1. Расчет многопустотной плиты перекрытия.

Составим расчетную схему плиты перекрытия:

ℓ= 4000мм ℓ – расстояние между осями колонн

ℓк = 4000-2Ч15=3970мм ℓК– конструктивная длина элемента

ℓр = 3970-120=3850мм ℓр– расчетная размер элемента

* 1. Сбор нагрузок на панель перекрытия.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная кН\м2 | Коэффициент запаса прочности γf | Расчетная кН/м2 |
| Постоянная нагрузка:  − вес ЖБК  − пол деревянный  − утеплитель  − звукоизоляция  Временная нагрузка:  −кратковременная  − длительная  Σ | 2.75  0.16  1.04  0.3  1.5  11.5  17.25 | 1.1  1.1  1.2  1.2  1.2  1.3 | 3.025  1.176  1.248  0.36  0.36  1.95  21.709 |

1.2 Определение нагрузок и усилий.

1.2.1 Определение нагрузок, действующих на 1 погонный метр.

Полная нормативная нагрузка:

qн=17.25× 1.6=27.6 кН/м2

Расчетная нагрузка:

Q=21.709×1.6=34.734 кН/м2

1.2.2. Определение усилий.

М=q×ℓ2P×γn 34.734Ч3.852Ч0.95

8 = 8 = 61137 Н/м

коэффициент запаса прочности γn=0.95

Мн= qЧℓ2PЧγn  27.6Ч3.852Ч0.95

8 = 8 = 48580 Н/м

Qн= qЧℓPЧγn = 27.6Ч3.85Ч0.95

2 2 = 50473 Н/м

Q= qЧℓPЧγn = 34.734Ч3.85Ч0.95 = 63519 Н/м

2 2

1.3 Определим размеры поперечного сечения панелей перекрытий:

панели рассчитываем как балку прямоугольного сечения с заданными размерами b×h=1600×220, проектируем панель восьми пустотную при расчете поперечного сечения пустотной плиты приводим к эквивалентному двутавру, для этого заменяем площадь круглых пустот прямоугольниками той же площади и моментом инерции точек

h1=0.9d =14.3мм

hn = hn'=h−h1/2=22-14.3/2=3.85мм(высота полки)

bn′=1600−2×15=1570

b = bn′− n×h1= 1570−7×14.3=149.6мм

h0 = h ─ а = 22 − 3 = 19см

Бетон В30: коэффициент по классу бетона Rв=17.0мПа (значение взято из

СНиПа);

МRвnВnhn(h00.5hn)=17.00.951573.85 (190.53.8) = 16692

М = 61137

61137< 166927

1 .4 Расчет плиты по нормальному сечению к продольной оси элемента:

Для определения нижней границы сжимаемой толщи бетона. Находим

коэффициент:

αм = м = 61137 = 0.11

Rв×в′n×h02×γВ 17.0×157×192×0.9

Х – высота сжатой зоны бетона

Х = ξ Ч h0

ξ– коэффициент берется по таблице

ξS = 0.945

ξ = 0.104

Х = 0.104Ч 19 = 2.66

Х = 2.66 < 3.85

Так как нижняя граница в сжимаемой толще бетона проходит в полке, то двутавр рассматриваем как прямоугольную.

Определяем площадь рабочей продольной арматуры по формуле

RS = 360 мПа (значение коэффициента взято из СНиПа для стали класса А-III )

АS = М = 61137 = 9.45 см2

RS × ξS Ч h0 360 Ч 0.945 Ч 19

Возьмем 4 стержня арматуры диаметром 18мм, класса А-III

1.5 Расчет плиты по наклонному сечению продольной оси элемента

Проверяем прочность по наклонной сжатой зоны бетона, по условию :

Q ≤ 0.3 × γωe × γbe × γb × b × h0, где

γωe=1− для тяжелого бетона;

β =0.01− для тяжелых бетонов.

γbe=1−β × γ b × Rb = 1– 0.01Ч 0.9 Ч 17.0 = 1.51

45849 ≤ 0.3Ч1Ч 1.51Ч0.9Ч21.2Ч1900Ч17.0 = 118518

50473 ≤ 118518— условие прочности выполняется, прочность бетона обеспечена.

По она по расчету не требуется.

ℓ1=h/2 − шаг поперечной арматуры

ℓ1= 220/2 = 110 мм

принимаем ℓ1=100мм

ℓ2=1/4×ℓ , в остальных принимаем шаг 500мм.

Этот шаг устанавливается на механизм поперечной действующей силы на опорах.

перечную арматуру усматриваем из конструктивных соображений, так как

=1/4 − эту арматуру принимаем класса АI (гладкую) с диаметром d=6мм.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы обеспечиваем условием:

Q ≤ QВ+QSW

Q− поперечная сила воспринимаемая бетоном сжатой силой;

QSW − сумма осевых усилий в поперечных стержнях, пересекаемых наклонным сечением;

Q − поперечная сила в вершине наклонного сечения от действия опорной реакции и нагрузки;

QB=МB/с

γb2=2; γ1=0.4

Rbt − расчет напряжения на растяжение

Rbt=1.2 мПа для бетона класса В30:

МB=γb2×(1+γf ) × Rbt × b × h20= 2 Ч (1+0.4)Ч1.2Ч21.2Ч192 =25714

С=√МВ = √ 25714 = 2.7

q 34.73

QB = 25714/2.7 = 95237

RSW = 360 мПа (по СНиПу) расчетное сопротивление на растяжение

QSW= qSW Ч C0

qSW= RSWЧASW

S

RSW — расчетное сопротивление стали на растяжение

АSW — площадь хомутов в одной плоскости

S — шаг поперечных стержней

qSW = 360 Ч 0.85 Ч(100) = 30600 Н/м

0.1

С0=√ MB = √ 61137 = 1.41 м

qSW 30600

QSW = qSWЧC0 = 30600 Ч 1.41 = 43146 кН — условие прочности элемента по наклонному сечению выполняется.

Q ≤ QB+QSW

63519 ≤ 95237 + 43146

63519 ≤ 138383 — условие прочности выполняется, сечение подобрано правильно

1.6 Расчет панели перекрытия по прогибам

Прогиб в элементе должен удовлетворять условию:

ѓmax=[ѓ]

ѓ – предельно допустимый прогиб

ѓ = 2 (для 4 метров )

1 кривизна панели в середине пролета

γС

1 = 1 МДЛ – R2ДЛ Ч h2 Ч b Ч1.8

γС Еа Ч АС Ч h20 Ч R1ДЛ

Еа— модуль упругости стали (Еа=2.1Ч105мПа)

АS=9.45см2

МДЛ = q Ч ℓ2 Ч γn = 6.11 Ч 3.852Ч0.95 = 10754Нм

8 8

Коэффициент по СНиПу = 1.7 по сетке 150Ч150

Для определения RДЛ найдем коэффициент армирования:

γ = (b΄n–b)hn = ( 157–14.69)Ч 3.8 = 1.96

bЧh0 14.69 Ч 19

Еb— модуль тяжести бетона, равный 30000

μЧα = ASЧEа = 9.45Ч 2.1 Ч 105 = 2.37

bЧh0ЧEb 14.69Ч19Ч30000

R1ДЛ=0.34; R2ДЛ=0.28

1 1 10754–0.28Ч222Ч14.69Ч1.8 = 2.9 Ч 10–5 см–1

γС = 2.1Ч105Ч9.45Ч192 Ч 0.34

ѓmax= 5 Ч ℓ2P = 5 Ч 3.85 Ч 2.9 Ч 10–5= 1.16см

48 γC 48

ѓmax ≤ 3 – условие прочности выполняется

2.Расчет монолитной центрально нагруженной.

2.1.Сбор нагрузок на колонны.

Колонны предназначены для поддержания железобетонного перекрытия. Будучи жестко связанными с главными балками, они фактически представляют собой стойки рамной конструкции. Поэтому в них в общем случае возникают сжимающие усилия, изгибающие моменты и поперечные силы.

Грузовая площадь

ℓ01= 0.7 Ч H=0.7Ч (3.5+0.6)=2.87 м, расчетная длина первого этажа

где Н– высота этажа; 0.7 – понижающий коэффициент;

Задаем сечение (колонну) равную

hЧ b=35 Ч 35

hK Ч bK=35 Ч 35см=0.35 Ч 0.35м

ℓ = 4м; b = 6м; АГР = 4Ч6 =24м2

hР = b Ч 0.1 = 4Ч0.1=0.4м — высота ригеля;

bР = 0.4Ч hР=0.4Ч0.4 = 0.16м — ширина ригеля;

mP= hP Ч bРЧр = 0.4Ч0.16Ч2500= 160 кг — масса на один погонный метр;

М = 160/6= 60кг — на один квадратный метр;

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, qН кН/м | Коэффициент запаса прочности γf | Расчетная нагрузка  q, кН/м2 |
| 1. Нагрузка от покрытия:   1.Постоянная:  - рулонный ковер из трех слоев рубероида  - цементная стяжка  - утеплитель  - паризол  - панель ЖБ перекрытия  - ригель  Σ  2.Временная:  – кратковременная  – длительная Полная нагрузка от покрытия II.Нагрузка от перекрытия  1.Постоянная:  -собственный вес ЖБ конструкций 25кН/м3Ч0.11м  – пол деревянный 0.02Ч8  – утеплитель 0.06Ч5  – ригель –звукоизоляция 0.06Ч5 Σ  2.Временная:  – длительнодействующая  – в том числе кратковременно действующая Σ Всего перекрытия | 0.12  0.4  0.48  0.04  2.75  0.625  qН=4.415  0.7  0.3  5.415  2.75  0.16  1.04  0.625  0.3  qН=4.875  11.5  1.5  qН=13  17.875 | 1.2  1.3  1.2  1.2  1.1  1.1  1.4  1.4  1.1  1.1  1.2  1.1  1.2  1.3  1.3 | 0.144  0.52  0.576  0.048  3.025  0.687  q=5  0.98  0.42  6.4  3.025  0.176  1.248  0.687  0.36  q=5.496  14.95  1.95  q=16.9  22.396 |

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Этажи | От перекрытия и покрытия | | Собственный  вес колонны | Расчетная суммарная нагрузка | | |
| Длительная | Кратковременная | NДЛ | NКР | NПОЛН |
| 4  3  2  1 | 1171  1659  2147  2635 | 325  470  615  760 | 52  70  88  104 | 1223  1729  2235  2743 | 325  470  615  760 | 1549  2200  2850  3504 |

### Расчет нагрузки колонны

Подсчет расчетной нагрузки на колонну.

2.2 Расчет колонны первого этажа

N=3504кН; ℓ 01=2.87

Определим гибкость колонны.

λ= ℓ0  = 2.87 =8.2см

hK 35

8.2>4 значит, при расчете необходимо учитывать случайный эксцентриситет

ℓСЛ = hК = 35 =1.16см

30 30

ℓ/600 = 287/600 = 0.48

ℓСЛ≥ℓ/600  
1.16 ≥ 0.48

Принимаем наибольшее, если=1.16см.

Рассчитанная длинна колонны ℓ0=3.22см, это меньше чем 20ЧhK,

следовательно, расчет продольной арматуры в колонне вычисляем по формуле:

АS = N – AB Ч RbЧγb

φ Ч RS RS

φ=φB+2Ч(φE +φB)Чα

φE  и φВ – берем из таблицы

φℓ=0.91

φB=0.915

α= μЧ RS = 0.01Ч 360 = 0.24

RBЧγB  17.0Ч0.9

NДЛ/N=2743/3504=0.78

ℓ0/h=2.87/35=8.2

φ= 0.915 + (0.91– 0.915) Ч 0.24 = 0.22

Проверяем коэффициент способности

NСЕЧ = φ(RbABЧγB+ASRS)= 0.22(17.0Ч0.01Ч0.9+41.24Ч360)= 4997

# Проверяем процентное расхождение оно должно быть не больше 10%

N = 4997000 – 3504000 Ч 100% = 4.2 %

3504000

4.2 %<5 % — условие выполняется

AS = 3504000 17.0Ч0.9

0.9Ч360Ч100 35Ч35Ч 360 = 41.24см2

Возьмем пять стержней диаметром 32 мм,

AS = 42.02см

М = АS = 42.02 Ч 100% = 3.40%

AБЕТ  1225

2.3 Расчет колонны второго этажа.

N= 2850 кН;

ℓ01= 2.87 м

Определим гибкость колонны:

λ= ℓ0 = 287 = 8.2см 9.2>4 – значит при расчете необходимо

hK  35 учитывать случайный эксцентриситет

ℓСЛ = hK/30=35/30=1.16см

ℓСЛ ≥ ℓ = 287 = 0.47

600 600

ℓ — высота колонны

Принимаем наибольшее, значение если =1.16см

Рассчитанная длина колонны ℓ0=287см, это меньше чем 20ЧhК, следовательно расчет продольной арматуры в колонне вычисляем по формуле:

AS = N RbЧ γВ

φЧRS AB Ч RS

φ= φВ+2 Ч (φЕ – φB)Чα

α= МЧRS = 0.01Ч 360 = 0.23

RBЧγB  17.0Ч0.9

φE  и φВ – берем из таблицы

NДЛ/N = 2235/2850 = 0.82

ℓ0/h = 287/35=8.2

φE = 0.91

φB = 0.915

φ= 0.915 + (0.91– 0.915) Ч 0.22 = 0.20

АS = 285000 35Ч35 Ч 17.0Ч0.9 = 43.26 см2

0.9Ч360Ч100 360

Возьмем семь стержней диаметром 28мм,

АS = 43.20см

М = АS = 43.20 Ч 100%= 3.3%

AБЕТ  1225

Проверка экономии:

NCЕЧ = φЧ (RВЧγΒЧAБЕТ +ASЧRS) = 0.87Ч(17.0Ч0.9Ч1225Ч100+43.20Ч360Ч100)=2983621 кН

Проверяем процентное расхождение

2983621 – 2850000 Ч 100% = 4.6%

2850000

4.6% < 5% условие выполняется

2.4Расчет монтажного стыка колонны.

Стык рассчитывается между первыми и вторыми этажами. Колонны стыкуются сваркой стальных торцевых листов, между которыми при монтаже вставляют центрирующую прокладку толщиной 5мм. Расчетные усилия в стыке принимаем по нагрузке второго этажа NСТ=N2=2852 кН из расчета местного сжатия стык должен удовлетворять условие :

N ≤ RПРЧFСМ

RПР – приведенная призменная площадь бетона;

FСМ – площадь смятия или площадь контакта

Для колонны второго этажа колонна имеет наклонную 4 диаметром 20мм, бетон В30 т.к продольные арматуры обрываются в зоне стыка то требуется усиление концов колон сварными поперечными сетками. Проектируем сетку из стали АIII.Сварку торцевых листов производим электродами марки Э-42,

RСВАРКИ =210мПа

Назначаем размеры центрирующей прокладки

С1 = C 2 = bK = 350 = 117мм

3 3

# Принимаем прокладку 117Ч117Ч5мм.

# Размеры торцевых листов:

b=h=b–20=330мм

Усилие в стыке передается через сварные швы по периметру торцевых листов и центрирующую прокладку. Толщина опорной пластины δ=14мм.

NCТ = NШ + Nп

# Определим усилие, которые могут воспринимать сварные швы

NШ = NСТ Ч FШ

FK

FШ – площадь по контакту сварного шва;

FK – площадь контакта;

FK = FШ + FП

F= 2 Ч 2.5 Ч δ Ч (h1+в1–5δ)=2 Ч 2.5 Ч 1.4 Ч (35 + 35–5 Ч 1.4) = 504 см2

FП = (C1+3δ) Ч (C2+3δ ) = (11.7+3Ч1.4) Ч (11.7+3 Ч 1.4) = 252.81см2

FK = 504+252.81= 756.81см2

NШ = (2850Ч504) / 756.81 = 1897 кН

NП = NCТ –NШ = 2850–1897 = 953 кН

# Находим требуемую толщину сварочного шва, по контуру торцевых листов

ℓШ = 4 Ч (b1–1) = 4 Ч (35–1) = 136см

hтребш = NШ = 1897000 = 0.66см

ℓШ Ч RСВ  136 Ч 210 Ч (100)

Принимаем толщину сварного шва 7мм.. Определим шаг и сечение сварных сеток в торце колонны под центральной прокладкой. По конструктивным соображениям у торцов колонны устраивают не менее 4-х сеток по длине не менее 10d (d ― диаметр рабочих продольных стрежней), при этом шаг сеток должен быть не менее 60мм и не более 1/3 размера меньшей стороны сечения и не более 150см.

Размер ячейки сетки рекомендуется принимать в пределах от 45–150 и не болей 1/4 меньшей стороны сечения элемента.

Из стержней Ш 6мм, класс А-III, ячейки сетки 50Ч50, шаг сетки 60мм. Тогда для квадратной сетки будут формулы:

1) Коэффициент насыщения сетками:

MCK = 2Чfa  = 2Ч0.283 = 0.023

аЧS 4Ч6

fa — площадь 1-ого арматурного стержня

а — количество сеток

1. Коэффициент

αC= MCKЧ Ra = 0.23Ч360 = 5.7

RbЧ m b  17.0Ч0.85

Коэффициент эффективности армирования

К = 5 + αС = 5 + 5.7 = 1.12

1 + 1.5αС 1 + 8.55

NСТ ≤ RПРЧFCМ

RПР=RbЧmbЧγb+kЧMCKЧRaЧγK

γb= 3√ FК = 3√ 1225 = 1.26

FСМ 756.81

γК= 4.5 – 3.5 Ч FCM = 4.5 – 3.5 Ч 756.81 = 1.55

FЯ 900

RПР=17.0Ч 0.85 Ч1.26 + 1.12 Ч 0.023 Ч 360 Ч1.55 = 2617 мПа

2850 ≤ 2617Ч 756.81 кН

2850 кН ≤ 1980571 кН

2.5Расчет консоли колонны.

Опирание ригеля происходит на железобетонную колонну, она считается короткой если ее вылет равен не более 0.9 рабочий высоты сечения консоли на грани с колонной. Действующая на консоль опорная реакция ригеля воспринимается бетонным сечением консоли и определяется по расчету.

Q= qЧℓ = 22.396 Ч4 Ч 6 = 268.75 кH

2 2

###### Определим линейный вылет консоли:

ℓКН = Q = 223960 = 9.6 см

bP Ч Rb Ч mb 16 Ч 17.0 Ч (100) Ч 0.85

С учетом величины зазора между торцом ригеля и граней колонны равняется 5см,

ℓК=ℓКН + 5= 9.6+ 5=14.6 ― должно быть кратным 5 ⇒ ℓКН=15см

ℓКН=15см (округлили)

Высоту сечения консоли находим по сечению проходящему по грани колонны из условия:

Q ≤ 1.25 Ч К3 Ч K4 Ч Rbt Ч bk Ч h20

а

а ― приведенная длина консоли

h0 ≤ Q

2.5 Ч Rbt Ч bК Ч γb — максимальная высота колонны

h0 ≤ Q

2.5 Ч Rbt Ч bК Ч γb — максимальная высота колонны

h0 ≥√ QЧ a минимальная высота

1.25ЧK3ЧK4ЧRbtЧbKЧγb

а=bK Q = 15 223960 = 22.14 см

2ЧbKЧRbЧmb 2 Ч 35Ч17.0Ч (100)Ч0.85

h0 MAX ≤ 223960 = 24 см

2.5 Ч1.2 Ч (100)Ч5 Ч 0.85

h0 MIN =√ 223960Ч22.14 = 18 см

1.25Ч1.2Ч1Ч1.2(100)Ч3.5Ч0.85

Принимаем высоту h = 25см ― высота консоли. Определяем высоту уступа свободного конца консоли, если нижняя грань наклонена под углом 45°

h1=h–ℓКЧtgα = 25– 15Ч 1=10см

h1 > ⅓ h

10 > 8.3 условие выполняется

2.6 Расчет армирования консоли.

Определяем расчетный изгибающий момент:

М=1.25 Ч Q Ч (bK– Q )= 1.25ЧQЧ a= 1.25 Ч 223960 Ч 22.14 = 61.98 к

2 Ч b Ч Rb Ч m b

Определим коэффициент AO :

А0 = М = 6198093 = 0.12

Rb Ч mb Ч bK Ч h20 17.0 Ч 0.85 Ч 35 Ч322 Ч100

h0 = h – 3 = 35 – 3 = 32 см

ξ = 0.94

η = 0.113

Определяем сечение необходимой продольной арматуры :

F = M = 6198093 = 2.55 см2

η Ч h0 Ч RS 0.113Ч32 Ч 360 Ч 100

Принимаем 4 стержня арматуры диаметром 9 мм. Назначаем отогнутую арматуру :

Fa = 0.002 Ч bK Ч h0 = 0.002 Ч 35 Ч 32 = 2.24 см2

Определяем арматуру Fa = 2.24 см2 — 8стержня диаметром 6 мм

Принимаем хомуты из стали A–III, диаметром 6 мм, шаг хомутов назначаем 5 см.

3. Расчет монолитного центрально нагруженного фундамента

Расчетная нагрузка на фундамент первого этажа :

∑ N1ЭТАЖА =3504 кН

bЧh = 35Ч35

Определим нормативную нагрузку на фундамент по формуле :

NH = N1 = 3504/1.2 = 2950 кН

hСР

где hСР — средний коэффициент нагрузки

Определяем требуемую площадь фундамента

FTPФ = NH = 2950000 = 7.28 м2

R0 – γСР Ч hѓ 0.5 Ч106 – 20 Ч 103Ч 2

γСР — средний удельный вес материала фундамента и грунта на его уступах равен: 20кН/м3

аСТОРОНА ФУНДАМЕНТА =√FСРФ = √ 7.28 = 2.453 м = (2.5 м ) так как фундамент центрально нагруженный, принимаем его в квадратном плане, округляем до 2.5 м

Вычисляем наименьшую высоту фундамента из условий продавливания его колонной по поверхности пирамиды продавливания, при действии расчетной нагрузки :

Наименьшая высота фундамента:

σГР = N1 = 3504 481.3 кН/м2

FФ 7.28

σ — напряжение в основании фундамента от расчетной нагрузки

h0 MIN = Ѕ Ч √ N1  hK + bK

0.75 Ч Rbt Ч σTP 4

h0 MIN = Ѕ Ч √ 2916 0.35 +0.35 = 2.25 см

0.75 Ч 1.3 Ч 1000 Ч 506.3 4

М0 MIN = h0 MIN + a3 = 2.25 + 0.04 = 2.29 м

Высота фундамента из условий заделки колонны :

# H = 1.5 Ч hK + 25 = 1.5 Ч 35 + 25 = 77.5 см

h0 MIN = Ѕ Ч √ N1  hK + bK

0.75 Ч Rbt Ч σTP 4

h0 MIN = Ѕ Ч √ 2916 0.35 +0.35 = 2.25 см

0.75 Ч 1.3 Ч 1000 Ч 506.3 4

М0 MIN = h0 MIN + a3 = 2.25 + 0.04 = 2.29 м

Высота фундамента из условий заделки колонны :

# H = 1.5 Ч hK + 25 = 1.5 Ч 35 + 25 = 77.5 см

# Из конструктивных соображений, из условий жесткого защемления колонны в стакане высоту фундамента принимаем :

Н3 = hСТ + 20 = 77.5 + 20 = 97.5 см — высота фундамента.

При высоте фундамента менее 980 мм принимаем 3 ступени назначаем из условия обеспечения бетона достаточной прочности по поперечной силе.

Определяем рабочую высоту первой ступени по формуле :

h02 = 0.5 Ч σГР Ч (а – hK – 2 Ч h0) = 0.5 Ч 48.13 Ч (250 – 35 – 2Ч94 ) = 6.04 см

√ 2ЧRbtЧσГР √2Ч1.2 Ч 48.13 Ч (100)

h1= 26.04 + 4 = 30.04 см

Из конструктивных соображений принимаем высоту 300 м. Размеры второй и последующей ступени определяем, чтобы не произошло пересечение ступеней пирамиды продавливания.

Проверяем прочность фундамента на продавливание на поверхности пирамиды.

Р ≤ 0.75 Ч Rbt Ч h0 Ч bCP

bCP — среднее арифметическое между периметром верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания в пределах h0

bСР = 4Ч (hК +h0) = 4 Ч (35 +94)= 516 cм

P = N1 – FОСН Ч σГР = 3504 Ч 103 – 49.7 Ч 103 Ч 48.13 = 111.2 кН

0.75 Ч 1.2 Ч (100) Ч 94 Ч 516 = 4365.1 кН.

Расчет арматуры фундамента. При расчете арматуры в фундаменте за расчетный момент принимаем изгибающий момент по сечением соответствующим уступам фундамента.

MI = 0.125 Ч Р Ч (а–а1)2 Ч b = 0.125Ч111.2Ч(2.5– 1.7)2 Ч 2.4 = 5337 кН

MII = 0.125 Ч Р Ч (а–а2)2 Ч b = 3755 кН

МIII =0.125 Ч Р Ч (а–а3)2 Ч b = 1425 кН

Определим необходимое количество арматуры в сечении фундамента :

Faℓ = МI = 5337 = 17.52 см2

0.9 Ч h ЧRS 0.9 Ч 0.94 Ч 360

Faℓ = МII = 3755 = 12.32 см2

0.9 Ч h Ч RS 0.9 Ч0.94 Ч 360

Faℓ = МIII = 1425 = 4.72 см2

0.9Чh0ЧRS 0.9 Ч 0.94 Ч 360

Проверяем коэффициент армирования (не менее 0.1%)

M1 = 17.52 Ч 100 % = 0.53%

35 Ч 94

M1 = 12.32 Ч 100 % = 0.37%

35 Ч 94

M1 = 4.72 Ч 100 % = 0.14%

35 Ч 94

Верхнею ступень армируем конструктивно-горизонтальной сеткой из арматуры диаметром 8мм, класса А-I, устанавливаем через каждые 150 мм по высоте. Нижнею ступень армируем по стандартным нормам