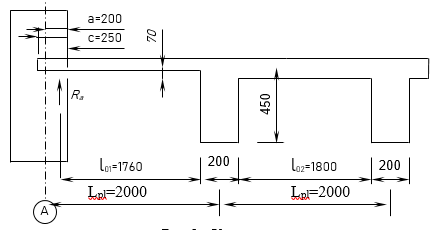


Рис.2 - Конструктивная схема плиты

## 2.2. Сбор нагрузок

Таблица 1 - Сбор нагрузок на перекрытие

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Материал слоя, толщина,  объём, масса | Нормативная нагрузка, Н/м2 | Коэффициент, γ | Расчётная нагрузка,  Н/м2 |
| * *Постоянная нагрузка*: |  | | |
| 1. Керамические плитки   ρ = 1100 (кг/м3); δ =13 (мм).  1100 × 0,013 × 9,81= 140,3(Н/м2). | 140,3 | 1,2 | 168 |
| 1. Цементно-песчаный раствор:   ρ = 1800 (кг/м3); δ =17 (мм).  1800 × 0,017× 9,81= 300(Н/м2). | 300 | 1,3 | 390 |
| 1. Бетон   ρ = 2400 (кг/м3); δ = 50 (мм).  2400 × 0,05× 9,81 = 1177,2(Н/м2). | 1177,2 | 1,3 | 1530 |
| 1. Плита перекрытия:   ρ = 2500 (кг/м3); δ = 70 (мм).  2500 × 0,07× 9,81= 1717(Н/м2). | 1717 | 1,1 | 1889 |
| ∑Постоянных нагрузок | | | ∑=3975 |
| * *Временная нагрузка:*   1. Технологическая | 14500 | 1.2 | 17400 |
| ∑Временных нагрузок | | | ∑=17400 |
|  | | | ∑=21375 |

Расчетные нагрузки: постоянная q = 3975 (Н/м).

временная v =17400 (Н/м).

Сумма нагрузок: 3975+17400=21375 (Н/м).



Рис. 3 - Расчетная схема плиты

## 2.3. Статический расчёт плиты









Рис.4 - Эпюра моментов

## 2.4. Конструктивный расчёт плиты

Класс бетона В25

Расчётное сопротивление бетона: R b = 14,5 (МПа).

Растяжение осевое: R bt = 1,05 (МПа).

Коэффициент условий работы бетона: γ b = 0,9, E b = 30·103 (MПа). (прил. 3,4,5)

h

b = 1000

a

h

0

Рис.5 - Схема плиты

При дальнейших расчётах принимаем:

Расчётное сопротивление бетона: R b = 13,05 (МПа).

Растяжение осевое: R bt = 0,945 (МПа).

Коэффициент условий работы бетона: E b = 27·103 (MПа).



Hтр = h0 + a = 0,04 + 0,015 = 0,55 (м).

где а – защитный слой ≈1,5 (см).

H>Hтр-оставляем прежнюю H=7 (см).

Принимаем: h = 7 (см), h 0 = 5,5 (см).

## 2.5 Определение площади арматуры плиты и разработка армирования плиты

1.Подбираем арматуру в среднем пролете и на средней промежуточной опоре.

 Из прил.10 находим:

ξ = 0,117 и η = 0,942.

Из прил. 7 определяем арматуру:

Проволочная арматура класса В500 (Вр-I), диаметром 3-5мм, Rs=375Мпа

, (для средних плит, окаймленных балками со всех 4 сторон, можно использовать 80% моментов), следовательно, имеем непрерывный тип армирования.

Принимаем рулонную сетку с продольными рабочими стержнями

С-1с (непрерывный тип армирования).

Переармирование: 

2.Подбираем арматуру в крайнем пролете и первых промежуточных опорах.

h01=h-2=7-2=5(см)

Из прил.10 находим:

ξ = 0,2 и η = 0,9.

(см2)

Asдоп=2,97-1,96=1,01 см2

Принимаем рулонную сетку с поперечными рабочими стержнями

С-2с (непрерывный тип армирования).

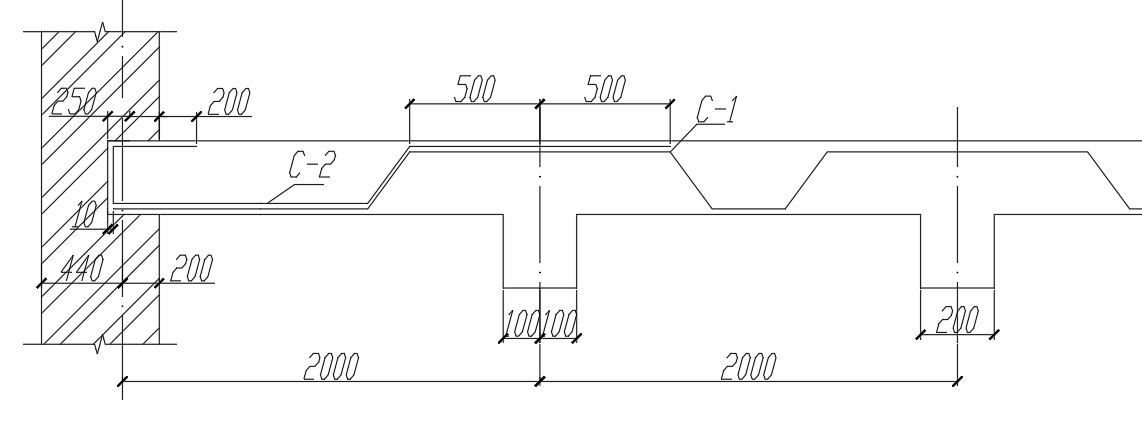


Рис.6 - Схема армирования плиты.

3. Расчет и конструирование второстепенной балки

## 3.1. Конструктивная схема

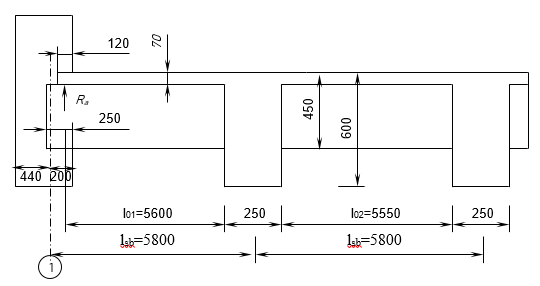


Рис.7 - Конструктивная схема второстепенной балки

Расчетные пролеты определяются следующим образом:

‒ *для крайних пролетов*:

‒ *для средних пролетов*:

## 3.2 Сбор нагрузок

*Постоянная нагрузка*:

*Временная нагрузка*:

*Полная нагрузка на второстепенную балку*:

## 3.3 Расчетная схема

l02=5550

l02=5550

l02=5550

V=34,8kH/м

G=10,04kH/м

l01=5600

l01=5600

Рис.8 - Расчётная схема второстепенной балки.

## 3.4 Статический расчет второстепенной балки

Отрицательные моменты в средних пролетах для построения огибающей эпюры получают путем загружения поочередно четных и нечетных пролетов неполной временной нагрузкой. Определяют величины отрицательных моментов последующим формулам:

* в первом пролете (подвижность нагрузки):
* во втором пролете (подвижность нагрузки):
* в третьем пролете (подвижность нагрузки):

Расчетные поперечные усилия:

* на крайней опоре (опора А):
* на первой промежуточной опоре (опора В) слева:

,84

* на первой промежуточной опоре (опора В) справа:
* на остальных средних опорах:



Рисунок 9 - Эпюра моментов второстепенной балки



Рис.10 Эпюра поперечных сил второстепенной балки

## 3.5. Конструктивный расчет второстепенной балки.

Класс бетона: В25

Расчетное сопротивление бетона: Rb=13,05 МПа\* -осевое сжатие

Осевое растяжение: Rbt=0,945 МПа\*

Коэффициент условий работы бетона: γв=0,9

- Еb=27\*103 МПа\* -модуль упругости при сжатии и растяжении

\*С учетом коэффициента условий работы бетона.

Размеры поперечного сечения балки, принятые на стадии компоновки:

b=200мм, h=450мм, hf=70мм.



Принимаем hв.б.= 40 см, кратно 50 мм; h0=40-3,5=36,5 см





Принимаем  как наименьшее значение.

## 3.6. Подбор арматуры

1. Пролётное сечение.



* Арматура в 1 и 5 пролетах: 







Принимаем 4 стержня арматуры класса А400(А-III) ∅18 с As = 10,18 см2 .

Переармирование : 

* Арматура во 2,3,4 пролетах: 







Принимаем 2 стержня арматуры А400(А-III) Ø 10 с и 2 стержня арматуры А400(А-III) Ø 18 с

Переармирование : 

б) Опорное сечение



* Арматура на опоре **В**: 





Принимаем 4 стержня арматуры класса А400(А-III) ∅16 с As = 8,04 см2 Недоармирование : 

* Арматура на опоре **С**: 



Принимаем 4 стержня арматуры класса А400(А-III) ∅16 с As = 8,04 см2.

Переармирование : 

* Отрицательный момент во 2-м пролёте:

ξ = 0.058, η = 0.971

,

Принимаем 2 стержня арматуры класса А400(А-III) ∅10 с As = 1,57 см2

Переармирование : 

в) Расчет прочности второстепенной балки по сечениям, наклонным к продольной оси.

Расчет у опоры **В** слева (максимальное значение поперечной силы):







h0=36,5 см











Где =0,6 – коэффициент для тяжелого бетона;

- коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых элементах, но свесы тавра в рассматриваемом сечении находятся в растянутой зоне, поэтому он не учитывается.

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней





Условие выполняется , для дальнейших расчетов принимаем .

Определяем проекцию наиболее невыгодной наклонной трещины

(м)

Назначим диаметр поперечный стержней из условия свариваемости с продольными рабочими стержнями.



 мм

, принимаем в качестве рабочих поперечных стержней А400 ∅6 с As = 0.283 см2

Определим шаг поперечных стержней



Максимально допустимый шаг поперечных стержней



При назначении шага стержней следует выполнять требования, в соответствии с которыми шаг поперечных стержней в приопорной зоне (l/4 пролета) не должен превышать при высоте более 450 мм величины h/3 = 400/3 =133,3мм и не более 400 мм, на остальной части элемента шаг не должен превышать величины ¾ h = 300 мм. Окончательно шаг назначается минимальным из 3х определенных значений с округлением в меньшую сторону до величины, кратной 50 мм.

Окончательно назначаем **S = 10** *см*.

Интенсивность поперечных стержней с учетом назначенного шага составит: 

Проекция наиболее невыгодной трещины составит : (м),

2h0=73 см, также при расчетах с=с0.

Усилие, воспринимаемое поперечными стержнями:



Усилие воспринимаемое бетоном при  : 

Условие прочности:







Таким образом, прочность наклонного сечения обеспечена.

Проверяем условие обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами при действии поперечной силы



Коэффициент, учитывающий влияние хомутов:







 - коэффициент поперечного армирования

,  для тяжелого бетона

, условие выполняется, следовательно, размеры поперечного сечения достаточны.

Расчет у опоры **В** справа (другое значение поперечной силы):







h0=36,5 см











Где =0,6 – коэффициент для тяжелого бетона;

- коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых элементах, но свесы тавра в рассматриваемом сечении находятся в растянутой зоне, поэтому он не учитывается.

Определим требуемую интенсивность поперечных стержней





Условие выполняется , для дальнейших расчетов принимаем .

Определяем проекцию наиболее невыгодной наклонной трещины

(м)

Назначим диаметр поперечный стержней из условия свариваемости с продольными рабочими стержнями.



 мм

, принимаем в качестве рабочих поперечных стержней А400 ∅6 с As = 0.283 см2

Определим шаг поперечных стержней



Максимально допустимый шаг поперечных стержней



При назначении шага стержней следует выполнять требования, в соответствии с которыми шаг поперечных стержней в приопорной зоне (l/4 пролета) не должен превышать при высоте более 450 мм величины h/3 = 400/3 =133,3мм и не более 400 мм, на остальной части элемента шаг не должен превышать величины ¾ h = 300 мм. Окончательно шаг назначается минимальным из 3х определенных значений с округлением в меньшую сторону до величины, кратной 50 мм.

Назначаем **S = 15** *см* .

Интенсивность поперечных стержней с учетом назначенного шага составит: 

Проекция наиболее невыгодной трещины составит : (м),

2h0=73 см, также при расчетах с=с0.

Усилие, воспринимаемое поперечными стержнями:



Усилие воспринимаемое бетоном при  : 

Условие прочности:







Таким образом, прочность наклонного сечения обеспечена.

Проверяем условие обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами при действии поперечной силы



Коэффициент, учитывающий влияние хомутов:







 - коэффициент поперечного армирования

,  для тяжелого бетона

, условие выполняется, следовательно, размеры поперечного сечения достаточны.

4. Расчет и конструирование колонны

Исходные данные

Материалы для колонны:

Класс бетона В25

Расчётное сопротивление бетона: R b = 14,5 (МПа).

Растяжение осевое: Rbt = 1,05 (МПа).

Коэффициент условий работы бетона: γb2= 0,9, Eb = 30•10-3 (MПа).

При дальнейших расчётах принимаем:

Расчётное сопротивление бетона: Rb = 13,05 (МПа).

Растяжение осевое: Rbt = 0,945 (МПа).

E b = 27 • 10-3 (MПа).

Арматура продольная класса А-III с Rs=365МПа; (прил. 6)

Размер сечения колонны 50х50см.

## 4.1. Сбор нагрузок

Сбор нагрузок для плиты покрытия представлен в таблице 2.

Таблица 2 - Сбор нагрузок на покрытие

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Материал слоя, толщина, объемная масса | Нормативная нагрузка  Н/м2 |  | Расчетная нагрузка  Н/м2 |
| Постоянные нагрузки | | | |
| 1. Техноэласт (2сл) | 2\*50=100 | 1,3 | 130 |
| 2. Ц.п.стяжка  t=0,03м, =18000Н/м3 | 540 | 1,3 | 702 |
| 3. Минераловат. плиты  t=0,2м, =2000Н/м3 | 400 | 1,2 | 480 |
| 4.Техноэласт | 50 | 1,3 | 65 |
| 5.Монолитная плита  t=0,07м, =25000Н/м3 | 1750 | 1,1 | 1925 |
| Итого: |  |  | 3302 |
| Временные нагрузки | | | |
| Снеговая нагрузка | 1700 | 1,4 | 2380 |
| Всего: |  |  | 5682 |

## 4.2. Определение усилий в колонне

Расчет выполняется для средней колонны, грузовая площадь средней колонны

Агр= L\*B=5,8\*6=34,8м2

Постоянная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом коэффициента надежности по назначению здания γn=1:



Gпер=3,975\*34,8\*1=131,41 кН

Нагрузка от перекрытия не включает собственный вес второстепенной и главной балок, который с одного перекрытия составляет



Gбал=4\*5,8\*0,2\*0,4\*25000\*1,1\*1+6\*0,25\*0,6\*25000\*1,1\*1=54549

+23512,5 = 78061,5 Н = 78,062 кН

Собственный вес колонны одного типового этажа:



Gколон = 0,5\*0,5\*4,4\*25\*1,1\*1= 28,74 кН

Общая постоянная нагрузка на колонну с одного этажа:

131,41+78,062+28,74=238,212 кН

Постоянная нагрузка от покрытия, приходящаяся на колонну:



Gпокр=1\*3,302\*34,8=109,16 кН

Общая постоянная нагрузка на колонну от покрытия:

109,16+78,062=187,222 кН

Временная нагрузка на колонну с одного этажа:



Vпер=17,4\*34,8\*1=575,24 кН

Временная нагрузка на колонну с покрытия:



Vпокр=2,38\*1=78,68 кН

Коэффициент снижения временных нагрузок в многоэтажных зданиях:

ψn1=0.4+(0.7-0.4)/√nпер,

где n – число перекрытий, от которых учитывается нагрузка

ψn1=0.4+(0.7-0.4)/√2=0,82

Нормальная сила в средней колонне на уровне этажа

N=238,212\*2+187,222+575,24\*2\*0,82+28,74=1635,78 кН

## 4.3. Расчет прочности колонны

Расчет прочности сжатых элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом при L0≤20 допускается производить из условия:

N ≤ φ(RsсAs+RbAb),

Где φ – коэффициент, определяемый по формуле:

φ=φв+2\*(φsb-φb)\*αs≤ φsb,

φв и φsb – коэффициенты, принимаемые в зависимости от L0/h и N1/N,

αs=(Rs\*As)/(Rb\*Ab),

где As – площадь всей арматуры в сечении элемента;

Rs= Rsс для арматуры классов А240, А300, А400.

При αs>0,5 принимаем φ=φsb.

В первом приближении принимаем:

μ=0,01

Аb=50\*50=2500cм2

Аs=0.01\*2500=25cм2

αs=(365\*106\*25\*10-4)/(13,05\*106\*0,25)=0,280

Расчетная длина колонны L0=(4,4+0,15)0,7=3,185

L0/h=3,185/0,4=7,96м

N1 – длительно действующая нагрузка на колонну (постоянная и длительно действующая часть временной):



N1 = 1635,78 – 0,5\*2,38-0,7\*14,5= 1624,44 кН

N1/N = 1624,44/1635,78= 0,993=1

Определяем коэффициенты φв и φsb [табл. 6, ]

φв= 0,91; φsb=0,91

φ=φв+2\*(φsb-φb)\*αs

φ=0,91+2\*(0,91-0,91)0,280=0,91

Аs= ((N/φ)-Rb\*Ab)/(Rs)= ((1635,78/0,91)- 1,305\*2500)/36,5=16,06 см2

Принимаем 2Ø32 А-400 c As=16,08cм2.

μ=16,08/2500=0,0064, что больше μmin=0.004

Учитывая, что при таких соотношениях L0/h и N1/N φв и φsb равны, уточнения делать не нужно, так как коэффициент армирования не влияет на φ.

Шаг S = 15ds = 15\*32= 480 ≈ 500 мм – вязаный каркас.

Определяем диаметр арматуры хомута А400 (поперечных стержней):

dw = 0,25ds = 0,25\*32= 8мм

5. Расчет и конструирование фундамента под колонну

Исходные данные:

Расчетное сопротивление грунта R0= 0,235 МПа.

Бетон тяжелый класса B25, Rbt= 1,05 МПа.

Арматура класса A-III, Rs= 365 МПа.

Вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах γm=20 кН/м³.

Высота фундамента принимается 180 см (кратна 30 см).

Глубина заложения фундамента H1= 195 см.

Расчетное усилие, передающееся с колонны на фундамент N = 1635,78 кН.

Усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке γf = 1,15.

Nn=1635,78 /1,15=1422,42 кН.

## 5.1. Определение размера стороны подошвы фундамента

Площадь подошвы центрального нагруженного фундамента определяется по условному давлению на грунт R0 без учета поправок в зависимости от размера подошвы фундамента и глубины его заложения.

A= 1422,42 /(235 – 20\*1,95) = 7,26 м².

Размер стороны квадратной подошвы:

a=√A=√7,26=2,69 м.

Принимаем размер a=2,7м (кратно 0,3 м).

Давление на грунт от расчетной нагрузки:

p=N/A=1635,78 /(2,7\*2,7)=224,39 кН/м².

## 5.2. Определение высоты фундамента

Рабочая высота из условия продавливания по подколоннику:

h0=-0,25\*(1,2+1,2)+0,5\*√(1635,78 /(0,9\*1050+224,39))=0,099 м,

где hc и bc ‒ размеры подколонника.

Полная высота фундамента устанавливается из условий:

1) продавливания

H=h0+0,04=0,099+0,04=0,139 м=14 см;

2) анкеровки сжатой арматуры

H=16\*d+25=16\*2,5+25=65 см.

Принимаем высоту фундамента 180 см, в том числе высота подколонника 120 см, высота плитной части 60 см (две ступени). Проверяем, отвечает ли высота плитной части (h0=60-4=56см) условию прочности при действии поперечной силы без поперечного армирования в наклонном сечении. Для единицы ширины этого сечения (b=100 см) должно выполняться условие:

Поперечная сила от давления грунта в сечении по грани подколонника:

,

где a ‒ размер подошвы фундамента;

a1 ‒ размер подколонника;

h0 ‒ рабочая высота фундамента;

p ‒ давление на грунт от расчетной нагрузки

Q=0,5\*(2,7-1,2-2\*0,56)\* 224,39 =42,63 кН.

Поперечная сила, воспринимаемая нижней ступенью фундамента без поперечного армирования:

Q=2\*0,56\*√(0,9\*1050\*224,39)=515,75 кН;

42,63<515,75 кН ‒ условие выполняется.

## 5.3. Расчет на продавливание

Проверяем нижнюю ступень фундамента на прочность против продавливания:

,

где Rbt ‒ расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

um ‒ среднее арифметическое между периметром верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах рабочей высоты ступени:

um=2\*(1,2+1,2+2\*0,56)=7,04 м;

h02 ‒ расчетная высота нижней ступени фундамента.

Продавливающая сила:

где N ‒ расчетное усилие, передающееся с колонны;

A1 ‒ площадь нижнего основания пирамиды продавливания:

A1=(1,2+2\*0,56)\*(1,2+2\*0,56)=5,38 м²;

p ‒ давление на грунт.

Продавливающая сила:

P=N-A1\*p=1635,78 -5,38\*224,39 =428,56 кН;

γb2\*Rbt\*h02\*um=0,9\*1050\*0,56\*7,04=3725,57 кН.

P=428,56 кН<3725,57 кН, следовательно, прочность нижней ступени против продавливания обеспечена.

## 5.4. Определение площади арматуры фундамента

Расчетная схема плитной части фундамента принимается в виде консоли с равномерно распределенной нагрузкой, равной давлению на грунт

Расчетный изгибающий момент по грани подколонника определяется по формуле:

‒ сечение 1-1:

M(1-1) =0,125\*224,39\*((2,7-1,2)/2)^2\*3,6 = 125,91 кН\*м.

Площадь сечения арматуры:

As= 12591000/(0,9\*56\*36500)=6,84 см²;

‒ сечение 2-2:

M(2-2) =0,125\*224,39\*((2,7-1,5)/2)^2\*2,7 = 31,48 кН\*м.

Площадь сечения арматуры:

As= 31480000/(0,9\*56\*36500)=17,1 см²;

Принимаем сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней 16 ∅12 A-400 с шагом 150 мм с As=18,1 см².

μ= As\*100/b\*h0=18,1\*100/(360\*56)=0,090%, что больше, чем μmin=0,05%.

Библиографический список

1. СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». Госстрой СССР. М.ЦНТП, 1985 – 79с.
2. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры: ЦНИИ промзданий НИИЖБ – М. ЦНТП. 1986 –192с.
3. СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия». Госстроя СССР.– М: ЦИТП. 1988 – 36с.
4. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – М: Стройиздат. 1985 – 728с.
5. Железобетонные и каменные конструкции под ред. В.М. Бондаренко, М., «Высшая школа», 2002 г. – 875 с.

6. Методические указания к курсовой работе «Проектирование элементов ребристого балочного монолитного железобетонного перекрытия производственного здания и элементов каркаса» под ред. Рожина Д.Н.,2011 г.- 63с.