МПС РФ

ПГУПС

**кафедра СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ**

Курсовая работа

# Железобетонные конструкции многоэтажного здания

проверил \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

 \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

 \_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_\_

Санкт-Петербург

2003

## СОДЕРЖАНИЕ:

**Исходные данные 3**

**Расчетно-пояснительная записка 4**

**I часть**

I.I Разбивка сетки колонн **4**

I.II Размер панелей перекрытия **4**

**II часть**

II.1 Расчет и конструирование панели сборного перекрытия **5**

II.2 Расчет и конструирование
сборно-монолитного многопролетного ригеля **10**

II.III Расчет и конструирование колонны **17**

II.IV Расчет и конструирование фундамента под колонну **22**

**Список использованной литературы 25**

## Исходные данные

Длина здания в осях 30 м;

Ширина здания в осях 6х3 = 18 м;

Число этажей 4

Высота 1 этажа 4,2 м;

Высота последующих этажей 3,6м;

Нормативные нагрузки на перекрытия:

 а) временная длительно действующая 7,8 кН/м2;

 б) временная кратковременная 1,9 кН/м2;

 в) вес пола 0,9 кН/м2;

Расчетное сопротивление основания 0,18 МПа;

Глубина заложения фундамента 1,4 м;

Тип конструкций:

 а) панели ребристые;

 б) ригель прямоугольного сечения

Классы бетона и стали принимаются по выбору студента.

## I ЧАСТЬ

## Разбивка сетки колонн

Принимаем сетку колонн 6×6 м:

**18 м**

**30 м**

**6 м**

**6 м**

## Размер панелей перекрытия

Размеры в плане (номинальные)– 6х1,5 м; конструктивные – 5,97х1,49 м

План и поперечный разрез здания – см. Приложение 1

## II ЧАСТЬ

## Расчет и конструирование панели сборного перекрытия

Принимаем:

* Бетон класса **В20,** подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении **(Rb=11.5 МПа, Rb, ser = 15 МПа, Rb t = 0.9 МПа, Rbt, ser=1,4 МПа, Eb = 24 000 МПа, γb2 = 0.9)**
* Рабочая арматура сетки для армирования полки панели – класса **А-III** (при d<10 мм, **Rs = 355 МПа**)
* Продольная арматура для армирования продольных ребер панели – сталь класса **А-II (Rs = 280 Мпа, Rs, ser****=295 МПа, Es = 2,1x10)**
* Поперечная арматура – из стали класса **А-I** (**Rsw= 175МПа, Es = 2,1x10**)
* Арматура подъемных петель - из стали класса **А-I (Rs = 225 МПа).**

**Нагрузка на 1 м2 перекрытия, кН**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная | **γf** | Расчетная |
| Постоянная1. от массы пола
2. от массы панели

ИТОГО | gнп = 0,9hred\*ρ\*10 = 0,075\*2,5\*10 = 1,875gн = 2,775 | 1,3 | gп = 1,172,063g = 3,233 |
| Временная1. длительная
2. кратковременная

ИТОГО | рнд = 7,8рнк = 1,9рн = 9,7 | 1,21,3 | рд = 9,36рк = 2,47р = 11,83 |
| Всего1. длительная
2. кратковременная
3. **ПОЛНАЯ**
 | qндл = gн + рнд = 8,7qнкр = рнк =1,9**q = qндл +qнкр = 10,6** |  | qдл = g + рдл =10,53qкр = qнкр = 2,47**q = qдл + qкр =13,0** |

В расчетах: ρ = 2,5 т/м3. hred = Асеч.п lн/bп\*bн;

Высота сечения панели, удовлетворяющая условиям прочности и жесткости одновременно, определяется по формуле

|  |
| --- |
|  **c·l·Rs · qндл·θ+qнкр****h =** **Es qн** |

где:

с – коэффициент, с = 30 (ребристая панель)

l – расчетный пролет панели, l=lн –0.5b =
 = 6000-0.5\*250=5875 мм

Rs – расчетное сопротивление растяжению рабочей арматуры ребер, Rs = 280Мпа

Es – модуль упругости рабочей арматуры ребер, Es = 2,1·105 МПа

qндл = 8,7 кН/м

qнкр = 1,9 кН/м

θ – коэффициент, θ = 1,5 (ребристая панель)

qн = 10,6 кН/м

|  |
| --- |
|  30·5780·280 8,7·1,5+1,9h = · = 326,5 мм 2,1\*105 10,6 |

 принимаем h = 330 мм

Форма и принятые размеры сечения – см. Приложение 2, рис.2.1

### Расчет продольного ребра по нормальным сечениям

Расчетный пролет – см. Приложение 2, рис.2.2

Расчетная нагрузка на 1 м2 при номинальной ширине панели 1,5 м с учетом **γn**

**р′ = q·bп· γn = 13,0·1,5·0,95 = 18,525 кН/м**

Наибольшие усилия определяются по формулам

**M = р′·l2 / 8 = 18,525 · 5,782 / 8 = 77,46 кН/м**

**Q = р′·l2 / 2 = 18,525 · 5,782 / 2 = 53,537 кН/м**

Эквивалентное фактическому тавровое сечение – см. Приложение 3, рис 3.1, б

h’f / h = 50/330 = 0,15 > 0,1 следовательно, b’f = bп – 40 = 1490-40 = 1450 мм.

Назначаем предварительную рабочую высоту сечения при однорядном расположении арматуры hп = h – a = 330 – 30 = 300 мм

Положение нейтральной оси:

|  |
| --- |
| **А0 = M / (γb2 Rb·b’f h02)** |

где: **M** = **77,46 кН/м**

**γb2** = коэффициент, γb2 = **0,9**

**Rb = 11,5 МПа**

**b’f** = 1450 мм

**h0 –** рабочая высота сечения, **h0 =** 300

**А0** = 77,46 / (0,9 11,5·1450·3002**) = 0,058** по [2, табл. III.1] определяем: ξ=0,06 η=0,97. Тогда **х** = ξ·h**0**=0,06·300=**18**< **h’f** =50 мм – нейтральная ось проходит внутри полки, и сечение рассчитывается как прямоугольное с размерами **b’f** × **h0 (1450**х**300)**

Требуемая площадь поперечного сечения продольной арматуры ребер определяется по формуле:

|  |
| --- |
| **А0 = M / (**η **h02** **Rs**) |

где: **M** = 77,46 кН/м

**Rs=** 285МПа

**h0 =** 300мм

η = 0,97

**А0 =** 77,46 / 0,97·300·285 = 864 мм2

Принимаем по сортаменту **2Ø 25 А-II (Аs =** 9,82)

### Расчет полки панели на местный изгиб.

Нагрузку на 1 м2 полки принимаем такой же, как для панели:

**р1 = q·1·γ = 13·1·0.95 = 12,35 кН/м**

Расчетный пролет полки при ширине ребер вверху 85 мм составит:

**ℓ0 = bп– 2(bр +∆ ) = 1490-2(85+20) = 1280 мм**

Расчетный изгибающий момент с учетом упругой заделки полки в ребре в середине пролета и в заделке

**М = р1 · ℓ20 /11= 12,35·1,282 / 11 = 1,839 кН·м**

 Армируем полку стандартными сварными сетками с поперечным расположением рабочей арматуры из стали класса А-III, площадь сечения Аs:

**Аs = М / 0,9·h0 Rs = 1.839·106 / 0.9·35·335 = 174мм2**

где h0 = hп – а = 50 – 15 =35 мм – рабочая высота полки.

По сортаменту сварных сеток (**ГОСТ 8478 - 81**) подбираем сетку марки

**4Вр=I – 200 с1** Площадь поперечных стержней на 1 м длины

 **1290 Х L** сетки As = 251 мм2.

**8А = III – 200 45**

Вычисляем: р = (As+ / bh0) · 100= 254·100/1000·35 = 0,72 % - процент армирования полки в пределах оптимальных значений (0,3…0,8%).

Полку армируем по схеме (Приложение 4, рис. 4.1, в).

### Расчет продольного ребра по наклонным сечениям

Исходя из диаметра продольных стержней назначаем диаметр поперечных стержней dw = 8 мм (dsw = 50.3 мм2), по [2, Прил. IХ]. Каркасов в панели – 2, при этом Asw= 2·50.3 = 101 мм2.

Проверяем выполнение условия **Q ≤ φb3 (1+φf)γb2 Rbt·bh0**

Влияние весов сжатых полок (при 2 ребрах)

**φf =** 0,75(b’f - b)h’f / b h0  = 0,75(310 - 160)·50 / 160·300 = **0,117** и < 0,5

где **b’f** = b=3h’f = 160+3·50 = **310 мм**

Вычисляем **1 +φf**  = 1 + 0,117 = **1,117**

**Q = 53 537 , 0.6·1.117·0.9·0.9·160·300 = 26 057,4** – не выполнено, ставим поперечную арматуру по расчету.

Предварительно шаг поперечных стержней S принимаем 150 мм (по конструктивным требованиям: S ≤ h/2; S≤150 мм при h = 330мм≤450 мм)

**Smax =** (**φb4 (1+φf)γb2 Rbt·bh0) / Q = (1.5·1.117·09·0.9·160·3302) / 53 537 = 441 мм**

**S > Smax**

**qsw** = Rsw·Asw / S = 175·101 / 150 = **117,8 кН/м**

Проверяем соблюдение условия:

**qsw ≥ (φb3 (1+φf)γb2 Rbt·bh0) / 2**

117,8 ≥ (0,6·1,117·0,9·0,9·160) / 2 = 43,4 кН/мм - выполнено

Определяем длину проекции с0 опасной наклонной трещины на продольную ось элемента:

**с0 = [(φb2 (1+φf)γb2 Rbt·bh0**) / **qsw]1/2 = 2·1,117·0.9·0.9·160·3002 / 117,8 = 470,3мм – 471 мм**

**с0< 2h0** = 2·300 = **600 H –** принимаем с0 = **471 мм**

Поперечная сила, воспринимаемая стержнями **Qsw =** **qsw · c0 = 117,8·471 = 55 404 H**

Условие

**Q ≤ Qb + Qsw = φb2 (1+φf)γb2 Rbt·bh20 / с + qsw·с0** проверяем при **с** = 2h=600 мм

 3,33h=999 мм

1). 2·1,117·0,9·0,9·160·3002 / 600 + 117,8·471 = 98 912,76 Н

2). 2·1,117·0,9·0,9·160·3002 / 999 + 117,8·471 = 91 567,26 Н

 Q = 53 537 H – выполнено.

Проверяем достаточность принятого сечения для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами (см. Приложение 5, рис. 5.1)

μw = Аsw / bS = 101 / 160·150 = 0.0042; α = Es / Eи = 2,1·105 / 24 000 = 8,75

**φw1** = 1+5αμw = 1+5·8.75·0.0042 = 1.184 < 1.3

**φb1** = 1-β γb2·Rb = 1-0,01·0.9·11,5 = 0,8965 – 0,9

Условие

**Q < 0.3·φw1·φb·γb2 Rb·bh0**

**46 276 < 0.3·1.12·0.92·0.9·8.5·160·285 = 107 934 H –** выполняется

**Окончательно назначаем шаг поперечных стержней S1 = 150 мм (на приопорных участках длиной ≥ ℓн  / 4 = 1,5 м)**

**В средней части пролета назначаем шаг поперечных стержней S1 = 225 мм (по конструктивным требованиям: S1 = 3h/4 = 240<500 мм )**

**Назначаем диаметр продольного монтажного стержня каркаса ребра Ø10А-I.**

## Расчет и конструирование сборно-монолитного многопролетного ригеля

Проектируем ригель прямоугольного сечения, ширину назначаем из условия нормального опирания панелей перекрытия: b = 250 мм. Высоту выбираем предварительно в пределах 1/8…1/14 номинального пролета с округлением до размера, кратного 50 мм. Принимаем размеры сечения bХh = 250Х600 мм.

Изготовляется ригель из бетона класса В25 (**Rb=14,5 МПа, Rbt = 1,05 МПа,
Eb = 27 000 МПа, γb2 = 0.9**), подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении; продольная арматура диаметром > 10 мм класса А-III (**Rs = 365 МПа,
Es = 2·105 МПа),** поперечная арматура из стали класса А-I (**Rsw= 175МПа,
Es = 2.1x105 МПа**)

### Сбор нагрузок на 1 м ригеля, кН/м

Грузовая полоса ℓн = 6 м.

|  |  |
| --- | --- |
| Вид нагрузки | Значение |
| Постоянная1. от массы пола и панелей
2. от массы ригеля

ИТОГО | g1 = g’ℓн·γп = 2,775·6·0,95 =15,82g2 =b·h·ρ· γп·γf 10 = 0,25·0,6·1,1·0,95·2500·10 = 3,92g = 15,82 + 3,92 = 19,74 кН/м |
| Временная1. длительная
2. кратковременная

ИТОГО | v1 = рнд ·ℓн·γf· γп = 7,8·6·1,1·0,95 = 48,91v2 = рнк ℓн· γf· γп= 1,9·6·1,1·0,95 = 11,913v = 48,91 + 11,91 = 60,82 |
| **Полная** | **q = g + v = 19,74 + 60,82 = 80,56** |

### Расчетная схема и статистический расчет ригеля

определение изгибающих моментов и поперечных сил производим с учетом перераспределения усилий.

Из расчета упругой системы

ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИЕ:

Для сочетания 1+4 максимальная величина опорного отрицательного изгибающего момента МВ, полученного при расчете по упругой схеме на 30%. М=0,3МВ=0,3\*327,25=98,18 кН·м

М´В  = МВ – М = 229,08 кН·м

Уточняем величины поперечных сил для сочетания 1+4 при g = 19,74; v = 60,82; M´B = 229,08; МC = 143,31.

QА = 0,5(g+v)·ℓ - M´B/ℓ = 0,5(19,74+60,82)·6 – 229,08/6 = 203,5 кН

QЛВ = - [0,5(g+v)·ℓ + M´B/ℓ] = - [0,5(19,74+60,82)·6 + 229,08/6] = - 279,86 кН

QПВ = 0,5(g+v)·ℓ + [M´B – МС]/ℓ = 0,5(19,74+60,82)·6 + [229,08 – 143.31]/6 =255,97

Эпюры моментов ригеля.

Наибольшие расчетные усилия Таблица 5

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | Изгибающие момент, кН·м | Поперечные силы, кН |
| М1 | М2 | М3 | МВ | МС | QА | QВЛ | QВП |
| По упругой схеме | 1+2275,9 | 1+3181,98 | 1+2275,9 | 1+4327,25 | 1+21+3180,54 | 1+2211,59 | 1+4296,22 | 1+4271,97 |
| С учетом перераспределения усилий (1+4) | 217,57 | 127,57 | 27,95 | 229,07 | 143,31 | 203,5 | 279,86 | 255,97 |
| Приняты к расчету | 275,9 | 181,98 | 275,9 | 229,07 | 180,54 | 211,59 | 279,86 | 255,97 |

### Расчет по прочности нормальных сечений

МВгр = М´В - QПВ·hk/2= 229,07 – 255,97·0,3/2 = 190,68 кН

При и = 250 мм, ξ= 0,35: Ао = ξ(1 - 0,5·ξ) = 0,289

Рабочая высота ригеля определится как ho = [МВгр / Ao·γb2·Rb·b]1/2 = [190,68/0,289·0,9·14,5·250] 1/2 = 450 мм

Полная высота сечения ригеля при двухрядном расположении стержней продольной арматуры: h = ho+ a = 450 + 70 = 520 мм.

Округляем до кратного 50: h = 550 мм

Требуемая площадь сечения продольной арматуры в расчетных сечениях ригеля

Ao = M/γb2·Rbbh2o ≤AR = 0,422

As = M/ho Rs·η

y = Ss i / As =

Результаты вычислений и схемы армирования сведены в таблицу

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | ho, мм | M, кН/м | Ао | η | Аs, мм2 | Принята арматура |
| Схема армирования | Фактическая площадь, мм2 |
| I-I | 480 | 275,9 | 0,367 | 0,758 | 2078 |  | 509+1608 = 2117 |
| II-II | 480 | 181,98 | 0,242 | 0,858 | 1211 |  | 509+760= 1269 |
| III-III | 480 | 195,16 | 0,26 | 0,846 | 1317 |  | 402+982 =1384 |

### Расчет по прочности наклонных сечений

Исходя из наибольшего диаметра продольных стержней по условиям сварки назначаем диаметр поперечных стержней dw = 10 мм, n = 2, Asw = 157 мм2.

***Опора «А»***

Поперечная сила на опоре А QА = 211 590 кН.

Проверяем условие

**Q ≤ φb3 γb2 Rbt·bh0**

0,6·0,9·1,05·250·490 = 69 457,5<211 590 – не выполнено, поперечная арматура ставится по расчету.

наибольшее расстояние между поперечными стержнями

**Smax =** (**φb4 γb2 Rbt·bh20) / Q =**1,5·0,9·1,05·250·4902 / 211590 = 403 мм

Назначаем на приопорном участке ℓоп = ¼ℓ = 1,5 м шаг поперечных стержней
s = 150 мм (отвечает конструктивным требованиям).

Усилия в поперечных стержнях на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения:

**qsw = Rsw·Asw / S** = 175·157/150 =183,17 Н/мм

Условие

**qsw ≥ (φb3 γb2 Rbt·bh0) / 2 =** 0,6·0,9·1,05·250/2 = **70,88 Н/мм** - выполнено

Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось cо:

**с0 = [(φb2 γb2 Rbt·bh0) / qsw]1/2** = 787 мм, 2ho = 980 мм co = **787 мм**

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями

**Qsw = qsw·co** = 183,17·787 = 144 153,16 Н

Проверяем выполнение условия

**Q ≤ Qb + Qsw** для наклонного сечения :

**Qb = φb2 (1+φf)γb2 Rbt·bh0 / с**

с=с1=2h =980 мм; Qb = 114 593,2 Н Qb + Qsw = 258746,36 Н

с=с2=2,5h=1225 мм; Qb = 92 610 Н Qb + Qsw = 236763,16 Н

с=с3=3,33h=1631,7 мм Qb = 69 527 Н Qb + Qsw = 213680,16 Н

 При Q = 211 590 Н – **выполнено**

Считаем, что прочность любого наклонного сечения у опоры А обеспечена.

***Опора «В» слева***

Поперечная сила на опоре В QЛВ = 279 860 кН.

dw = 12 мм, n = 2, Asw = 226 мм2

Проверяем условие

**Q ≤ φb3 γb2 Rbt·bh0**

0,6·0,9·1,05·250·495 = 70 166,25<211 590 – не выполнено, поперечная арматура ставится по расчету.

наибольшее расстояние между поперечными стержнями

**Smax =** (**φb4 γb2 Rbt·bh20) / Q =**1,5·0,9·1,05·250·4952 / 279860 = 311 мм

Назначаем на приопорном участке ℓоп = ¼ℓ = 1,5 м шаг поперечных стержней
s = 100 мм (отвечает конструктивным требованиям).

Усилия в поперечных стержнях на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения:

**qsw = Rsw·Asw / S** = 175·226/100 =395,5 Н/мм

Условие

**qsw ≥ (φb3 γb2 Rbt·bh0) / 2 =** 0,6·0,9·1,05·250/2 = **70,88 Н/мм** - выполнено

Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось cо:

**с0 = [(φb2 γb2 Rbt·bh0) / qsw]1/2** = [2·0.9·1.05·250·4952 / 395.5]1/2= 541 мм,
2ho = 990 мм co = **541 мм**

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями

**Qsw = qsw·co** = 395,5·541 = 213 983 Н

Проверяем выполнение условия

**Q ≤ Qb + Qsw** для наклонного сечения :

**Qb = φb2 (1+φf)γb2 Rbt·bh0 / с**  = 2·0,9·1,05·250·4952 / c

с=с1=2h =990 мм; Qb = 116 943,8 Н Qb + Qsw = 330 926,8Н

с=с2=2,5h=1237,5 мм; Qb = 93 555 Н Qb + Qsw = 307538Н

с=с3=3,33h=1648,4 мм Qb = 70 234,4 Н Qb + Qsw = 284217,4Н

 При Q = 279 860 Н – **выполнено**

Считаем, что прочность любого наклонного сечения у опоры В слева обеспечена.

В средней части первого пролета принимаем при диаметре поперечных стержней dsw = 12 мм s = 250 мм, что не превышает ¾ h = ¾·550 = 412,5 и 550 мм.

***Опора «В» спрва***

Поперечная сила на опоре В QПВ = 255 970 кН.

dw = 8 мм, n = 2, Asw = 101 мм2

Проверяем условие

**Q ≤ φb3 γb2 Rbt·bh0**

0,6·0,9·1,05·250·495 = 70 166,25<255 970 – не выполнено, поперечная арматура ставится по расчету.

наибольшее расстояние между поперечными стержнями

**Smax =** (**φb4 γb2 Rbt·bh20) / Q =**1,5·0,9·1,05·250·4952 / 255 970 = 339 мм

Назначаем на приопорном участке ℓоп = ¼ℓ = 1,5 м шаг поперечных стержней
s = 75 мм (отвечает конструктивным требованиям).

Усилия в поперечных стержнях на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения:

**qsw = Rsw·Asw / S** = 175·101/75 =236 Н/мм

Условие

**qsw ≥ (φb3 γb2 Rbt·bh0) / 2 =** 0,6·0,9·1,05·250/2 = **70,88 Н/мм** - выполнено

Длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось cо:

**с0 = [(φb2 γb2 Rbt·bh0) / qsw]1/2** = [2·0.9·1.05·250·4952 / 236]1/2= 701 мм,
2ho = 990 мм co = **541 мм**

Поперечная сила, воспринимаемая поперечными стержнями

**Qsw = qsw·co** = 236·701 = 165 412,8 Н

Проверяем выполнение условия

**Q ≤ Qb + Qsw** для наклонного сечения :

**Qb = φb2 (1+φf)γb2 Rbt·bh0 / с**  = 2·0,9·1,05·250·4952 / c

с=с1=2h =990 мм; Qb = 116 438 Н Qb + Qsw = 282 356,6 Н

с=с2=2,5h=1237,5 мм; Qb = 93 555 Н Qb + Qsw = 258 968 Н

 При Q = 255 970 Н – **выполнено**

с=с3=3,33h=1648,4 мм Qb = 70 234,4 Н Qb + Qsw = 235 647,2 Н

Для с = с3 Q = QПB – gc3 = 255 970 – (19,74+60,82)·1648,4 = 123 174,9 - **выполнено**

Считаем, что прочность любого наклонного сечения у опоры В справа обеспечена.

В средней части второго пролета назначаем s = 250мм, что не превышает ¾ h = ¾·550 = 412,5 и 550 мм.

Проверим достаточность принятого сечения ригеля для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами.

μw = Аsw / bS = 226 / 250·100 = 0.00904;

α = Es / Eи = 2,1·105 / 27 000 = 7,78

**φw1** = 1+5αμw = 1+5·7,78·0.00904 = 1,35 > 1,3 – принимаем 1,3

**φb1** = 1-β γb2·Rb = 1-0,01·0.9·14,5 = 0,872

Условие

**Q < 0.3·φw1·φb·γb2 Rb·bh0**

279 860 < 0.3·1.3·0,872·0.9·14,5·250·495 = 549 208 H **– выполняется**

## Расчет и конструирование колонны

### Исходные данные

Назначаем для изготовления колонны бетон класса В20 (**Rb=11,5 МПа,
Rbt = 0,9 МПа, Eb = 24 000 МПа, γb2 = 0,9**), подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении;

Продольная арматура из стали класса А-III (**Rs - Rsс = 365 МПа, Es = 2·105 МПа**

Коэффициент надежности по назначению здания – **γп = 0,95**

### Сбор нагрузок, расчетная схема, определение усилий

Грузовая площадь **F** = ℓ·В = 6·6 = **36 м2**

|  |  |
| --- | --- |
| Вид нагрузки | Значение |
| Постоянная1. от перекрытия одного этажа
2. от собственной массы ригеля
3. от собственной массы колонны

ИТОГО | g1 = g·F·γп = 2,233·36·0,95 =110,57g3 = g2 ℓ = 3,92·6 = 23,52g4=h2к·ρ·γп·γf ·10·H = 0,32·2,5·1,1·0,5·10·4=4,95 (1 эт.)g4=h2к·ρ·γп·γf ·10·H = 0,32·2,5·1,1·0,5·10·3,6=4,46 Y1 = 110,57+23,52+4,95 = 139,04Y2-4 = 110,57+23,52+4,46 = 138,55 |
| Временная1. от перекрытия 1 эт.
 | Р = (Рдл+Ркр)·F·γп = (9,36+2,47)·36·0,95 =404,59 |

Расчетная длина колонны: **ℓ01** = H1 = H·h·1·∆ = 4-0,7+0,5 = **3,8 м**

 **ℓ02 = ℓ03 = ℓ04 = H2 - 4 3,6 м** (см. рис.)

Вычисляем продольные сжимающие усилия в выбранных сечениях:

**Nдл i = (Yi+Рдл·F·γп)(n-i) + g(n-i+1) Nk I = Pk·F·γn(n-1)**

**4-4**

**N4**= Y4+ P4 = 138,5 + 404,59 = **543,14 кН**

**3-3**

**N3**= 2·N4 = 2·543,14 = **10886,28 кН**

**2-2**

**N2** = 3·N4 = 3·543,14 **= 1629,42 кН**

**1-1**

**N1** = 3·N4 + Y1 + P = 1629,42 + 139,04 + 404,59 = **2173,05 кН**

Продольное сжимающе**е усилие N′1 и изгибающий момент М1 в сечении 5-5**

N′1 = Nпост + Nврем – g4

Nпост = 3Y + Y1 = 554,69 кН

Nврем = 3,5 Р = 3,5·404,59 = 1416,07 кН

g4 = 4,95

**N′1**= 554,69+1416,07-4,95 = **1965,81 кН**

**М1 = [v·ℓ2 / 2]·[i1 / 7ip + 4i1 + 4i2]**

**v·= 60,82 кН**

**ℓ2 = 36 м**

**i1 =**Ik / H1 = 0,34 / 12·3,8 = **0,0001776 м3**

**iр =**Ik / H2 = 0,34 / 12·3,6 **= 0,0001875 м3**

**i1** =Ik / H1 = 0,25·0,53 / 12·6 **= 0,000434 м3**

**М1** = [60,82·36/2]·[0,0001776/7·0,000434+4(0,0001776+0,0001875)] = **43,22 кН·м**

### Подбор сечений бетона и арматуры

Размеры поперечного сечения колонны:

**А = N1/0,9(γb2·Rb+0,01Rsc)** = 2173500/0,9(0,9·11,5+0,01·365) = **172500 мм2**

откуда hk = √A = **415 мм**; принимаем сечение **400 Х 400 мм**.

Подбираем в расчетном сечении **4-4** симметричной продольной арматуры по комбинации усилий **М1 = 43,22 кН·м**, **N′1 =** **1965,81 кН.**

Расчетный эксцентриситет продольной силы ℮=**М1/N′1=**43,22/1965,81**=0,022>**℮а=0,3/30=**0,01** и более **ℓ01/600** = 3,8/600=**0,006**, следовательно,случайный эксцентриситет в расчете не учитывается*.*

Вся временная нагрузка принимается длительно действующей.

Подбор площади сечения продольной симметричной арматуры ведем как для внецентренно сжатого элемента в соответствии с указаниями [3, п. 3.62]

Отношение ℓ01/hк = 3,8/0,4 = 9,5>4 следовательно расчет колонны производится по

недеформированной схеме, но с учетом влияния прогиба на прочность путем умножения эксцентриситета ℮0 на коэффициент η>1.

**η = 1/(1 - N/Nсч)** N = N´1 = 1965,81 кН

 Nсч – условная критическая сила

**Nсч = 1,6 Еbbkhk / (ℓ01 /hk)2 · [(0,1+0,11/(0,1+δе)) / 3Yе + μ·α(h0 – a´)2 / h2k]**

**Yе** = **1+β·Me / M =** 1+1 **= 2 (**Me=M**)**

**δe = ℓ0/hk** = 0,022/0,4 = 0,073<**δe,min**

**δe,min= 0,5 - 0,01·ℓ01 / hk – 0,01Rb**= 0,5 – 0,01·3,8/0,4 – 0,01·11,5 = **0,29 – к расчету**

**α = Еs/Еb** = 2·105/ 0,24·105 = **8,33**

**Nсч**  = (1,6·24000·4002 / 3800/4002)·[(0,1+0,11/(0,1+0,29)) / 3·2 + 0,01·8,33·(365-35)2/4002]=**9171,7731 кН**

**η =** 1/(1-1965,81/9171,7731) = **1,27**

Расчетные параметры:

**℮ = ℮0· η + (h0 – a´)/2** = 22·1,27(365-35)/2 = **192,94 мм**

**αn = N´1/γb2·Rbbk·h0 =** 2173500/0,9·11,5·400·365 = **1,44**

**αm1 = ℮·N´1/γb2·Rbbk·h20** = 2173500·192,94/0,9·11,5·400·3652 = **0,760**

**αs = [αm1 - αn·(1 – 0,5 αn)] / [1-δ]** = [0,76-1,44(1-0,5·1,44)] / [1-0,09] = **0,395>0**

 арматура устанавливается по расчету.

**ζ = αn(1- ζR)+2ζR·αs** =[1,44(1-0,627)+2·0,395·0,627]/[1-0,627+2·0,395]=**0,888**

**αn = > ζR = 0,627** [3, табл. 18]

**Аs = А´s = [γb2·Rbbk·h0 / Rs]·[ αm1- ζ(1-0,5ζ)] /(1- δ)** =

 [0,9·11,5·400·365/365]·[0,76-0,888(1-0,5·0,888)] / (1-0,096) = **1220 мм2**

Коэффициент армирования μ = (As+A´s) /bk·hk = 2·1220/4002 = 0,015

Назначаем продольное армирование в виде стержней 4 Ø20 из стали класса А-III, Аs = A´s = 1256 мм2.

Принятую продольную арматуру пускаем по всей длине рассчитываемой монтажной единицы без обрыва. Поперечные стержни в сварном каркасе назначаем Ø6мм класса А-I с шагом S = 350 мм, что не превышает 20 наименьших диаметров продольных сжатых стержней и 500 мм [1, п. 5.22].

### Расчет стыка колонны

Применяем колонны с одноэтажным членением, стыки расположены в пределах второго и третьего этажей соответственно. Рассчитываем стык, расположенный в пределах второго этажа.

Расчет производится на усилие **Nc** = 1,5N2 = 1,5·1629,42 = **2444,13 kH**

Принимаем, что напряжения в бетоне по всей площади контакта одинаковы и равны призменной прочности бетона Rb, red, а вне площади контакта напряжения равны нулю.

Размеры торцевых листов в плане:

**h1 = b1 = hk – 20** = 400 – 20 = **380 мм**.

Услови прочности для стыка:

**Nc ≤Nш + Nп**

**Nш**  - усилие, воспринимаемое сварными швами

**Nш = Nс ·Аш / Аℓос1**

**Аш = 5δ(b1+h1 - 5δ)** = 5·10·(380+380 – 5·10) **= 35500 мм2**

**Ап = (с+3δ)·(d+3δ) = (**134+30)2 = **26896 мм2**

**Аℓос1 = Аш +Ап =** 35500+26896 = **62396 мм2**

**Nш** = 2444,13·25500/62396 = **1390,6 кН**

Сварку выполняем электродами марки Э42.

Требуемая высота сварного шва по контуру торцевых листов для восприятия рассчитанного усилия: **hш = Nш /γс·Rωf·ℓω**

**ℓω = 2(h1+b1)** = 2(2·380) **= 1510 мм**

**hш =** 1390600 / 1·180·1510 = **5,12 мм < δ = 10 мм**

Принимаем **hш =10 мм**

Проверяем прочность бетона, усиленного поперечными сварными сетками, на смятие.

**Rb,red·Aℓoc1= (Yb·γb2·Rb + Y·μxy·Rs,xy·Ys)Aℓoc1**

Проектируем сварные сетки из арматуры класса А-III Ø6 мм с **Rs,xy = 355 МПа**

**Yb·= (h2k / Aℓoc1)1/3** = (160 000/62 396)1/3 = **1,37**

Площадь бетона, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования, считая по крайним стержням:

**Aef = ℓ1·ℓ2** = 360·360 = **129 600 мм2**

**Ys = 4,5 – 3,5· Aℓoc1 / Aef** = 4,5 – 3,5·62 396/139 600 **= 2,8**

Размеры ячеек сетки принимаем 60×60 см. Шаг сеток S = 80 см ( не менее 60 см, не более 360/3=120 см и не более 150 см). Сетки выполняются из стержней Ø6 А-III (Аs=28,3 мм2). Стержней в одном направлении n = 7.

Для сетки при ℓ1 = ℓ2 = ℓ = 360 мм

коэффициент косвенного армирования

**μху = 2n·Аs·ℓ / Аef·S =** 2·7·28,3·360 / 129600·80 = **0,0137**

коэффициент

**ψ = μхγ·Rs, xy / (γb2·Rb+10)** = 0,0137·355/(0,9·11,5+10) = **0,239**

коэффициент эффективности косвенного армирования

**Y = 1/(0,23+ ψ)** = 1/(0,23+0,239) = **2,13**

Условие:

**Nc≤Rb,red·Aℓoc1**

**Rb,red·Aℓoc1 = (1,37·0,9·11,5+2,13·0,0137·355·2,8)·62396 = 2694,597 kH**

**Nc = 2444,13 kH –** выполнено, прочность стыка на смятие достаточна.

### Расчет консоли

Конструируются и рассчитываются короткие консоли с вылетом ℓ≤h0, скошенные под углом 45˚. Минимально допустимая длина площадки опирания ригеля на консоль колонны из условия обеспеченности прочности консоли и ригеля на смятие при ширине ригеля bр = 250 мм:

**ℓsup=Q/ γb2·Rb·**bp = 279 860/0,9·11,5·250 = **109 мм**

Наименьший вылет консоли с учетом зазора между торцом ригеля и гранью колонны:

**ℓ = ℓsup+δ** = 109+50 = **159 мм**

по конструктивным соображениям [6, с.302] принимаем **ℓ=200 мм,**тогда ℓsup=150 мм

Назначаем расчетную высоту консоли из условия **Q≤3,5γb2·Rbt·b·h0**

h0 ≥Q/3,5γb2·Rbt·b=279860/3,5·0,9·0,9·400 = 247 мм

Полная высота консоли

**h = h0 + a** = 247+35 = **282 мм**

Принимаем высоту консоли **h = 400 мм**, что составляет 0,8 от полной высоты ригеля. При этом h0 = h – a = 400 – 35 = 365 мм .

Поскольку ℓ = 200 мм < 0,9 h0 = 0,9·365 = 328,5 мм, консоль короткая. При наклоне нижней грани под углом α = 45˚ высота консоли достаточна:

h1=h - ℓ·tg α = 400 - 200·1 = 200 мм = h/2

Рассчитываем консоль на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе из условия:

**Q ≤ 0,8·Yw2·γb2·Rb·b·ℓb·sinθ**  где θ – угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали: tgθ = h/ℓ = 400/200 = 2, θ = 63˚26′, sinθ = 0,8945

Ширина наклонной сжатой полосы:

ℓb = ℓsup·sinθ = 150·0,8945 = 134 мм

Поперечное армирование консоли осуществлено горизонтальными хомутами по всей высоте. Шаг горизонтальных хомутов консоли принят Sw = 100 мм, что не более h/4 400/4 = 100мм и не более 150 мм

Коэффициент, учитывающий влияние хомутов, расположенных по высоте консоли

**Yw2 = 1+5 α μw1** **α = Es/Eb**= 210 000/24 000 = **8,75**

 **μw1 = Asw / b·Sw** = 57/400·100 = **0,0014**

 **Yw2 = 1+5·8,75·0,0014 = 1,06**

279 860 Н ≤ 0,8 ·1,06·0,9·11,5·400·134·0,8945 = 467 562 Н – выполнено

В соответствии с [3, п. 3.99] левая часть условия принимается не более 3,5γb2·Rb·b·h0=3,5·0,9·0,9·400·365 = 413 910 Н, а правая не менее
2,5γb2·Rb·b·h0=2,5·0,9·0,9·400·365 = 295 650 Н. выполнено.

Площадь сечения верхней продольной рабочей арматуры

М = 1,25Q(ℓ - 0,5ℓsup) = 1,25·279860(200 – 0,5·150) = 43 728 125

Аs = М / 0,9h0·Rs = 43 728 125/0,9·365·365 = 365 мм2

Принимаем 2Ø16 А-III (Аs = 402 мм2)

## Расчет и конструирование фундамента под колонну

### Исходные данные

Поперечное сечение колонны, заделанной в стакан фундамента, 400×400 мм, бетон класса В20 (Rb = 11,5 МПа), продольная арматура 4Ø20 А-III. Расчетные усилия в сечении **1-1** N – 2175,05 кН, М = 0, ℮0 = М/N = 0.

Для изготовления фундамента принимаем

* бетон класса В15 (Rb =8,5 МПа, Rbt=0,75Мпа.
* армирование подошвы фундамента – арматура класса А-III (при Ø≥10 мм Rs=365МПа)

Расчетное сопротивление грунта основания – R=R0 = 0,18 Мпа.

Под подошвой фундамента предусмотрена бетонная подготовка.

### Определение размеров подошвы фундамента

При допущении, что реактивный отпор грунта распределяется равномерно по всей подошве фундамента размеры подошвы фундамента определяются по формуле

**A = a2 = Nн /(К – γ·H)** = 1810875 / (0,18·106 – 20·103·1,4) = **8,7 м2**

**Nн = N/γf = 2173050/1,2 = 1810875 Н**

**γf = q/qн = 13000/10600 = 1,2**

**а = (А)1/2** = (8,7)1/2 = **2,95** м

Принимаем **а = 3 м**, тогда окончательно **А = 32 = 9,0 м2**

Напряжения в основании фундамента от расчетной нагрузки без учета собственного веса фундамента и грунта на его уступах:

**р = N/A =** 2173050/9 = 241450 H **= 0,241 МПа**

### Высота фундамента и размеров ступеней

* Длина анкеровки продольной арматуры колонны (сталь класса А-III, Rsc=365МПа)

**ℓan = (ωan·Rsc/Rb + Δλan)·d** = (0,5·365/11,5 + 8)·20 = **477 мм**

Кроме того

**ℓan = λan·d =** 12·20 **= 240>200 мм** Тогда полная высота фундамента с учетом минимальной толщины днища стакана 200 мм и зазора под торцом колонны 50 мм

**hф·= ℓan + 250** = 477+250 **= 727 мм**

* Глубина заделки колонны в стакан фундамента

hз ≥ hк = 400 мм (см. [4, табл.18])

**hф·= hк+250** = 400+250 = **650 мм**

* Рабочая высота плитной части фундамента

**h0 = - (hk+bk)/4 +0,5·[N/(γb2·Rbt+p)]1/2**=
-(0,4+0,4)/4+0,5[2173,05/(1·0,75+0,241)·103]1/2= 0,54 м. Тогда

**hф = h0+a =** 540+50 **= 590 мм**

Таким образом, назначаем полную высоту фундамента из условия анкеровки продольной арматуры колонны **Ø20 А-III** в бетоне колонны **класса** **В20** с учетом минимальной толщины днища стакана **200 мм** и зазора под торцом колонны **50 мм**. Округляя в большую сторону до размера, кратного 100 мм, окончательно принимаем **hф=800 мм.**

Проектируем фундамент двухступенчатым, имеющим только плитную часть, и назначаем высоту верхней и нижней части одинаковой (h1 = h2 = 400 мм). Условие **ℓк<2h1 650≤2·400 = 800** (обеспечение равномерного распределения давления грунта) выполнено.

### Проверка прочности нижней ступени фундамента на продавливание и срез

**Расчет на продавливание** в соответствии с требованиями [1, п. 3.47] производится из условия:

**F ≤ α·γb2·Rbt·um·h01**

**h01 = h1 –(c+1,5·d)** = 400 – (35+1,5·20) **= 335 мм**

**um·= 4(а1+h01)** = 4(1700+335) **= 6 940 мм**

**F = N – p·A1 = N – p(a1 + 2h01)2** = 2173050 – 0,241(1700+2·335)2 **= 819 377,1 Н**

**819 377,1<1·1·0,75·9140·335 = 2 296 425 H –** выполнено, высота нижней ступени фундамента h1 = 400 достаточна.

**Расчет на срез (поперечную силу)** производится из условия

**Q≤φb3·Rbt·b·h01**

**Q = p·c·a =** 241·0,315·3 **= 227,75 кН**

**с = 0,5(а – а1 = 2h01)** = 0,5(3 – 1,7 – 2·0,335) **= 0,315 м**

**227 750 ≤ 0,6·0,9·0,75·3000·335 = 407 025 H** выполнено, высота нижней ступени фундамента отвечает условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования

### Расчет армирования подошвы фундамента

Вычисляем величины изгибающих моментов в сечениях I-I и II-II:

**M1 = 0,125p(a – hk)2·a =** 0,125·241(3 – 0,4)2·3 **= 610,94 кНм**

**M1I = 0,125p(a – a1)2·a =** 0,125·241(3 – 1,95)2·3 **= 99,64 кНм**

Определяем требуемую площадь сечения арматуры на всю ширину подошвы фундамента в том направлении, в котором рабочая высота ступени и плитной части фундамента наименьшая

**As1 = M1/(0,9·h0·Rs) =** 610,94/(0,9·735·365) **= 2 530,32 мм2**

**AsI1 = M1I/(0,9·h0·Rs) =** 99,64/(0,9·735·365) = **412,67 мм2**

**h0 = h01 + h2 =** 335+400 **= 735 мм**

Окончательно принимаем по большему результату **20Ø12 (As = 2 626 мм2)**

Армируем подошву фундамента нестандартной сварной сеткой, одинаковой в двух направлениях, с шагом стержней 150 мм (см. Приложение 11, рис. 11.1)

Определяем процент армирования расчетных сечений:

**PI = As·100/(a1·h0)** = 2626·100/(1700·735) **= 0,21% >Рmin = 0,05%**

**PI I = As·100/(a1·h01)** =2626·100/(3000·335) = **0,261% > Рmin = 0,05%**

**Список использованной литературы:**

1. СНиП 2.03.01 – 84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. / Госстрой СССР.
2. СНиП 2.01.07 – 85\*. Нагрузки и воздействия. / Госстрой СССР.
3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 0 84\*). ЦНИИпромзданий Госстроя СССР.
4. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения. – М.:Стройиздат, 1978.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции (общий курс). – М.: Стройиздат, 1985 г.
6. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных контрукций. – М.: Стройиздат, 1989 г.