###### ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО ПО ОБРАЗОВАНИЮ

###### ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ

###### ПЕРМСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

###### Кафедра строительных конструкций

###### **Курсовой проект**

###### **по теме:**

###### **МНОГОЭТАЖНОЕ ПРОИЗВОДСТВЕННОЕ ЗДАНИЕ**

###### Выполнил: студент группы ПГС - 43

###### Арсенов Н.В.

###### Проверил: ассистент каф. СК

###### Смирнов А.Ю.

# Пермь 2010

#  Содержание

Исходные данные для проектирования

1 Компоновка конструктивной схемы здания

1.1 Выбор несущих конструкций каркаса

1.2 Мероприятия по обеспечению жесткости и устойчивости каркаса

2 Статический расчет поперечной рамы

2.1 Назначение размеров элементов рамы и определение нагрузок, действующих на раму

2.1.1 Назначение предварительных размеров элементов рамы

2.1.2 Сбор нагрузок на перекрытие и покрытие

2.1.3 Уточнение размеров элементов рамы

2.1.4 Определение жесткостей элементов рамы

2.2 Расчетная схема и статический расчет поперечной рамы

2.3 Перераспределение усилий, построение огибающих эпюр

2.4 Вычисление продольных сил в колоннах первого этажа

3 Проектирование панели перекрытия

3.1 Назначение размеров и выбор материалов. Сбор нагрузок на продольные ребра. Расчетная схема. Определение усилий

3.2 Расчет панели на прочность по нормальному сечению

3.3 Вычисление геометрических характеристик приведенного сечения

3.4 Определение потерь предварительного напряжения и усилия обжатия

3.5 Расчет панели на прочность по наклонному сечению

3.6 Расчет панели по второй группе предельных состояний

3.7 Расчет полки панели

4 Проектирование ригеля

4.1 Расчет прочности ригеля по нормальному сечению

4.2 Расчет прочности ригеля по наклонному сечению

4.3 Построение эпюры материалов

4.3.1 Определение мест фактического обрыва нижних стержней

4.3.2 Определение мест фактического обрыва верхних стержней

5 Проектирование колонны

5.1 Расчет колонны на устойчивость и прочность

5.2 Расчет консоли колонны

5.3 Расчет стыка ригеля с колонной

6 Проектирование монолитного перекрытия

6.1 Компоновка конструктивной схемы монолитного перекрытия

6.2 Расчет и конструирование монолитной плиты

6.2.1 Определение шага второстепенных балок

6.2.2 Выбор материалов

6.2.3 Расчет и армирование плиты

6.3. Расчет по прочности второстепенной балки

6.3.1 Назначение размеров второстепенной балки и статический расчет

6.3.2 Расчет прочности второстепенных балок по нормальному сечению

6.3.3 Расчет прочности второстепенных балок по наклонному сечению

Библиографический список

# ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Номер зачетной книжки – 06076.

Шифр № 276.

Количество этажей – nэт=6.

Высота этажа – hэт=3.3 м.

Количество пролетов – N=3 шт.

Район строительства – город Иваново.

Пролет здания L=6.4 м.

Шаг колонн здания B=5.8 м.

Нормативная временная нагрузка на междуэтажное перекрытие Р=14 кН/м2.

Условное расчетное сопротивление основания R0=0.27 МПа.

# 1 Компоновка конструктивной схемы здания

## 1.1 Выбор несущих конструкций каркаса

Каркас проектируемого здания сборный железобетонный и состоит из колонн и ригелей, образующих многоэтажные поперечные рамы с жесткими узлами. Конструктивными элементами здания являются также панели перекрытий, соединяющие рамы в единую пространственную систему, стеновое ограждение (стеновые панели и панели остекления) и фундаменты.

Колонны высотой на два этажа с явновидимыми консолями для опирания ригелей. Привязка колонн: средних – осевая (разбивочные оси совмещаются с геометрическими осями колонн), крайних – нулевая (разбивочные оси совмещаются наружными гранями колонн).

Ригели пролётом 6.4 м с предварительным напряжением с полками для опирания плит.

Наружные стены – навесные. Высота керамзитобетонных стеновых панелей (плотность керамзитобетона – 1000 кг/м3) – 0,9; 1,2; 1,8 м, толщина – 300 мм, высота панелей остекления – 1,2 м.

## 1.2 Мероприятия по обеспечению жесткости и устойчивости каркаса

**Каркас здания рамно-связевой**

Поперечная жесткость здания обеспечивается работой многоэтажных поперечных рам: колоннами, жестко заделанными в стаканы фундаментов и жестким сопряжением колонн с ригелями.

Продольная жесткость здания обеспечивается работой металлических связей, установленных на каждом этаже в середине температурного блока в каждом продольном ряду колонн, а так же плитами перекрытия, играющими роль связевых, устанавливаемых в уровне каждого этажа вдоль продольных рядов колонн.


#### Рис. 1.1. Маркировочная схема каркаса на отметке 3.3 м.


#### Рис. 1.2. Разрез 1-1.


# 2 Статический расчет поперечной рамы

## 2.1 Назначение размеров элементов рамы и определение нагрузок, действующих на раму

### **2.1.1 Назначение предварительных размеров элементов рамы**

Поперечное сечение ригеля тавровое с полкой внизу (Рис. 2.1.).

Предварительная высота ригеля: hрпредв=(1/10…1/8)\*l=(1/10…1/8)\*6.4=(0.64…0.8) м, примем с учетом требования унификации hрпредв=0.7 м.

Предварительная ширина ригеля: bрпредв=(0.3…0.5)\*hрпредв=(0.3…0.5)\*0.7=(0.21…0.35), примем с учетом требования унификации bрпредв=0.3 м.


#### Рис. 2.1. Предварительное поперечное сечение ригеля.

Предварительно сечение колонны примем размером 400\*400 мм.

### **2.1.2 Сбор нагрузок на перекрытие и покрытие**

Нагрузка на ригель рамы принимается равномерно распределенной, т.к. количество сосредоточенных сил в пролете больше трех.

Вычисление нагрузок от покрытия и перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания γn=0.95 приведено в таблице 1.

##### Таблица 1.

#### Вычисление нагрузок от покрытия и перекрытия

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №п/п | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке, γf | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|  | ПОКРЫТИЕ |  |  |  |
| I | ПОСТОЯННАЯ (gпок) |  |  |  |
| 1 | Два слоя линокрома ТУ 5774-002-13157915-98 10 кг/м210\*9,81\*0,95/1000 | 0.093 | 1.3 | 0.121 |
| 2 | Цементо-песчанная стяжка ρ=1800 кг/м3, δ=20 мм1800\*0,02\*9,81\*0,95/1000 | 0.336 | 1.3 | 0.436 |
| 3 | Пенополистирол ГОСТ 15588-86 ρ=50 кг/м3, δ=100 мм50\*0,1\*9,81\*0,95/1000 | 0.047 | 1.3 | 0.061 |
| 4 | Рубероид 1 слой ГОСТ 10923-93 5 кг/м25\*9,81\*0,95/1000 | 0.047 | 1.3 | 0.061 |
| 5 | Цементо-песчанная стяжка ρ=1800 кг/м3, δ=20 мм1800\*0,02\*9,81\*0,95/1000 | 0.336 | 1.3 | 0.436 |
| 6 | Железобетонная панель покрытия высотой 400 мм. | 2.75 | 1.1 | 3.025 |
|  | ИТОГО: ∑gпок=g1+g2+g3+g4+g5+g6 | 3.607 |  | 4.140 |
| II | ВРЕМЕННАЯ (Vпок) |  |  |  |
|  | Снеговая (Vпок) | 2.28·0,7=1.596 | 1/0,7=1,428 | 2.4·0,95=2.28 |
|  | ПОЛНАЯ: gпок=∑gпок+Vпок | 5.203 |  | 6.420 |
|  | ПЕРЕКРЫТИЕ |  |  |  |
| I | ПОСТОЯННАЯ (gпер) |  |  |  |
| 1 | Керамические плитки ρ=1800 кг/м3, δ=13 мм1800\*0.013\*9,81\*0.95/1000 | 0.218 | 1.1 | 0.240 |
| 2 | Слой цементного раствора ρ=1800 кг/м3, δ=20 мм1800\*0.02\*9,81\*0.95/1000 | 0.336 | 1.3 | 0.436 |
| 3 | Выравнивающий слой из бетона ρ=2200 кг/м3, δ=20 мм2200\*0.02\*9,81\*0.95/1000 | 0.410 | 1.3 | 0.533 |
| 4 | Железобетонная панель перекрытия высотой 400 мм. | 2.75 | 1.1 | 3.025 |
|  | ИТОГО: ∑gпер=g1+g2+g3+g4 | 3.714 |  | 4.234 |
| II | ВРЕМЕННАЯ (Vпер) |  |  |  |
| 1 | Полезная (V1)а) кратковременнаяб) длительная | 1477 | 1.21.05 | 8.47.35 |
| 2 | Перегородки (V2) | 0.5 | 1.1 | 0.55 |
|  | ИТОГО: ∑Vпер=V1+V2 | 14.5 |  | 16.3 |
|  | ПОЛНАЯ: gпер=∑gпер+∑Vпер | 18.214 |  | 20.534 |

Вычисляем расчетные нагрузки на 1 погонный метр ригеля:

1) ригель покрытия:

а) постоянная:

- от кровли и плит:

P1пок=Σgпок\*B=4.140\*5.8=24.010 кН/м,

-от массы ригеля:

P2пок=Sсеч\*ρ\*9.81\*γf \*γn/1000=0.286\*2500\*9.81\*1.1\*0.95/1000=7.330 кН/м.

ИТОГО:

Pgпок=P1пок+P2пок=24.010+7.330=31.340 кН/м.

б) временная (снеговая):

P3пок=Vпок\*B=2.28\*5.8=13.224 кН/м,

P3,длпок=0,5\*P3пок=0,5\*13.224=6.612 кН/м,

P3,крпок=(1-0,5)\*P3пок=(1-0,5)\*13.224=6.612 кН/м,

Полная погонная расчетная нагрузка на ригель покрытия:

Pпок=Pgпок+P3пок=31.340+13.224=44.564 кН/м.

2) ригель перекрытия:

а) постоянная:

- от пола и панелей: P1пер=Σgпер\*B=4.234\*5.8=24.558 кН/м,

- от массы ригеля: P2пер=P2пок=7.330 кН/м,

ИТОГО: Pgпер=P1пок+P2пок=24.558+7.330=31.8876 кН/м.

б) временная:

- от перегородок: P3пер=V2\*B=0.55\*5.8=3.19 кН/м,

- полезная: P4пер=V1\*B=(8.4+7.35)\*5.8=91.35 кН/м,

PV,длпер=P3пер+0.5\*P4пер=3.19+0.5\*91.35=48.865 кН/м,

PV,крпер=(1-0,5)\*P4пер=(1-0,5)\*91.35=45.675 кН/м.

ИТОГО: PVпер=P3пер+P4пер=3.19+91.35=94.5400 кН/м.

Полная погонная расчетная нагрузка на ригель перекрытия:

Pпер=Pgпер+PVпер=31.8876+94.5400=126.428 кН/м.

### **2.1.3 Уточнение размеров элементов рамы**

1. Определение размеров сечения ригеля.

Для уточнения предварительно принятых размеров сечения ригеля вычисляется требуемая высота на основании упрощенного расчета. Опорный момент приближенно принимаем равным: М=(0,6…0,7)\*М0, где М0=Рпер\*L2/8–изгибающий момент в ригеле, вычисленный как для однопролетной балки.

М0=126.428\*6.42/8=647.309 кН\*м.

М=0,7\*647.309=453.117 кН\*м.

Примем бетон ригеля марки B25, с расчетным сопротивлением сжатию: Rb=14.5 МПа, тогда рабочая высота ригеля:

h0==(453.117/(0.2888\*14.5\*0.3\*1000))0,5=0.6006 м=60.06 см,

где А0опт=ξопт\*(1-0,5\*ξопт)=0.35\*(1-0,5\*0.35)=0.2888 м2.

Высота ригеля: hр=h0+as=60.06+7=67.06 см.

Принимаем ригель высотой hр=70 см и шириной bр=30 см из бетона класса B25 (Рис. 2.2.)


#### Рис. 2.2. Поперечное сечение ригеля.

2. Определение размеров сечения колонн.

Нагрузка на среднюю и крайнюю колонны нижнего этажа:

Nср=Pпок\*L+Pпер\*L\*(nэт-1)=44.564\*6.4+126.428\*6.4\*(6-1)=4330.891 кН;

Nкр=Nср/2=4330.891/2=2165.445 кН.

Примем бетон средней колонны марки B30, с расчетным сопротивлением сжатию Rb=17 МПа, крайней – B30 (Rb=17 МПа) тогда требуемая площадь сечения средней и крайней колонн нижнего этажа:

Асртр=(1,1…1,5)\*Nср/(γb2\*Rb)=1.1\*4330.891/0.9\*17=3113.712 см2;

Акртр=(1,1…1,5)\*Nкр/(γb2\*Rb)=1.1\*2165.445\*10/0.9\*17=1556.856 см2.

Задаемся шириной колонны bcol=40 см, тогда требуемая высота сечения колонн нижнего этажа:

hср сolтр=Асртр/bcol=3113.712/40=77.84 см;

hкр сolтр=Акртр/bcol=1556.856/40=38.92 см.

Учитывая, что кроме бетона нагрузку воспринимает арматура, примем следующие сечения колонн:

- средних – bср col\*hср сol=400\*600 мм из бетона класса B30.

- крайних – bкр col\*hкр сol=400\*400 мм из бетона класса B30.

Расчетные пролеты ригелей (расстояния между осями колонн):

- в крайних пролетах l01=L-hкр сol/2=6400-400/2=6200 мм;

- в средних пролетах l02=L=6400 мм.

### **2.1.4 Определение жесткостей элементов рамы**

Длину стоек, вводимых в расчет, принимаем равной высоте этажа hэт=3.3 м.

Средняя расчетная длина ригелей:

l0=(l01+l02)/2=(6200+6400)/2=6300 мм=6.3 м.

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани сечения ригеля:

y=S/Ap=0.090/0.286=0.3147 м,

где Ap=bp\*hp=0.3\*0.7=0.286 м2.

S=bp\*hp2/2+2\*0,02\*hпл\*0,5\*(hp-hпл+hпл/3)+2\*0,17\*0,1\*(hp-hпл-0,05)+2\*0,17\*(hp-hпл-0,1)2\*0,5\*2/3=0.3\*0.72/2+2\*0,02\*0.4\*0,5\*(0.7-0.4+0.4/3)+2\*0,17\*0,1\*(0.7-0.4-0,05)+2\*0,17\*(0.7-0.4-0,1)2\*0,5\*2/3=0.090 м3 –

статический момент относительно нижней грани сечения.

Определим жесткости ригеля (1), средних стоек (2) и крайних стоек (3), а также их соотношения.

1) Момент инерции сечения ригеля относительно центра тяжести:

Ip=bp\*hp3/12+bp\*hp\*(hp/2-y)2=0.3\*0.73/12+0.3\*0.7\*(0.7/2-0.3147)2=0.00884 м4.

Погонная жесткость ригеля (ригель из бетона класса B25, бетон подвергнут тепловой обработке, Eb=27000 МПа):

ip=Eb\*Ip/l0=27\*103\*0.00884/6.3=37872 кН\*м.

2) Момент инерции сечения средней стойки:

Iсрs3=bсрcol\*hсрcol3/12=0.4\*0.63/12=0.0072 м4.

Погонная жесткость средних стоек (колонна из бетона класса B30, бетон подвергнут тепловой обработке Eb=29000 МПа):

i3s=i’3s=Eb\*Iсрs3/hэт=29000\*103\*0.0072/3.3=63273 кН\*м.

Соотношение жесткостей:

η3=(i3s+1,5\*i’3s)/ip=(63273+1,5\*63273)/37872=4.177.

3) Момент инерции сечения крайней стойки:

Iкрs4=bкрcol\*hкрcol3/12=0.4\*0.43/12=0.00213 м4.

Погонная жесткость крайних стоек (колонна из бетона класса B30, бетон подвергнут тепловой обработке Eb=29000 МПа):

i4s=i’4s=Eb\*Iкрs4/hэт=29000\*103\*0.00213/3.3=18747 кН\*м.

Соотношение жесткостей:

η4=(i4s+1,5\*i’4s)/ip=(18747+1,5\*18747)/37872=1.238.

## 2.2 Расчетная схема и статический расчет поперечной рамы

Расчетная схема поперечной рамы изображена на рис. 2.3.


#### Рис. 2.3. Расчетная схема поперечной рамы.

Статический расчет поперечной рамы проведем в программе RAMA2. Исходные данные для выполнения расчета сведены в таблицу 2.

##### Таблица 2.

#### Исходные данные для программы RAMA2.

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Величина | l01 | l02 | Pgпер | PVпер | η3 | η4 |
| Обозначение в программе | L01 | L02 | Pgпер | Pvпер | K1 | K2 |
| Значение | 6.2000 | 6.4000 | 30,6830 | 94.5400 | 4.1770 | 1.2380 |

╔═══════════════════════════════════════════════════════════════════════╗

║ Исходные данные ║

╠═══════════╦═══════════╦═══════════╦═══════════╦═══════════╦═══════════╣

║ L01 ║ L02 ║ Pgper ║ Pvper ║ K1 ║ K2 ║

║ [м] ║ [м] ║ [кН/м] ║ [кН/м] ║ ║ ║

╠═══════════╬═══════════╬═══════════╬═══════════╬═══════════╬═══════════╣

║ 6.2000║ 6.4000║ 30.6830║ 94.5400║ 4.1770║ 1.2380║

╚═══════════╩═══════════╩═══════════╩═══════════╩═══════════╩═══════════╝

╔═════════════════════════════════════════════════════════════════════╗

║ Изгибающие моменты в ригеле [кН/м] ║

╠═════╦═══════╦═══════╦═══════╦═══════╦═══════╦═══════╦═══════╦═══════╣

║ ║ M A ║ M1 ║ M2 ║ M3 ║ M BL ║ M BP ║ M4 ║ M5 ║

╠═════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╣

║ 1+2 ║-370.04║ 84.93║ 239.04║ 92.31║-355.27║-195.84║ -78.01║ -38.74║

╠═════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╣

║ 1+3 ║ -57.79║ 12.03║ 8.15║ -69.46║-220.78║-386.36║ 94.49║ 254.78║

╠═════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╬═══════╣

║ 1+4 ║-307.31║ 95.20║ 196.87║ -2.31║-502.35║-497.22║ -16.36║ 143.93║

╚═════╩═══════╩═══════╩═══════╩═══════╩═══════╩═══════╩═══════╩═══════╝

╔═══════════════════════════════════════════════════════╗

║ Поперечные силы в ригеле [кН] ║

╠═════════════╦═════════════╦═════════════╦═════════════╣

║ Q A ║ Q BL ║ Q BP ║ Q CL ║

╠═════════════╬═════════════╬═════════════╬═════════════╣

║ 390.5728║ -385.8098║ 98.1856║ -98.1856║

╠═════════════╬═════════════╬═════════════╬═════════════╣

║ 68.8292║ -121.4054║ 400.7136║ -400.7136║

╠═════════════╬═════════════╬═════════════╬═════════════╣

║ 356.7342║ -356.7342║ 400.7136║ -400.7136║

╚═════════════╩═════════════╩═════════════╩═════════════╝

╔═══════════════════════════════════════════════════════════════════════╗

║ Изгибающие моменты в колоннах [кН/м] ║

╠═════╦══════════╦══════════╦══════════╦══════════╦══════════╦══════════╣

║ ║ M AB ║ M AH ║ M A0 ║ M BB ║ M BH ║ M B0 ║

╠═════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╣

║ 1+2 ║ 148.0145║ -222.0217║ 111.0108║ -63.7738║ 95.6606║ -47.8303║

╠═════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╣

║ 1+3 ║ 23.1171║ -34.6757║ 17.3379║ 66.2340║ -99.3509║ 49.6755║

╠═════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╬══════════╣

║ 1+4 ║ 122.9247║ -184.3871║ 92.1936║ -2.0516║ 3.0774║ -1.5387║

╚═════╩══════════╩══════════╩══════════╩══════════╩══════════╩══════════╝

Способ выравнивания – Луговой

╔══════════════════════════════════════════════════╗

║ Выравненные изгибающие моменты в ригеле [кН/м] ║

╠═════╦════════╦════════╦════════╦════════╦════════╣

║ ║ M A ║ M2 ║ M BL ║ M BP ║ M5 ║

╠═════╬════════╬════════╬════════╬════════╬════════╣

║ 1+2 ║ -370.04║ 239.04║ -355.27║ -195.84║ -38.74║

╠═════╬════════╬════════╬════════╬════════╬════════╣

║ 1+3 ║ -57.79║ 8.15║ -220.78║ -386.36║ 254.78║

╠═════╬════════╬════════╬════════╬════════╬════════╣

║ 1+4 ║ -307.31║ 254.86║ -386.36║ -386.36║ 199.35║

╚═════╩════════╩════════╩════════╩════════╩════════╝

## 2.3 Перераспределение усилий, построение огибающих эпюр

Рис. 2.4. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил в упругой стадии для различных комбинаций загружения ригелей.

#### Выравнивание для сочетания нагрузок 1+2.

1) Условия MBL>MA, MBL>M2 не выполняются, перераспределение невозможно.

#### Выравнивание для сочетания нагрузок 1+3.

1) ∆М=0.5\*(MBP-М5)=0.5\*(368.36-254.78)=56.79 кН\*м.

2) 0,3\*MBP=0,3\*368.36=110.508 кН\*м.

3) Принимаем ∆М=56.79 кН\*м.

#### Выравнивание для сочетания нагрузок 1+4.

Максимальный момент в Мmax=502.35 кН\*м первом пролете.

Перераспределение начнем с первого пролета:

1) ∆М=0.75\*(502.35-307.31)=146.28 кН\*м.

2) 0,3\*Мmax=0,3\*502.35=150.705 кН\*м.

3) Принимаем в первом пролете ∆М=146.28 кН\*м.

4) Принимаем во втором пролете ∆М=141.15 кН\*м.


#### Рис. 2.5. Огибающие эпюры.

## 2.4 Вычисление продольных сил в колоннах первого этажа

Нагрузка от собственной массы крайней и средней колонн:

Nсcolкр=bcolкр\*hcolкр\*ΣHcol\*ρcol\*g\*γf\*γn=0.4\*0.4\*19.8\*2.5\*9,81\*1.1\*0.95=81.191 кН,

Nсcolср=bcolср\*hcolср\*ΣHcol\*ρcol\*g\*γf\*γn=0.4\*0.6\*19.8\*2.5\*9,81\*1.1\*0.95=121.787 кН,

где ΣHcol=hэт\*nэт=3.3\*6=19.8 м – суммарная высота колонны,

ρcol=2.5 т/м3 – плотность бетона колонны.

Нагрузка от остекления:

Nост=lост\*ΣHост\*ρост\*γf\*γn=5.8\*7.2\*0.4\*1,1\*0,95=17.456 кН,

lост=B=5.8 м – шаг рам,

ΣHост=1,2\*nэт=1,2\*6=7.2 м суммарная высота остекления,

ρост=0.4 кН/м2 – вес 1 м2 остекления.

Нагрузка от навесных стеновых панелей:

Nп=bп\*lп\*ΣHп\*ρп\*g\*γf\*γn=0.3\*5.8\*12.6\*9,81\*1\*1,2\*0,95=245.185 кН,

где bп=0.3 м – толщина стеновой панели,

lп=B=5.8 м – длина панели (шаг рам),

ΣHп=ΣHcol-ΣHост=19.8-7.2=12.6 м – суммарная высота стеновых панелей,

ρп=1 т/м3 – плотность бетона стеновой панели.

Суммарная нагрузка от навесных стеновых панелей и остекления:

Nст=Nп+Nост=245.185+17.456=252.385 кН.

Продольная сила, действующая соответственно на крайнюю и среднюю колонны:

Nкрcol=Nсcolкр+Pпок\*l01/2+(nэт-1)\*Pпер\*l01/2+Nст=81.191+44.564\*6.2/2+(6-1)\*126.428\*6.2/2+252.385=2431.352 кН,

Nсрcol=Nсcolср+Pпок\*(l01+l02)/2+(nэт-1)\*Pпер\*(l01+l02)/2=

=121.787+44.564\*(6.2+6.4)/2+(6-1)\*126.428\*(6.2+6.4)/2=4385.008 кН.

# 3 Проектирование панели перекрытия

## 3.1 Назначение размеров и выбор материалов. Сбор нагрузок на продольные ребра. Расчетная схема. Определение усилий

Проектируем ребристую панель перекрытия с предварительно напряженной арматурой.

Продольное ребро свободно опирается на ригель и рассматривается как балка, свободно опертая на двух опорах и загруженная равномерно распределенной нагрузкой.


#### Рис. 3.1. Конструктивная и расчетная схемы панели и эпюры усилий.

Принимаем следующие размеры:

- зазор между гранью ригеля и торцом плиты принимаем δ=30 мм;

- длина площадки опирания: lоп=100 мм;

- длина плиты lпл=B-bp-2\*δ-2\*d=5800-300-2\*30-2\*20=5400 мм;

- высота продольного ребра – 400 мм;

- ширина продольного ребра внизу –70 мм;

- ширина продольного ребра вверху –100 мм;

- ширина поперечных ребер внизу – 50 мм;

- ширина поперечных ребер вверху – 70 мм;

- толщина полки hf’=50 мм.

- конструктивная ширина основной панели:

bf=(L-n\*δ)/n=(6400-4\*30)/4=1570 мм,

где n=4 шт – количество плит в пролете,

δ=30 мм – зазор между гранями продольных ребер панелей.

- номинальная ширина панелей:

а) основной bf’=bf+δ=1600 мм,

б) доборной bf’доб=bf’/2=800 мм.

Материалы плиты:

- тяжелый бетон класса B25; γb2=0.9; Rb=14.5 МПа, Rbt=1.05 МПа, Rb,ser=18.5 МПа, Rbt,ser=1.6 МПа, Eb=27000 МПа, подвергнут тепловой обработке;

- напрягаемая арматура класса A800: Rs=680 МПа, Rs,ser=785 МПа, Es=190000 МПа;

- ненапрягаемая продольная арматура класса A400: 2 каркаса, диаметры ds=dsc=8 мм, As=Asc=100.5 мм2, Rs=Rsс=355 МПа, Rs,ser=390 МПа, Es=Esс=200000 МПа;

- ненапрягаемая поперечная арматура класса B500, Rsw=260 МПа, Rs,ser=395 МПа, Es=170000 МПа;

- полка панели армируется сетками из арматуры класса B500, Rs=260 МПа, Rs,ser=395 МПа, Es=170000 МПа.

Способ напряжения арматуры – электротермический на упоры формы.

Расчетный пролет панели:

lр=lпл-lоп=5400-100=5300 мм.

Полная нормативная погонная нагрузка на панель перекрытия:

Pn=gперn\*bf’=18.214\*1.6=29.142 кН/м.

Полная расчетная погонная нагрузка на панель перекрытия:

P=gпер\*bf’=20.534\*1.6=32.855 кН/м.

Временная расчетная погонная нагрузка на панель перекрытия:

Pv=ΣVпер\*bf’=16.3\*1.6=26.080 кН/м.

Максимальные усилия:

Мmax=P\*lр2/8=32.855\*5.32/8=115.361 кН\*м;

Qmax=P\*lр/2=32.855\*5.3/2=87.065 кН.

## 3.2 Расчет панели на прочность по нормальному сечению

В расчет вводится приведенное тавровое сечение с полкой в сжатой зоне (Рис 3.2.).

Ширина полки приведенного таврового сечения bf’=1.6 м.

Толщина полки hf’=0.05 м.

Ширина ребра при расчете по предельным состояниям первой группы:

b1=2\*bребниз+δ=(2\*70+30)/1000=0.17 м.

Ширина ребра при расчете по предельным состояниям второй группы:

b2=bребниз+bребвер+δ=(70+100+30)/1000=0.2 м.

Высота таврового сечения h=0.4 м.

Расстояние от центра напрягаемой арматуры до нижней грани аsp=0.05 м.

Рабочая высота сечения h0=h-аsp=0.4-0.05=0.35 м.

Расчет ведем в предположении, что сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется:

Rb\*bf’\*hf’\*(h0-0.5\*hf’)=14500\*1.6\*0.05\*(0.35-0.5\*0.05)=377 кН\*м > Mmax=115.361 кН\*м,

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной b=bf’=1.6 м.

Определим значение αm:

αm=Mmax/(Rb\*b\*h02)=115.361/(14500\*1.6\*0.352)=0.0406

Определим значение ξR.

При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σsp, рекомендуется принимать σsp/Rs=0.6, тогда при классе арматуры A800 ξR=0.41.

αR=ξR\*(1-ξR/2)=0.41\*(1-0.41/2)=0.326>αm=0.0406,

т.е. сжатой арматуры действительно не требуется, тогда:

ξ=1-(1-2\*αm)0.5=1-(1-2\*0.0406)0.5=0.041,

γs3=1,25-0,25\*ξ/ξR=1,25-0,25\*0.041/0.41=1.22>1,1 => примем коэффициент условий работы γs3=1.1.

Тогда при Аs=100.5 мм2:

Asp=(ξ\*Rb\*b\*h0-Rs\*Аs)/(γs3\*Rsp)=

=(0.041\*14.5\*1.6\*0.35\*106-355\*100.5)/(1.1\*680)=402.26 мм2.

Принимаем продольную напрягаемую арматуру: 2∅18 A800 (Asp=508.9 мм2).

## 3.3 Вычисление геометрических характеристик приведенного сечения


#### Рис. 3.2. Приведенное сечение.

Ординаты центров тяжести:

y1=h-0.5\*hf’=40-0.5\*5=37.5 см;

y2=0.5\*(h-hf’)=0.5\*(40-5)=17.5 см.

Площадь приведенного сечения:

Ared=A+α\*Asp=1395+7.037\*5.089=1430.81 см2,

где A=A1+A2=800+595=1395 см2– площадь бетонной части поперечного сечения панели;

A1=hf’\*bf’=5\*160=800 см2;

A2=(h-hf’)\*b1=(40-5)\*17=595 см2;

α=Еs/Еb=190000/27000=7.037 – коэффициент приведения арматуры к бетону.

Статический момент площади сечения бетона относительно растянутой грани:

Sred=A1\*y1+A2\*y2+α\*Asp\*asp=800\*37.5+595\*17.5+7.037\*5.089\*5=40591.6 см3.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани:

y0=Sred/Ared=40591.6/1430.81=28.37 см.

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

Ired=I1+I2+α\*Isp+A1\*(y0-y1)2+A2\*(y0-y2)2+α\*Asp\*(y0-аsp)2=

=bf’\*(hf’)3/12+bf’\*(h-hf’)3/12+α\*π\*dsp4/64+A1\*(y0-y1)2+A2\*(y0-y2)2+α\*Asp\*(y0-аsp)2=

=160\*(5)3/12+160\*(40-5)3/12+7.037\*π\*1.84/64+800\*(28.37-37.5)2+595\*(28.37-17.5)2+7.037\*5.089\*(28.37-5)2=729886.0 см4.

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней и по верхней зонам:

Wred=Ired/y0=729886.0/28.37=25727.8 см3,

Wred’=Ired/(h-y0)=729886.0/(40-28.37)=62756.5 см3.

## 3.4 Определение потерь предварительного напряжения и усилия обжатия

Предварительные напряжения без потерь σsp=0.9\*Rsp.ser=0.9\*785=706.5 МПа.

Первые потери:

1. Потери от релаксации напряжений арматуры при электротермическом способе натяжения для арматуры классов А800:

Δσsp1=0,03\*σsp=0,03\*706.5=21.195 МПа.

2. Изделие при пропаривании нагревается вместе с формой и упорами, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и, следовательно, Δσsp2=0 МПа.

3. Потери от деформации стальной формы при электротермическом способе натяжения арматуры Δσsp3=0 МПа.

4. Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры Δσsp4=0 МПа.

Суммарные первые потери

Δσsp(1)=Δσsp1+Δσsp2+Δσsp3+Δσsp4=21.195 МПа.

Усилие обжатия с учетом первых потерь:

P(1)=Asp\*(σsp-Δσsp(1))=508.9\*(706.5-21.195)/103=348.78 кН.

Максимальное сжимающее напряжение бетона σbp от действия усилия P(1):

σbp=P(1)/Ared+P(1)\*е0р1\*уs/Ired=(348.78/1430.81+348.78\*23.37\*28.370/729886.0)\*10=5.61 МПа < 0,7\*Rb=10.15 МПа,

где e0p1=ysp=y0-аsp=28.37-5=23.37 см – эксцентриситет усилия Р(1) относительно центра тяжести приведенного сечения элемента,

уs=y0=28.370 см – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатой грани в стадии обжатия.

Вторые потери:

5. Потери от усадки бетона:

Δσsp5=εb,sh\*Es=0.0002\*190000=38 МПа,

где εb,sh=0.0002 – деформация усадки бетона (для бетона класса B25).

6. Потери напряжений в напрягаемой арматуре от ползучести бетона:

Δσsp6=0,8\*ϕb,cr\*α\*σbp/[1+α\*μsp\*(1+e0p1\*asp\*Аred/Ired)\*(1+0.8\*ϕb,cr)]=0,8\*2.5\*7.037\*5.61/[1+7.037\*μsp\*(1+23.37\*5\*1430.81/729886.0)\*(1+0.8\*2.5)]=64.89 МПа,

где ϕb,cr=2.5 – коэффициент ползучести бетона;

α=Еs/Еb=190000/27000=7.037 – коэффициент приведения арматуры к бетону;

μsp=Аsp/А=5.089/1395=0.00365 – коэффициент армирования.

Суммарные вторые потери

Δσsp(2)=Δσsp5+Δσsp6=38+64.89=102.89 МПа.

Общие потери

Δσsp=Δσsp(1)+Δσsp(2)=21.195+102.89=124.09 МПа > 100 МПа =>

Δσsp=124.09 МПа < 0.3\*σsp=211.95 МПа =Δσsp=124.09 МПа.

Напряжение с учетом всех потерь:

σsp2=σsp-Δσsp=706.5-124.09=582.41 МПа.

Усилие обжатия от напрягаемой арматуры в растянутой зоне с учетом всех потерь напряжений:

Р=σsp2\*Asp-Δσsp(2)\*As=582.41\*508.9-102.89\*100.5=286.07 кН.

## 3.5 Расчет панели на прочность по наклонному сечению

Наибольшая поперечная сила в опорном сечении: Qmax=87.065 кН.

Np=0,7\*P=0,7\*286.067=200.247 кН/м,

Nb=1,3\*Rb\*A1=1,3\*14.5\*68000=1281800 Н/м > Np=200.247 кН/м => Nb=1281.8 кН/м,

где A1=b1\*h=170\*400=68000 мм2 – площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки.

Отношение Np/Nb=200.247/1281.8=0.156.

Определим коэффициент ϕn:

ϕn=1+3\*Np/Nb-4\*(Np/Nb)2=1+3\*0.156-4\*(0.156)2=1.371, тогда

Mb=1.5\*ϕn\*Rbt\*b1\*h02=1,5\*1.371\*1.05\*170\*0.352=44.97 кН\*м.

q1=P-0,5\*Pv=32.855-0,5\*26.080=19.815 кН/м.

Qb1=2\*(Mb\*q1)0.5=2\*(44.97\*19.815)0.5=59.701 кН < 2\*Mb/h0-Qmax=2\*44.97/0.35-87.065=169.904 кН.

qsw=(Qmax-Qb1)/(1.5\*h0)=(87.065-59.701)/(1.5\*0.35)=52.121 кН/м.

ϕn\*Rbt\*b1\*h0=1.371\*1.05\*170\*0.35=85.66 кН.

Qb1=59.701 кН < ϕn\*Rbt\*b1\*h0=1.371\*1.05\*170\*0.35=85.66 кН. =>

при Qb1<ϕn\*Rbt\*b\*h0 принимаем

qsw=(Qmax-Qb.min-3\*h0\*q1)/(1.5\*h0)=(87.065-42.828-3\*0.35\*19.815)/(1.5\*0.35)=44.631 кН/м, где

Qb,min=0,5\*ϕn\*Rbt\*b\*h0=0,5\*1.371\*1.05\*170\*0.35=42.828 кН.

Итак, qsw=44.631 кН/м.

qsw=44.631 кН/м < 0,25\*ϕn\*Rbt\*b1=0,25\*1.371\*1.05\*170=61.183 кН/м

Так как qsw<0,25\*ϕn\*Rbt\*b тогда:

qsw=(Qmax/h0+8\*q1)/1.5-[((Qmax/h0+8\*q1)/1.5)2-(Qmax/(1.5\*h0))2]0.5=

=(87.065/0.35+8\*19.815)/1.5-[((87.065/0.35+8\*19.815)/1.5)2-(87.065/(1.5\*0.35))2]0.5=

=56.530 кН/м.

(Qmax/h0-3\*q1)/3.5=(87.065/0.35-3\*19.815)/3.5=54.089 кН/м.

qsw=56.530 кН/м >(Qmax/h0-3\*q1)/3.5=54.089 кН/м => qsw=56.530 кН/м.

Окончательно получим qsw=56.530 кН/м.

Шаги хомутов у опоры S1 и в пролете S2 должны быть:

S1≤0,5\*h0=0,5\*350=175 мм,

S1≤300 мм,

S2≤0,75\*350=0,75\*350=262.5 мм,

S2≤500 мм.

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

Sw.max=ϕn\*Rbt\*b1\*h02/Qmax=1.371\*1.05\*170\*0.352/87.065=344.3 мм.

Принимаем шаг хомутов у опоры S1=150 мм, в пролете S2=250 мм.

Требуемая площадь поперечной арматуры

Asw=qsw\*S1/Rsw=56.530\*150/260=32.61 мм2.

Принимаем в поперечном сечении 2 хомута диаметром 5 мм (Asw=39.3 мм2).

Фактические интенсивности усилий воспринимаемых хомутами у опоры и в пролете:

qsw1=Rsw\*Asw/S1=260\*39.3/150=68.068 кН/м;

qsw2=Rsw\*Asw/S2=260\*39.3/250=40.841 кН/м.

Определим длину участка с наибольшей интенсивностью хомутов qsw1.

Δqsw=0,75\*(qsw1-qsw2)=0,75\*(68.068-40.841)=20.420 кН/м > q1=19.815 кН/м.

Δqsw≥q1 =>

Длина участка с интенсивностью хомутов qsw1:

l1=(Qmax-(Qb.min+1.5\*qsw2\*h0))/q1-2\*h0=(87.065-(42.828+1.5\*40.841\*0.35))/19.815-2\*0.35=0.450 м,

где Qb min=0,5\*ϕn\*Rbt\*b1\*h0=0,5\*1.371\*1.05\*170\*0.35=42.828 кН.

Принимаем длину приопорного участка с шагом хомутов S1 - l1=450 мм.

Количество шагов поперечной арматуры у опор

n1=l1/S1=450/150=3.00

Округляем количество шагов поперечной арматуры у опор n1у=4

Уточненная длина приопорного участка с шагом хомутов S1:

l1у=nу\*S1=4\*150=600 мм.

Примем выпуск продольной арматуры 25 мм, расстояние от края продольной арматуры до торца плиты понизу 150 мм, тогда суммарная длина приопорного участка с шагом хомутов S1 и выпуска продольной арматуры с расстоянием от края продольной арматуры до торца равно:

l1у/=600+25+150=775 мм.

Длина участка с шагом хомутов S2:

l2=lпл-2\*l1у/=5400-2\*775=3850 мм.

Количество шагов поперечной арматуры в середине ригеля:

n2=l2/S2=3850/250=15.4

Округляем количество шагов поперечной арматуры в середине ригеля n2у=15.

Уточненная длина приопорного участка с шагом хомутов S2:

l2у=nу2\*S2=15\*250=3750 мм.

Шаг доборных стержней S3=(lпл-2\*l1у/-l2у)/2=(5500-2\*2050-1400)=50 мм.


#### Рис. 3.3. Каркас КР1 продольного ребра панели перекрытия.

## 3.6 Расчет панели по второй группе предельных состояний

Нормативная длительно-действующая нагрузка:

Рnl=(gпер.n-Vпер.nкр)\*bf’=(18.214-7)\*1.6=17.942 кН/м.

Предельно-допустимый прогиб плиты:

fu=1/200\*lp=1/200\*5.3=0.0265 м.

Расчет производится на ЭВМ с помощью программы “PLITA”. Исходные данные для выполнения расчета сведены в таблицу 3.

##### Таблица 3.

#### Исходные данные для программы PLITA.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| N п/п | Исходная величина | Обозначение | Размерность | Значение |
| 1 | Масса 1 м2 плиты | gпл | кг | 275 |
| 2 | Расчетная погонная нагрузка | Р | кН/м | 32.855 |
| 3 | Нормативная погонная нагрузка | Рn | кН/м | 29.142 |
| 4 | Нормативная длительно-действующая нагрузка | Рnl | кН/м | 17.942 |
| 5 | Ширина ребра плиты | b | м | 0.2 |
| 6 | Ширина сжатой полки плиты | bf’ | м | 1.6 |
| 7 | Высота сжатой полки плиты | hf’ | м | 0.05 |
| 8 | Ширина растянутой полки плиты | bf | м | 0.2 |
| 9 | Высота растянутой полки плиты | bf | м | 0 |
| 10 | Высота плиты | h | м | 0.4 |
| 11 | Расчетный пролет плиты  | lp | м | 5.3 |
| 12 | Длина площадки опирания плиты | Lоп | м | 0.1 |
| 13 | Расстояние от торца до места строповки петель | Lпет | м | 0,075 |
| 14 | Класс бетона |  |  | 25 |
| 15 | Передаточная прочность бетона | Rbp | МПа | 17.5 |
| 16 | Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры | Rsp | МПа | 680 |
| 17 | Начальные напряжения в напрягаемой арматуре | σsp | МПа | 582.41 |
| 18 | Модуль упругости сжатой зоны  | Es | МПа | 200000 |
| 19 | Модуль упругости напрягаемой арматуры | Esp | МПа | 190000 |
| 20 | Площадь сжатой арматуры | As’ | м2 | 0.0001005 |
| 21 | Площадь напрягаемой арматуры | Asp | м2 | 0.0005089 |
| 22 | Диаметр напрягаемой арматуры | D | мм | 18 |
| 23 | Расстояние от ц.т. сжатой арм. до верхней грани  | А’ | м | 0.03 |
| 24 | Расстояние от центра тяжести напрягаемой арматуры до нижней грани плиты | а | м | 0.05 |
| 25 | Расстояние от центра тяжести нижнего ряда напрягаемой арматуры до нижней грани плиты | А1 | м | 0.05 |
| 26 | Предельно-допустимый прогиб плиты | fu, | м | 0.0265 |

## 3.7 Расчет полки панели

Рис. 3.4. Схема панели перекрытия

Определяем расчетный случай:

l1=bf’-2\*100=1600-2\*100=1400 мм;

l2=lпл/4-70=5400/4-70=1280 мм;

l1/l2=1400/1280=1.094<2; l2/l1=1280/1400=0.914<2; =>

полка работает как плита, опертая по контуру.

##### Таблица 4.

#### Вычисление нагрузок на полку панели перекрытия.

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №п/п | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке, γf | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|  | ПЕРЕКРЫТИЕ |  |  |  |
| I | ПОСТОЯННАЯ (gпер) |  |  |  |
| 1 | Керамические плитки ρ=1800 кг/м3, δ=13 мм1800\*0.013\*9,81\*0.95/1000 | 0.218 | 1.1 | 0.240 |
| 2 | Слой цементного раствора ρ=1800 кг/м3, δ=20 мм1800\*0.02\*9,81\*0.95/1000 | 0.336 | 1.3 | 0.436 |
| 3 | Выравнивающий слой из бетона ρ=2200 кг/м3, δ=20 мм2200\*0.02\*9,81\*0.95/1000 | 0.410 | 1.3 | 0.533 |
| 4 | Собственный вес полки ρ =2500 кг/м3; δ =50мм2500\*0,05\*9,81\*0,95/1000  | 1.1649 | 1.1 | 1.2814 |
|  | ИТОГО: ∑gпер=g1+g2+g3+g4 | 2.129 |  | 2.491 |
| II | ВРЕМЕННАЯ (Vпер) |  |  |  |
| 1 | Полезная (V1)а) кратковременнаяб) длительная | 1477 | 1.21.05 | 8.47.35 |
| 2 | Перегородки (V2) | 0.5 | 1.1 | 0.55 |
|  | ИТОГО: ∑Vпер=V1+V2 | 14.5 |  | 16.3 |
|  | ПОЛНАЯ: gпер=∑gпер+∑Vпер | 16.629 |  | 18.791 |

Расчетная нагрузка на полосу шириной 1 м:

q=gпер\*1=18.791\*1=18.791 кН/м.

Изгибающие моменты в полке:

М1=МI=МI’=q\*l12\*(3\*l2-l1)/[12\*(4\*l2+2.5\*l1)]=

=18.791\*1.42\*(3\*1.28-1.4)/[12\*(4\*1.28+2.5\*1.4)]=0.869 кН\*м;

МII=МII’=0,75\*М1=0,75\*0.869=0.652 кН\*м;

М2=0,5\*М1=0,5\*0.869=0.434 кН\*м.

Определяем площадь, подбираем диаметр и шаг рабочих стержней сетки в поперечном направлении:

А0=М1/(Rb\*h02\*100\*γb2)=0.869\*105/(14.5\*352\*100\*0,9)=0.0489 м2.

где h0=h-as=50-15=35 мм.

Определяем η=0.9749.

Принимаем стержни из арматуры класса Вр500: Rs=360 МПа, Rs ser=260 МПа, Es=170000 МПа.

Аs=М1/(Rs\*h0\*η)=0.869\*106/(360\*35\*0.9749)=70.723 мм2.

Принимаем шаг стержней в поперечном направлении S1=200 мм, тогда количество рабочих стержней, приходящихся на расчетную полосу шириной 1 метр n1=1000/200+1=6;

Аs1=Аs/n1=70.723/6=11.787 мм2.

Принимаем ∅4 Вр500 (Аs1=12.566 мм2).

Аналогично определяем и шаг рабочих стержней в продольном направлении.

А0=МII/(Rb\*h02\*100\*γb2)=0.652\*105/(14.5\*352\*100\*0,9)=0.0367 м2;

Определяем η=0.9812.

Аs=МII/(Rs\*h0\*η)=0.652\*106/(360\*35\*0.9749)=52.700 мм2.

Принимаем шаг стержней в продольном направлении S2=200 мм, тогда n2=1000/200+1=6;

Аs2=Аs/n2=52.700/6=8.783 мм2.

Принимаем ∅4 Вр500 (Аs2=12.566 мм2).

Принимаем сетку С1 марки (Рис. 3.5.)

Для восприятия растягивающих напряжений от действия изгибающих моментов МI и МI’ вдоль продольных ребер укладываются сетки С1 марки с рабочими стержнями ∅4 Вр500 в поперечном направлении с шагом S=200 мм.

Армирование поперечных ребер выполняется сварными каркасами КР2 с продольными стержнями диметром 8 мм из стали класса А400 с поперечными стержнями диаметром 4 мм из стали класса Вр500, устанавливаемыми с шагом S=200 мм.

Рис. 3.5. Сварные сетки С1 и С2 для армирования полки панели.

# 4. Проектирование ригеля

## 4.1. Расчет прочности ригеля по нормальному сечению

Рассматривается ригель 1-ого пролета.

Ригель таврового сечения со свесами в растянутой зоне, с ненапрягаемой продольной рабочей арматурой (рис. 2.2.). Расчетное сечение ригеля – прямоугольное размерами: bр=300 мм, hр=700 мм. Площадь сечения консольных свесов в расчет не вводим, так как она вне сжатой зоны бетона.

Материалы ригеля:

- тяжелый бетон класса B25: γb2=0.9; Rb=14.5 МПа (с учётом γb2 Rb=13.05 МПа); Rbt=1.05 МПа (с учётом γb2 Rbt =0.945 МПа); Rb,ser=18.5 МПа; Rbt,ser=1.6 МПа; Eb=27000 МПа, бетон подвергнут тепловой обработке;

- ненапрягаемая продольная рабочая (пролетная и опорная), конструктивная и поперечная арматура класса A400:

а) диаметром 6 и 8 мм: Rs=355 МПа; Rs,ser=390 МПа; Rsw=285 МПа; Rsc=355 МПа; Es=200000 МПа,

б) диаметром от 10 до 40 мм: Rs=365 МПа; Rs,ser=390 МПа; Rsw=290 МПа; Rsc=355 МПа; Es=200000 МПа.

Целью расчета по нормальному сечению ригеля является определение диаметра и количества рабочей продольной арматуры в пролете ригеля и на его левой и правой опорах по грани колонн. Ригель перекрытия рассматривается как элемент поперечной многоэтажной рамы.

Пролетные и опорные изгибающие моменты принимаем в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов (рис. 2.5.).

СЕЧЕНИЕ В ПРОЛЕТЕ:

Расчетный момент: Мпр=245.63 кН\*м.

h0=hр-as=700-50=650 мм – высота рабочей зоны.

αm=Mпр/(Rb\*bр\*h02)=245.63/(13.05\*300\*0.652)=0.148

ξr=0,8/(1+Rs/700)=0,8/(1+365/700)=0.526

αr=ξr\*(1-0.5\*ξr)=0.526\*(1-0.5\*0.526)=0.388

αm=0.148<αr=0.388.

Так как αm<αr, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры:

As=Rb\*bр\*h0\*[1-(1-2\*αm)0.5]/Rs=13.05\*300\*0.65\*[1-(1-2\*0.148)0.5]/365=1126.3 мм2.

Принимаем в пролетном сечении (рис. 4.1. сечение 1-1):

- сжатую арматуру: 3∅10 A400 (Asc=235.6 мм2) и 1∅16 A400 (Asоп=201.1 мм2),

- растянутую арматуру: 6∅16 A400 (Asпр=1206.4 мм2).

Коэффициент армирования:

μ=(As+Asc)/bр\*h0=(1206.4+235.6)/300\*650=0.0074

0.001<μ=0.0084<0.035.

СЕЧЕНИЕ НА ОПОРЕ:

Расчетный момент: Моп=370.04 кН\*м.

h0=hр-asс=700-60=640 мм – высота рабочей зоны.

αm=Mоп/(Rb\*bр\*h02)=370.04/(13.05\*300\*0.642)=0.208

ξr=0,8/(1+Rs/700)=0,8/(1+365/700)=0.526

αr=ξr\*(1-0.5\*ξr)=0.526\*(1-0.5\*0.526)=0.388

αm=0.208<αr=0.388

Так как αm<αr, то сжатая арматура по расчету не требуется.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры:

As=Rb\*bр\*h0\*[1-(1-2\*αm)0.5]/Rs=13.05\*300\*0.64\*[1-(1-2\*0.208)0.5]/365=1795.4 мм2.

Принимаем в опорном сечении (рис. 4.1. сечение 2-2):

- сжатую арматуру: 3∅16 A400 (Ascоп=603.2 мм2),

- растянутую арматуру: 1∅16 A400, 2∅32 A400 (Asоп=1809.6 мм2) и 3∅10 A400 (Asc=235.6 мм2).

Коэффициент армирования:

μ=(As+Asc)/bр\*h0=(4825.5+235.6)/300\*640=0.0138

0.001<μ=0.0138<0.035.


#### Рис. 4.1. Схема армирования ригеля продольной арматурой.

## 4.2 Расчет прочности ригеля по наклонному сечению

Расчет ригеля по наклонному сечению производится с целью определения диаметра и шага поперечных стержней.

Длина ригеля 1-ого пролета:

lр=L-hкр сol-0.5\*hср сol-2\*∆=6400-400-0.5\*600-2\*50=5600 мм.

где ∆=50 мм – зазор между торцом ригеля и колонной.

Так как расчетное сечение ригеля прямоугольное ϕf=0.

Так как ригель изготавливается без преднапряжения ϕn=0.

ϕ=1+ϕf+ϕn=1+0+0=1.

Наибольшая поперечная сила в опорном сечении: Qmax=390.53 кН.

Mb=1.5\*ϕ\*Rbt\*bр\*h02=1,5\*0.945\*1\*300\*0.642=174.18 кН\*м.

q1=Pпер-0,5\*PVпер=126.428-0,5\*94.540=79.158 кН/м.

Qb1=2\*(Mb\*q1)0.5=2\*(174.18\*79.158)0.5=234.843 кН > 2\*Mb/h0-Qmax = 2\*174.18/0.64-390.53=153.792 кН.

Интенсивности хомутов при Qb1≥2\*Mb/h0-Qmax:

qsw=(Qmax2-Qb12)/(3\*Mb)=(390.532-234.8432)/(3\*174.18)=186.319 кН/м.

ϕ\*Rbt\*bр\*h0=0.945\*1\*300\*0.64=181.44 кН.

Qb1=234.843 кН>ϕ\*Rbt\*bр\*h0=181.44кН =>

при Qb1>ϕ\*Rbt\*bр\*h0 принимаем qsw=186.319 кН/м.

qsw=186.319 кН/м > 0,25\*ϕ\*Rbt\*bр=0,25\*0.945\*300=70.875кН/м

Так как qsw>0,25\*ϕ\*Rbt\*bр, то примем qsw=186.319 кН/м.

Окончательно получим qsw=186.319 кН/м.

Задаемся шагом поперечных стержней.

Так как hр>450 мм, то на приопорных участках длиной l1=0,25\*L=0,25\*6400=1600 мм принимаем шаг S1 из условий:

S1≤hр/3=700/3=233.3 мм,

S1≤500 мм.

В средней части пролета назначаем шаг S2 из условий:

S2≤0,75\*hр=0,75\*700=525 мм,

S2≤500 мм.

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

Sw.max=Rbt\*bр\*h02/Q=0.945\*0.3\*6402/390.53=297.3 мм

Принимаем шаг хомутов у опоры S1=200 мм, в пролете S2=500 мм.

Требуемая площадь одного поперечного стержня арматуры у опор:

Asw=qsw\*S1/Rsw\*n=186.319\*200/285\*3=43.583 мм2,

где n=3 шт - количество поперечных стержней в сечении у опор.

Диаметр одного поперечного стержня арматуры у опор назначаем по требуемой площади одного поперечного стержня и из условия свариваемости, диаметр одного поперечного стержня арматуры в пролете - из условия свариваемости:

dsw≥0.25\*ds.max=0,25\*32=8.0 мм.

Принимаем:

- в поперечном сечении у опор 3 стержня dsw1=8 мм (Asw1=150.8 мм2),

- в поперечном сечении в пролете 3 стержня dsw2=8 мм (Asw2=150.8 мм2).

Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами.

Qmax=390.53 кН<0.3\*Rb\*b\*h0=0.3\*13.05\*0.3\*640=835.2 кН => прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

## 4.3 Построение эпюры материалов

### **4.3.1 Определение мест фактического обрыва нижних стержней**

В целях экономии арматурной стали часть продольной рабочей арматуры обрывают в пролете, не доводя до опоры. Для определения мест обрыва строится эпюра материалов (арматуры). Места теоретического обрыва стержней определим графическим способом на огибающей эпюре изгибающих моментов (Рис. 4.2.).

Мsпр=Аsпр\*Rs\*υ\*h0\*10-3=1206.4\*365\*0.922\*0.65\*10-3=263.93 кН\*м,

где υ=1-0,5\*ξ=1-0,5\*0.156=0.922;

ξ=Asпр\*Rs/Rb\*bр\*h0=1206.4\*365/13.05\*300\*650=0.156.

Продольные стержни доводимые за край опоры: 3∅16 (Аs1=603.2 мм2).

Мs1=Аs1\*Rs\*υ\*h0\*10-3=603.2\*365\*0.961\*0.65\*10-3=137.53 кН\*м;

где υ=1-0,5\*ξ=1-0,5\*0.078=0.961;

ξ=As1\*Rs/Rb\*bр\*h0=603.2\*365/13.05\*300\*650=0.078.

Определим расстояние от точек теоретического обрыва W из условий (здесь qsw=Asw\*Rsw/S, ds- диаметр обрываемого стержня):

W≥Q/(2\*qsw)+5\*ds,

если Q/(2\*qsw)>h0, то W≥2\*h0\*(1-qsw\*h0/Q)+5\*ds,

W кратно 50 мм.

1) qsw1=Asw1\*Rsw/S1=150.8\*285/200=214.885 кН/м,

Q1/(2\*qsw1)+5\*ds=170.89/(2\*214.885)+5\*16=477.6 мм.

2\*h0\*(1-qsw1\*h0/Q1)+5\*ds=2\*650\*(1-214.885\*0.65/170.89)+5\*16=317.5 мм.

Q1/(2\*qsw1)=397.6<h0.

Принимаем W1=500 мм.

2) qsw2=Asw2\*Rsw/S2=150.8\*285/200=214.885 кН/м,

Q2/(2\*qsw2)+5\*ds.обр=168.58/(2\*214.885)+5\*16=472.3

2\*h0\*(1-qsw2\*h0/Q2)+5\*ds=2\*650\*(1-214.885\*0.65/168.58)+5\*16=302.9 мм.

Q2/(2\*qsw2)=392.3<h0.

Принимаем W2=500 мм.

Длина обрываемых нижних стержней (в пролетной части ригеля):

lниз=l1Т+W1+W2=2750+500+500=3750 мм.

### **4.3.2 Определение мест фактического обрыва верхних стержней**

Мsоп=Аsоп\*Rs\*υ\*h0\*10-3=2045.2\*365\*0.866\*0.64\*10-3=413.70 кН\*м,

где υ=1-0,5\*ξ=1-0,5\*0.268=0.866;

ξ=Asоп\*Rs/Rb\*bр\*h0=2045.2\*365/13.05\*300\*640=0.268.

Продольные стержни доводимые за край опоры 4 (Аs2=436.7 мм2).

Мs2=Аs2\*Rs\*υ\*h0\*10-3=436.7\*365\*0.971\*0.64\*10-3=99.09 кН\*м;

где υ=1-0,5\*ξ=1-0,5\*0.057=0.971;

ξ=As2\*Rs/Rb\*bр\*h0=436.7\*365/13.05\*300\*640=0.057.

3) qsw3=Asw3\*Rsw/S1=150.8\*285/200=214.885 кН/м.

Q3/(2\*qsw3)+5\*ds.обр=296.15/(2\*214.885)+5\*0=689.1 мм.

2\*h0\*(1-qsw3\*h0/Q3)+5\*ds=2\*640\*(1-214.885\*0.64/Q3)+5\*0=685.6 мм.

Q3/(2\*qsw3)>h0.

Принимаем W3=700 мм.

qsw4=Asw4\*Rsw/S1=150.8\*285/200=214.885 кН/м.

Q4/(2\*qsw4)+5\*ds.обр=243.89/(2\*214.885)+5\*0=567.5 мм.

2\*h0\*(1-qsw4\*h0/Q4)+5\*ds=2\*640\*(1-214.885\*0.64/243.89)+5\*0=558.2 мм.

Q4/(2\*qsw4)<h0.

Принимаем W4=600 мм.

Длина обрываемых верхних стержней:

- со стороны крайней колонны

lверх кр=l2Т кр+W3=760+700=1460 мм, принимаем lверх кр=1800 мм.

- со стороны средней колонны

lверх ср=l2Т ср+W4=1200+600=1800 мм, принимаем lверх ср=1800 мм.


#### Рис. 4.2. Эпюра материалов.


#### Рис. 4.3. Плоские каркасы ригеля перекрытия КР3 и КР4.

# 5 Проектирование колонны

## 5.1 Расчет колонны на устойчивость и прочность

Значение изгибающих моментов и продольных усилий принимается по результатам статического расчета поперечной рамы. Колонны принимаются двухэтажной разрезки. Колонны многоэтажного каркасного здания с жесткими узлами рассматриваются как элементы поперечной рамы и рассчитываются как внецентренно сжатые элементы от совместного действия изгибающих моментов и продольных сил.

Рассматривается нижняя колонна крайнего ряда сечением bcol\*hсol=400\*400 мм, изготавливаемая из тяжелого бетона класса B30: γb2=0.9; Rb=17 МПа; Rbt=1.2 МПа; (с учетом γb2 Rb=15.3 МПа; Rbt=1.08 МПа), Rb,ser=22 МПа; Rbt,ser=1.8 МПа; Eb=29000 МПа, бетон подвергнут тепловой обработке, и арматуры класса A400 Rsc=365 МПа, Rs=365 МПа, Es=200000 МПа.

Расчетная высота колонны принимается равной высоте этажа, т.е. l0=3.3 м.

Максимальный изгибающий момент в ригеле Mmax=370.04 кН\*м, тогда получим одну комбинацию расчетных усилий в колонне:

М=0.6\*Mmax=0.6\*370.04=222.024 кН\*м,

N=2431.352 кН.

e0=М/N=222.024/2431.352=0.0913 м.

Расчетные усилия от длительной нагрузки:

Мl=М\*kl=222.024\*0.591=131.199 кН\*м,

Nl=N\*kl=2431.352\*0.591=1436.746 кН,

где kl=(gпер-8.4)/gпер=(20.534-8.4)/20.534=0.591.

М1=М+0,5\*N\*(h0-asс)=222.024+0,5\*2431.352\*(0.36-0.04)=611.040 кН\*м.

M1l=Мl+0,5\*Nl\*(h0-asс)=131.199+0,5\*1436.746\*(0.36-0.04)=361.079 кН\*м.

α=Es/Eb=200000/29000=6.897.

δe=e0/hcol=0.0913/0.4=0.228>0.15=> примем δe=0.228.

φl=1+M1l/M1=1+361.079/611.040=1.591.

В первом приближении принимаем коэффициент армирования μ=0.033.

Определим жесткость

=

=29000\*0.4\*0.43\*[0,0125/(1.591\*(0,3+0.228))+

+0,175\*0.033\*6.897\*((0.36-0.04)/0.4)2]=29.965 МПа\*м4.

Ncr=π2\*D/l02=π2\*29.965/3.32=27157.190 кН.

ηv=1/(1-N/Ncr)=1/(1-2431.352/27157.190)=1.098

M=M\*ηv=222.024\*1.098=243.856 кН\*м.

αm1=(M+N\*(h0-asc)/2)/(Rb\*b\*h02)=

=(243.856+2431.352\*(0.36-0.04)/2)/(15.3\*103\*0.4\*0.362)=0.798

δ1=as/h0=0.04/0.36=0.111

αn=N/(Rb\*bсоl\*h0)=2431.352/(15.3\*103\*0.4\*0.36)=1.104

ξR=0.531

αn=1.104>ξR=0.531

Расчет ведем для случая αn>ξR.

ξ1=(αn+ξR)/2=(1.104+0.531)/2=0.817

αs=(αm1-ξ1\*(1-ξ1/2))/(1-δ1)=(0.111-0.817\*(1-0.817/2))/(1-0.111)=0.354

=(1.104\*(1-0.531)+2\*0.354\*0.531)/(1-0.531+2\*0.354)=0.759

=

=15.3\*106\*0.4\*0.36\*(0.111-0.759\*(1-0.759/2))/(365\*(1-0.111))=2220.0 мм2.

Принимаем продольную арматуру колонны 3∅32 A400 (As=Asc=2412.7 мм2).

Конструктивные требования

Коэффициент армирования

μ1=(As+Asc)/(bcol\*h0)=(2412.7+2412.7)/(400\*360)=

0.03351

μ1>μmin=0.001

I(μ-μ1)/μI=I(0.033-0.03351)/0.033I=0.015<0,05

Диаметр поперечных стержней примем конструктивно из условий:

dsw≥0.25\*ds max (условие свариваемости),

dsw≥5 мм.

Максимальный диаметр ds max=32 мм.

dsw≥0.25\*32=8 мм.

Примем dsw=8 мм.

Шаг поперечных стержней примем конструктивно из условий:

S≤15\*ds max=15\*32=480 мм,

S≤300 мм

Примем S=300 мм.

Принимаем поперечную арматуру колонны диметром dsw=8 мм, с шагом S=300 мм, из арматуры класса A400.

Рис. 5.1. Схема армирования колонны.

## 5.2 Расчет консоли колонны

Рассчитывается консоль колонны крайнего ряда.

Максимальная опорная реакция ригеля: Q=390.53 кН.

lsup=Q/(Rb\*bp)=390.53/(15.3\*0.3)=85.08 мм.

Принимаем вылет консоли l=300 мм.

a=l-0.5\*lsup=300-0.5\*85.08=257.5 мм.

Высота консоли в сечении у грани колонны h=600 мм.

Высота консоли у свободного края h1=300 мм.

Требуемая высота консоли у грани колонны:

h0≥Q/(2.5\*Rbt\*bcol)=390.53/(2.5\*1.08\*0.4)=361.6 мм.

Принимаем h0=h-as=600-50=550 мм.

Изгибающий момент в опорном сечении консоли:

M=1.25\*Q\*(l-Q/(2\*Rb\*bp))=1.25\*390.53\*(300-390.53/(2\*15.3\*0.3))=125.68 кН\*м.

Требуемая площадь сечения арматуры класса A400:

As=M/(Rs\*(h0-asc))=125.68/(365\*(550-50))=688.7 мм2.

Принимаем 3∅18 A400; (As=763.4 мм2).

Вычисляем параметры консоли:

tgθ=(h0-asc)/(a+0.5\*lsup)=(550-50)/(257.5+0.5\*85.08)=1.667

θ=59.04˚

sinθ=0.857

cosθ=0.514

Ширина наклонной полосы:

lb=lsup\*sinθ+2\*5\*cosθ=85.08\*0.857+2\*5\*0.514=78.1 мм.

h=600<2,5\*257.5=2,5\*27=644, консоль армируется только наклонными хомутами по всей высоте.

Суммарная площадь наклонных хомутов (отгибов):

Ainc=[Q/(0.8\*Rb\*bсol\*lb\*sinθ)-1]\*bсol\*Sinc/10\*α=

=[390.53/(0.8\*15.3\*0.4\*78.1\*0.857)-1]\*0.4\*150/10\*6.897=166.2 мм2,

где Sinc=150 мм – шаг отгибов:

Sinc≤h/4=600/4=150 мм;

Sinc≤150 мм.

α=6.897.

Ainc=0,002\*bсol\*h0=0,002\*400\*550=440 мм2.

Требуемая площадь сечения одного хомута

Ainc1=Ainc/2\*n=440/2\*3=73 мм2

где n=3 – число пар наклонных хомутов.

По сортаменту подбираем отгибы ∅10 A400 (Ainc1=78.5 мм2).

Горизонтальные хомуты принимаем по конструктивным требованиям: ∅8 A400 с шагом S=150 мм.

Рис. 5.2. Армирование консоли колонны.


## 5.3 Расчет стыка ригеля с колонной

Максимальный опорный момент: Моп=370.04 кН\*м.

Максимальная опорная реакция ригеля: Q=390.53 кН.

Требуемая площадь стыковых стержней колонны:

Askоп=Mвоп/(Rs\*zs)=291.93/(365\*590)=1355.6 мм2,

где Мвоп=Моп-Q\*hcol/2=370.04-390.53\*0.4/2=291.93 кН\*м;

zs=h0-asс=640-50=590 мм.

Принимаем 2∅32 A400 и ∅16 A400 (Аs=1809.6 мм2), т.к. диаметры стыковых стержней и выпусков арматуры ригеля одинаковы, то конструкция стыка является равнопрочной с сечением ригеля и не требует проверки расчетом.

Требуемая площадь сечения нижней опорной пластины ригеля (из стали марки C235 по ГОСТ 27772-88 Ry=230 МПа, Rwz=160 МПа):

Апл=N/Ry=494.80\*10-3/230=2151.3 мм2;

где N=Мвоп/zs=291.93\*106/590=494.80 кН.

Требуемая толщина пластины:

δпл=Апл/bp=2151.3/300=7.2 мм

δпл≥kf/1.2=9/1.2=7.5 мм,

где kf=9 мм – толщина катета шва.

Принимаем пластину сечением 300х8 мм.

Суммарная длина швов:

=1,3\*(494.80-58.58)/(0.85\*9\*160)=241.66 мм;

F=Q\*f=390.53\*0.15=58.58 кН;

lw1=∑lw1/2+10=241.66/2+10=241.66 мм – требуемая длина сварного шва с каждой стороны ригеля к стальной пластине колонны.

l=300 мм>lw1+∆=241.66+50=291.7 мм => величина вылета консоли достаточна.

Рис. 5.3. Стык ригеля с колонной.

# 6 Проектирование монолитного перекрытия

## 6.1 Компоновка конструктивной схемы перекрытия из монолитного железобетона

Монолитное перекрытие состоит из монолитной плиты, главных и второстепенных балок. Компоновка конструктивной схемы перекрытия с указанием элементов приведена на рис. 6.1.


#### Рис. 6.1. Компоновка монолитного перекрытия.

## 6.2 Расчет и конструирование монолитной плиты

### **6.2.1 Определение шага второстепенных балок**

Принимаем толщину монолитной плиты hпл=60 мм.

Расстояние между второстепенными балками из условия обеспечения жесткости:

L3≤40\*hпл=40\*60=2400 мм.

Минимальное количество шагов второстепенных балок в одном пролете:

n=L/40\*hпл=6400/40\*60=2.7, принимаем количество шагов n=3, тогда шаг второстепенных балок: L3=L/n=6400/3=2133 мм

### **6.2.2 Выбор материалов**

Назначаем для плиты тяжелый бетон класса B15: γb2=0.9; Rb=8.5 МПа; Rbt=0.75 МПа, (с учетом γb2 Rb=7.65 МПа; Rbt=0.675 МПа), Rb ser=11 МПа, Rbt ser=1.15 МПа, Eb=23000 МПа, бетон естественного твердения.

При армировании полки плиты раздельными плоскими сетками используется стержневая арматура класса A400: Rs=355 МПа, Rsw=285 МПа, Rs ser=390 МПа, Es=200000 МПа.

Второстепенная балка армируется каркасами из арматуры класса A400: Rs=355 МПа, Rsw=285 МПа, Rs ser=390 МПа, Es=200000 МПа.

###

### **6.2.3 Расчет и армирование плиты**

Плита рассчитывается на действие нагрузки на полосу шириной 1 м (рис. 6.1.). Расчетная схема плиты принимается как многопролетная неразрезная балка, опорами которой являются второстепенные балки. При вычислении нагрузок на 1 м2 перекрытия использованы результаты сбора нагрузок, приведенные в таблице 1.

##### Таблица 5.

#### Вычисление нагрузок на перекрытие

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| №п/п | Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент надежности по нагрузке, γf | Расчетная нагрузка, кН/м2 |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|  | ПЕРЕКРЫТИЕ |  |  |  |
| I | ПОСТОЯННАЯ (gпер) |  |  |  |
| 1 | Собственный вес пола0.218+0.336+0.410 | 0.964 | 1.3 | 1.115 |
| 2 | Собственный вес монолитной плиты1⋅1⋅0.06⋅25⋅0,95 | 1.398 | 1.1 | 1.538 |
|  | ИТОГО: ∑gпер=g1+g2 | 2.362 |  | 2.652 |
| II | ВРЕМЕННАЯ (Vпер) |  |  |  |
| 1 | Полезная (V1)а) кратковременнаяб) длительная | 1477 | 1.21.05 | 8.47.35 |
| 2 | Перегородки (V2) | 0.5 | 1.1 | 0.55 |
|  | ИТОГО: ∑Vпер=V1+V2 | 14.5 |  | 16.3 |
|  | ПОЛНАЯ: gпер=∑gпер+∑Vпер | 16.862 |  | 18.952 |

Предварительно назначаем высоту и ширину сечения второстепенной балки из условий:

hвб=(1/18…1/10)\*L=(1/18…1/10)\*6400=(355.6…640.0) мм,

принимаем hвб=550 мм.

Ширина второстепенной балки

bвб=(0.35…0,45)\*hвб=(0.35…0,45)\*550=192.5…247.5 мм,

принимаем bвб=200 мм.

Расчетный пролет плиты:

L03=L3-bвб=2133-200=1933 мм.

Выровненные изгибающие моменты:

- в средних пролетах и над средними опорами:

M2=q\*L032/16=18.952\*1.9332/16=4.43 кН\*м/м.

- в первом пролете и на первой промежуточной опоре:

M1=q\*L032/11=18.952\*1.9332/11=6.44 кН\*м/м.

#### Рис. 6.2. Эпюра изгибающих моментов в плите.

Монолитные плиты армируются раздельными плоскими сетками с поперечным расположением рабочей арматуры.

Принимаем защитный слой бетона a3=25 мм, расстояние от центра тяжести арматуры сеток до ближайшей грани сечения as=15 мм, тогда рабочая высота сечения ho=hпл-as=60-15=45 мм.

Ширина сеток:

С1 и С4 – BС1=BС4=L03=1933 мм, принимаем BС1=BС4=1900 мм.

С2 и С5 – BС2=BС5≥0,5\*L03+bвб=0,5\*1933+200=1166.7 мм,

принимаем BС2=BС5=1200 мм.

С3 – BС3≥=0,25\*L03+bвб+15\*d=0,25\*1933+200+15\*8=803.3 мм,

принимаем BС3=850 мм,

где: d=8 мм – диаметр поперечных стержней сеток принятый в первом приближении.

Длина здания:

Lзд=10\*B=10\*5800=58000 мм.

Длина сеток:

Lсет=Lзд-2\*a3=58000-2\*25=57950 мм.

Подбираем сетку С1:

αm=M1/γb2\*Rb\*b\*h02=6.44/7.65\*10000\*0.0452=0.0416

ξ=0.042

η=0.979

As=M1/(Rs\*h0\*η)=6.44/(355\*45\*0.979)=411.9 мм2/м

Принимаем шаг поперечных стержней равным S=100 мм, тогда количество стержней в 1 м длины сетки равно n1=10.

Требуемая площадь сечения 1 стержня:

As1=As/n1=411.9/10=41.2 мм2.

Принимаем поперечные стержни ∅8 A400 (As1=50.3 мм2).

Сетка С1: .

Подбираем сетку С2: .

Параметры сетки С3 назначаются по конструктивным требованиям: .

Подбираем сетки С4 и С5:

αm=M2/γb2\*Rb\*b\*h02=4.43/7.65\*10000\*0.0452=0.0286

ξ=0.029

η=0.985

As=M2/(Rs\*h0\*η)=4.43/(355\*45\*0.985)=283.2 мм2/м

Принимаем шаг продольных стержней равным S=150 мм, тогда количество стержней в 1 м ширины сетки равно n1=6.7.

Требуемая площадь сечения 1 стержня:

As1=As/n1=150/6.7=42.5 мм2.

Принимаем поперечные стержни ∅8 A400 (As1=50.3 мм2).

Сетка С4: .

Сетка С5: .


#### Рис. 6.3. Армирование плиты раздельными сетками.

##

## 6.3 Расчет по прочности второстепенной балки

### **6.3.1 Назначение размеров второстепенной балки и статический расчет**

Расчетный пролет второстепенной балки:

L01=B-brб=5800-220=5580 мм,

где brб=(0,3...0,4)\*hrб – ширина сечения главной балки,

hrб=(1/12...1/10)\*L=(1/10...1/12)\*6400=533.3..640.0 мм.

принимаем hrб=600 мм., тогда brб=(0,3...0,4)\*600=180..240 мм.

принимаем brб=220 мм.

Предварительные размеры второстепенной балки:

hвб=200 мм, bвб=550 мм.

Расчетная нагрузка на 1 п.м. балки:

qр=gпер\*L3+bвб\*(hвб-hпл)\*ρб\*g\*γfb\*γn=

=18.952\*2133\*10-3+550\*(550-60)\*2500\*9,81\*0,95\*1,1\*10-9=42.9 кН/м.

Изгибаемые моменты:

М1=qр\*L012/16=42.9\*5.582/16=83.57 кН\*м;

М2=qр\*L012/11=42.9\*5.582/11=121.55 кН\*м;

М3=-α\*qр\*L012=-0.0529\*42.9\*5.582=70.67 кН\*м.

Поперечные силы:

Q1=0,4\*qр\*L01=0,4\*42.9\*5.58=95.85 кН;

Q2=-0,6\*qр\*L01=-0,6\*42.9\*5.58=-143.77 кН;

Q3=±0,5\*qр\*L01=±0,5\*42.9\*5.58=±119.81 кН.

Далее уточняем размеры сечения второстепенной балки:

hовб=1,8\*(М2/Rb\*bвб)0,5=1,8\*(121.55/8.5\*550)0,5=0.481 м;

hвб=hовб+a3=481.3+50=531.3 мм.

Окончательно принимаем: hвб=550 мм; bвб=200 м.


#### Рис. 6.4. Эпюра изгибающих моментов и перерезывающих сил во второстепенных балках.

### **6.3.. Расчет прочности второстепенных балок по нормальному сечению**

Расчет по прочности второстепенной балки производится в пяти сечениях.

Балка в общем случае рассматривается как элемент таврового сечения с расчетным армированием растянутой зоны (ξ≤ξR). Уточняем размеры таврового сечения.

Так как hпл/hвб=60/550=0.11>0,1, величина свеса полки тавра определяется из условия:

bсв≤1/6\*L=1/6\*6400=1067 мм,

bсв≤L3-bвб=2133-200=967 мм.

Окончательно принимаем bсв кратно 50 мм в меньшую сторону bсв=950 мм.

Приведенная ширина полки:

b′f=2\*bсв+bвб=2\*950+200=2100 мм.

Сечение 1-1

Сечение 1-1 рассматривается как тавровое сечение (учитывая знак действующего в сечении момента). Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

ho=hвб-as=550-50=500 мм.

Проверяем условие:

М2<Rb\*b’f\*h’f\*(ho-0,5\*h’f);

Rb\*b’f\*h’f\*(ho-0,5\*h’f)=8.5\*2100\*60\*(500-0,5\*60)=453.03 кН\*м;

121.55 кН\*м<453.03 кН\*м - условие выполняется, т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной b=b'f мм.

αm=М2/Rb\*b’f\*h02=121.55/7.65\*2100\*5002=0.030<αR=0.39 т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Требуемая площадь сечения растянутой арматуры:

Аsтр=Rb\*b’f\*ho\*[1-(1-2\*αm)0,5]/Rs=7.65\*2100\*500\*[1-(1-2\*0.030)0,5]/355=695.5 мм2.

Принимаем: 2∅22 A400 (АS=760.3 мм2).

Сечение 4-4

Сечение 4-4 рассматривается как тавровое сечение (учитывая знак действующего в сечении момента). Расчет производим в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверяется условие:

М1<Rb\*b’f\*h’f\*(ho-0,5\*h’f);

83.57 кН\*м<453.03 кН\*м - условие выполняется, т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной b=b'f.

αm=М1/Rb\*b’f\*h02=83.57/7.65\*2100\*5002=0.021<αR=0.39 т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры:

Аsтр=Rb\*b’f\*ho\*[1-(1-2\*αm)0,5]/Rs=7.65\*2100\*500\*[1-(1-2\*0.021)0,5]/355=475.81 мм2

Принимаем: 2∅18 А400 (АS=508.9 мм2).

Сечение 2-2

Сечение 2-2 проходит по грани главной балки, учитывая знак действующего в сечении момента, рассматривается как прямоугольное размерами bвб=200 мм, hвб=550 мм.

ho=hвб-asс=550-50=500 мм.

αm=М2/Rb\*bвб\*ho2=121.55/7.65\*200\*5002=0.318

αR=0.39

Так как αm<αr, то сжатая арматура по расчету не требуется, примем её конструктивно: 2∅12 A400 (АSС=226.2 мм2).

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

As=Rb\*bвб\*h0\*[1-(1-2\*αm)0.5]/Rs=7.65\*200\*500\*[1-(1-2\*0.318)0.5]/355=854.1 мм2

Принимаем:

- сжатую арматуру: 2∅12 A400 (АSС=226.2 мм2).

- растянутую арматуру: 2∅25 A400 (As=981.7 мм2).

Сечение 5-5

Сечение проходит по грани главной балки, учитывая знак действующего в сечении момента, рассматривается как прямоугольное размерами bвб=200 мм, hвб=550 мм.

αm=М1/Rb\*bвб\*h02=83.57/7.65\*200\*5002=0.218

αR=0.39

Так как αm<αr, то сжатая арматура по расчету не требуется, примем её конструктивно: 2∅12 A400 (АSС=226.2 мм2).

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры:

As=Rb\*bвб\*h0\*[1-(1-2\*αm)0.5]/Rs=7.65\*200\*500\*[1-(1-2\*0.218)0.5]/355=538.0 мм2

Принимаем:

- сжатую арматуру: 2∅12 A400 (АSС=226.2 мм2).

- растянутую арматуру: 2∅20 A400 (As=628.3 мм2).

Сечение 3-3

В сечении 3-3 проверяется прочность балки в точке теоретического обрыва рабочей арматуры. Расчет ведется для прямоугольного элемента с одиночной арматурой.

М3=70.668 кН\*м.

hо.в.б.=500 мм.

x=Rs\*As/(Rb\*bвб)=355\*981.7/(7.65\*200)=227.8 мм.

Мcrc=7.65\*200\*227.8\*(500-227.8/2)=134.6 кН\*м.

Проверяем условие Мcrc≥М3,

134.6 кН\*м ≥ 70.668 кН\*м – условие выполняется, следовательно, прочность выбранных параметров сечения достаточна.

###

### **6.3.3 Расчет прочности второстепенных балок по наклонному сечению**

Сечение II-II.

Расчетная сила Q2=Qmax=143.77 кН.

Mb=1.5\*Rbt\*bвб\*h02=1,5\*0.675\*200\*0.52=50.63 кН\*м.

Полная погонная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

qпер=gпер\*L3+bвб\*hвб\*1\*2500\*9.81\*1.1\*0.95=

=18.952\*2.133+0.55\*0.2\*1\*2500\*9.81\*1.1\*0.95=43.251 кН/м.

Временная расчетная нагрузка на 1 погонный метр второстепенной балки:

qVпер=ΣVпер\*L3=16.3\*2.133=34.773 кН/м.

q1=qпер-0,5\*qVпер=43.251-0,5\*34.773=25.864 кН/м.

Qb1=2\*(Mb\*q1)0.5=2\*(50.63\*25.864)0.5=72.370 кН > 2\*Mb/h0-Qmax=2\*50.63/0.5-143.77=58.726 кН.

Интенсивности хомутов при Qb1≥2\*Mb/h0-Qmax:

qsw=(Qmax2-Qb12)/(3\*Mb)=(143.772-72.3702)/(3\*50.63)=101.620 кН/м.

Rbt\*bвб\*h0=0.675\*200\*0.5=67.50 кН.

Qb1=72.370 кН > ϕn\*Rbt\*bвб\*h0=67.50 кН =>

при Qb1>Rbt\*bвб\*h0 принимаем qsw=101.620 кН/м.

Итак, qsw=101.620 кН/м.

qsw=101.620 кН/м > 0,25\*Rbt\*bвб=0,25\*0.675\*200=33.750 кН/м.

Так как qsw>0,25\*Rbt\*bвб, то примем qsw=101.620кН/м.

Окончательно получаем qsw=101.620 кН/м.

Задаемся шагом поперечных стержней.

На приопорных участках принимаем шаг S1 из условий:

S1≤hвб/3=550/3=183 мм, S1≤500 мм.

В средней части пролета назначаем шаг S2 из условий:

S2≤0,75\*hвб=0,75\*550=413 мм, S2≤500 мм.

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

Sw.max=Rbt\*bвб\*h02/Q=0.675\*200\*5002/143.77=235 мм.

Принимаем шаг хомутов у опоры S1=150 мм, в пролете S2=400 мм.

Требуемая площадь одного поперечного стержня арматуры у опор:

Asw=qsw\*S1/Rsw\*n=101.620\*150/285=26.7 мм2,

где n=2 шт - количество поперечных стержней в сечении у опор.

Диаметр одного поперечного стержня арматуры у опор назначаем по требуемой площади одного поперечного стержня и из условия свариваемости, диаметр одного поперечного стержня арматуры в пролете - из условия свариваемости:

dsw≥0.25\*ds.max=0,25\*25=6.3 мм.

Принимаем:

- в поперечном сечении у опор 2 стержня диаметром dsw1=8 мм (Asw1=100.5 мм2),

- в поперечном сечении в пролете 2 стержня диаметром dsw2=8 мм (Asw2=100.5 мм2).

Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами.

Qmax=143.77 кН<0.3\*Rb\*bвб\*h0=0.3\*7.65\*200\*0.5=229.5 кН =>

прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Сечение III - III.

Расчетная сила Q3=Qmax=119.81 кН.

Mb=1.5\*Rbt\*bвб\*h02=1,5\*0.675\*200\*0.52=50.63 кН\*м.

Qb1=2\*(Mb\*q1)0.5=2\*(50.63\*25.864)0.5=72.370 кН < 2\*Mb/h0-Qmax=2\*50.63/0.5-119.81=82.688 кН.

Интенсивности хомутов при Qb1<2\*Mb/h0-Qmax:

qsw=(Qmax-Qb1)/(1.5\*h0)=(119.81-72.370)/(1.5\*0.5)=63.255 кН/м.

Rbt\*bвб\*h0=0.675\*200\*0.5=67.50 кН.

Qb1=72.370 кН > Rbt\*bвб\*h0=67.50 кН =>

при Qb1>Rbt\*bвб\*h0 принимаем qsw=63.255 кН/м.

Итак, qsw=63.255 кН/м.

qsw=63.255 кН/м > 0,25\*Rbt\*bвб=0,25\*0.675\*200=33.750 кН/м.

Так как qsw>0,25\*Rbt\*bвб, то примем qsw=63.255 кН/м.

Окончательно получаем qsw=63.255 кН/м.

Задаемся шагом поперечных стержней.

На приопорных участках принимаем шаг S1 из условий:

S1≤hвб/3=550/3=183 мм, S1≤500 мм.

В средней части пролета назначаем шаг S2 из условий:

S2≤0,75\*hвб=0,75\*550=413 мм, S2≤500 мм.

Шаг хомутов, учитываемых в расчете, должен быть не более значения:

Sw.max=Rbt\*bвб\*h02/Q=0.675\*200\*5002/119.81=282 мм.

Принимаем шаг хомутов у опоры S1=150 мм, в пролете S2=500 мм.

Требуемая площадь одного поперечного стержня арматуры у опор:

Asw=qsw\*S1/Rsw\*n=63.255\*150/285=16.6 мм2,

где n=2 шт - количество поперечных стержней в сечении у опор.

Принимаем, учитывая условие свариваемости (dsw≥0.25\*ds.max=0,25\*25=6.3 мм):

- в поперечном сечении у опор 2 стержня диаметром dsw1=8 мм (Asw1=100.5 мм2),

- в поперечном сечении в пролете 2 стержня диаметром dsw2=8 мм (Asw2=100.5 мм2).

Проверка прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами.

Qmax=119.81 кН<0.3\*Rb\*bвб\*h0=0.3\*7.65\*200\*0.5=229.5 кН => прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами обеспечена.


#### Рис. 6.5.Каркасы второстепенной балки.

# Библиографический список

1. ГОСТ 23279-85. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. – Москва, Госстрой СССР, 1985.
2. ГОСТ 27215-87. Плиты перекрытий железобетонные ребристые высотой 400 мм для производственных зданий промышленных предприятий. Технические условия. – Москва, Госстрой СССР, 1987.
3. ГОСТ 27772-88. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. – Москва, Госстрой СССР, 1989.
4. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
5. ГОСТ 6727-80\*. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – Москва, Госстрой СССР, 1994.
6. Серия 1.442.1-1.87. Плиты перекрытий ЖБ ребристые высотой 400 мм (Вып. 1).
7. Серия 1.442.1-1.87. Плиты перекрытий ЖБ ребристые высотой 400 мм (Вып. 4).
8. СНиП 2.01.07 – 85\*. Нагрузки и воздействия. – Москва, Министерство строительства РФ, 1996г.
9. СНиП 2.03. 01 – 84. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
10. СНиП 52-01-03. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.
11. СП 52-101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. – ГУП НИИЖБ Госстроя России.
12. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – ГУП НИИЖБ Госстроя России.
13. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (К СП 52-101-2003) – ГУП НИИЖБ Госстроя России, Москва, 2005.
14. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (К СП 52-102-2004) – ГУП НИИЖБ Госстроя РФ.
15. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1985, 728 с.
16. Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под. ред. А. Я. Барашикова. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1987 – 416 с.
17. Бетонные железобетонные конструкции. Проектирование монолитных перекрытий каркасных зданий (Пример расчета). Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 290300 «Промышленное и гражданское строительство» – ИГАСУ. Сост.: А. О. Рязанский, А. А. Абрамов - Пермь, 2003 - 28 с.
18. Железобетонные конструкции. Примеры расчета несущих конструкций каркаса многоэтажного производственного здания (Компоновка, статический расчет многоэтажной рамы, расчет и конструирование панели перекрытия): Методические указания по курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 2903 – Иванов. инж. – строит. ин-т; Сост.: И.Т. Мирсаяпов, Н.Г. Палагин. Пермь, 1990, 40 с.
19. Железобетонные конструкции. Примеры расчета несущих конструкций каркаса многоэтажного производственного здания (Расчет и конструирование ригеля перекрытия, колонны и узлов сопряжения элементов). Методические указания по курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 2903 – Промышленное и гражданское строительство – Иванов. инж. – строит. ин-т; Сост.: И.Т. Мирсаяпов, Н.Г. Палагин. Пермь, 1991, 27 с.
20. Конструирование несущих конструкций каркаса многоэтажного производственного здания (Ригели таврового и прямоугольного профиля): Методические указания для курсового и дипломного проектирования для студентов специальности 2903 – Иванов. Инж.– строит. Ин-т; Сост. И. Т. Мирсаяпов. Пермь, 1988, 32 с.
21. Проектирование монолитных перекрытий каркасных зданий: Методические указания к курсовому проекту «Проектирование железобетонного перекрытия многоэтажного каркасного здания». – Иванов. инж.-строит. институт: сост. Н. Л. Марабаев, Пермь, 1987 г.
22. Расчет несущих конструкций каркаса многоэтажного производственного здания (Компоновка, статический расчет многоэтажной рамы, расчет и конструирование панели перекрытия): Методические указания по курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 2903 – Иванов. инж. – строит. ин-т; Сост.: И.Т. Мирсаяпов. Пермь, 1989, 51 с.
23. Курсовой проект №1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» по теме: «Многоэтажное производственное здание» – Лопатин А. Н. ИГАСУ. Пермь, 2009 г.
24. Курсовой проект №1 по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции» по теме: «Расчет несущих конструкций каркаса многоэтажного производственного здания» – Вяхирев И.С. ИГАСУ, Пермь, 2005 г.
25. Расчетно-графическая работа по дисциплине железобетонные «Железобетонные и каменные конструкции» на тему: «Проектирование элементов каркаса многоэтажного общественного здания» – Арсенов Н. В. ИГАСУ, Пермь, 2009 г.
26. Строительные конструкции. Учебное пособие. Малбиев С.А., Телоян А.Л., Лопатин А.Н. Пермь, 2006 г.