Министерство образования и науки Российской Федерации

Новосибирский государственный архитектурно-строительный университет
(СИБСТРИН)

 Кафедра железобетонных

 конструкций

КУРСОВАЯ РАБОТА

на тему: «Сборные железобетонные конструкции многоэтажного каркасного здания (связевой вариант)»

Выполнила: студентка 352 группы Макарова С. М.

Проверила: Мельник Т. Н.

Новосибирск

2009

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА К КУРСОВОЙ РАБОТЕ

«Сборные железобетонные конструкции многоэтажного каркасного здания (связевой вариант)»

СОДЕРЖАНИЕ

Исходные данные

 I Компоновка здания

1. Вариантное проектирование

 1.1. Вариантное проектирование № 1

 1.2. Вариантное проектирование № 2

 2. Сбор нагрузок на междуэтажные перекрытия и на покрытие

 2.1. Сбор нагрузок на междуэтажные перекрытия

 2.2. Сбор нагрузок на покрытие

 2.3. Назначение размера сечения колонн

 3. Определение габаритных размеров несущих конструкций

 3.1. Расчет длины ригелей

 3.2. Расчет длины панелей

 4. Расчет расхода материалов для технико-экономических показателей

 4.1. Подсчет объема бетона

 4.2. Расход стали

 4.2.1. Расход стали на панели перекрытия

 4.2.2. Расход стали на ригели

 Таблицы TEPS

 Таблица технико-экономического сравнения вариантов

 5. Технико-экономическое сравнение вариантов

6. Расчет и конструирование рядовой панели перекрытия по 2 варианту

 6.1.Подбор сечений

 6.2.Расчет по прочности нормальных сечений

 6.3. Расчет по наклонным сечениям

7 Расчет и конструирование средней колонны первого этажа

 7.1 Сбор нагрузок

 7.2 Расчет прочности нормального сечения

 7.3. Конструирование

I КОМПОНОВКА ЗДАНИЯ

1. ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ

В курсовой работе требуется запроектировать 2 варианта балочной клетки железобетонного перекрытия.

**1.1. Вариантное проектирование №1**

Ригели ориентируются в поперечном, а панели перекрытий - в продольном направлениях (рис. 1, а). При расстоянии между продольными осями колонн 6000 мм номинальную ширину рядовых панелей назначаем равной 1200 мм, межколонных – 1200мм. Фактическая проектная ширина с учетом допусков будет на 10 мм меньше.

**1.2. Вариантное проектирование № 2**

Ригели ориентируются в продольном, а панели перекрытий - в поперечном направлениях (рис. 1, б). При расстоянии между поперечными осями колонн 5000 мм номинальную ширину рядовых панелей назначаем равной 1200мм, межколонных - 1400 мм. Фактическая проектная ширина с учетом допусков будет на 10 мм меньше.

2. СБОР НАГРУЗОК НА МЕЖДУЭТАЖНЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ И НА ПОКРЫТИЕ.

Таблица 1

**2.1. Сбор нагрузок на междуэтажные перекрытия**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кПа | Коэффициент надежности, γf | Расчетная нагрузка, кПа |
| 1)Постоянная нагрузка:-пол-собственный вес панели | 12,7 | 1,21,1 | 1,22,97 |
| Итого | qn=3,7 |  | q=4,17 |
| 2)Временная нагрузка-длительная-кратковременная | 6,06,0 | 1,21,2 | 7,27,2 |
| Итого | pn=12 |  | p=14,4 |
| Полная | qn + pn=15,7 |  | q + p=18,57 |
| Постоянная и длительная | 9,7 |  | 11,37 |

 Таблица 2

**2.2. Сбор нагрузок на покрытие**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Наименование нагрузки | Нормативная нагрузка, кПа | Коэффициент надежности, γf | Расчетная нагрузка, кПа |
| 1)Постоянная нагрузка:-кровля-собственный вес панели | 1,22,7 | 1,21,1 | 1,442,97 |
| Итого | qn=3,9 |  | q=4,41 |
| 2)Временная нагрузка от снега-длительная-кратковременная | 0,840,84 | 0,70,7 | 0,60,6 |
| Итого | pn=1,68 |  | p=1,2 |
| Полная | qn + pn=5,58 |  | q + p=5,61 |
| Постоянная и длительная | 4,74 |  | 5,01 |

**2.3. Назначение размера сечения колонн**

Для назначения размеров сечения колонн приближенно, без учета собственного веса ригелей и колонн, определяем расчетную нагрузку на колонну первого этажа. По табл.1 расчетная нагрузка на перекрытие равна 18,57 кПа. При четырех междуэтажных перекрытиях и грузовой площади колонны 5×6=30 м2  нагрузка на колонну составит 4×18,57×30=2396,7 кН. По табл.2 расчетная нагрузка на покрытие – 5,61 кПа, нагрузка на колонну – 5,61×30=168,3 кН.

Полная нагрузка: 2396,7+168,3=2565кН>2500 кН. Значит, принимаем сечение колонн 400×400 мм.

3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГАБАРИТНЫХ РАЗМЕРОВ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

**3.1. Расчет длины ригелей.**

**Вариант 1:**

Номинальная длина ригелей =6000мм. Так как привязка крайних колонн осевая, проектная длина =6000-400-40=5560мм.

Полезная расчетная нагрузка: 12кН/м2 ∙1,2=14,4 кН/м2

Размеры сечения ригелей по табл.1[1] назначаем равными мм с шириной полки мм.

500

200







*h*

*b*

400

200

200







*f*

*b*

**Вариант 2:**

Номинальная длина ригелей =5000мм. Так как привязка крайних колонн осевая, проектная длина =5000-400-40=4560мм.

Полезная расчетная нагрузка: 12кН/м2 ∙1,2=14,4 кН/м2

Размеры сечения ригелей по табл.1[1] назначаем равными мм с шириной полки мм.

**3.2. Расчет длины панелей.**

**Вариант 1:**

Номинальная длина панелей =5000мм.

Тогда проектная длина панелей с учетом зазоров =5000-200-20=4780мм.

Расчетная длина = -90=4780-90=4690

При расстоянии между продольными осями колонн 6000 мм номинальную ширину доборной плиты назначаем 600+200=800 мм. Фактическая проектная ширина с учетом допусков будет на 10 мм меньше.

**Вариант 2:**

Номинальная длина панелей =6000мм.

Тогда проектная длина панелей с учетом зазоров =6000-200-20=5780мм.

Расчетная длина =5780-90=5690. При расстоянии между поперечными осями колонн 5000 мм номинальную ширину доборной плиты назначаем 700+200=900 мм. Фактическая проектная ширина с учетом допусков будет на 10 мм меньше.

4. РАСЧЕТ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ.

**4.1. Подсчет объема бетона**

,

где

 — объем конструкции, м3;

 — конструктивная (проектная) длина, м;

 — проектная ширина, м;

 — толщина, м;

**Вариант 1:**

Объем рядовой панели:

п1=4,78∙1,19∙0,1=0,57 м3

Объем межколонной панели:

п2=4,78∙1,19∙0,1=0,57 м3

Объем доборной панели:

п3=4,78∙0,79∙0,1=0,38 м3

Объем двухполочного ригеля:

р1=5,56∙(0,35∙0,2+0,15∙0,4)=0,78 м3

Объем однополочного ригеля:

р2=5,56∙(0,35∙0,2+0,15∙0,3)=0,64 м3

**Вариант 2:**

 п1=5,78∙1,19∙0,1=0,69 м3

 п2=5,78∙1,39∙0,1=0,8 м3

 п3=5,78∙0,89∙0,1=0,51 м3

 р1=4,56∙(0,2∙0,4+0,4∙0,15)=0,64 м3

 р2=4,56∙(0,2∙0,4+0,3∙0,15)=0,57 м3

**4.2. Расход стали**

,

где

B – общий расход стали, кг;

V – объем бетона конструкции, м3;

Во ст – расход стали на 1 м3;

Таблица 3

Показатели расхода стали на 1 м3 бетона для плит перекрытия

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Вид элемента | Полная нормативная нагрузка qН , Н/м2 | Расход стали Во ст, кг/м3 бетона при рабочей арматуре |
| Класс АIII | Класс АII |
| Плита ребристая Ребрами вниз | 500010000150002000025000 | 6990117139177 | 80102136160205 |

Таблица 4

Показатели расхода стали на 1 м3 бетона для ригелей

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Вид элемента | Полная нормативная нагрузка qН , Н/м | Расход стали Во ст, кг/м3 бетона при рабочей арматуре |
| Класс АIII | Класс АII |
| Ригели перекрытия | 300006000090000120000150000 | 160178202230270 | 181200225260310 |

**4.2.1. Расход стали на панели перекрытия**

Так как полная нормативная нагрузка qН=15,7-2,7=13 кН/м2 (табл.1), то из табл. 3 принимаем

Вост=90+(13000-1000)\*((117-90)\(15000-10000))=106,2кг/м3

**Вариант 1:**

1) Вп1=0,57 м3∙106,2кг/м3 =60,53 кг

2) Вп2=0,57 м3∙106,2кг/м3 = 60,53кг

3) Вп3=0,38 м3∙106,2кг/м3 =40,35 кг

**Вариант 2:**

1) Вп1=0,69 м3∙106,2кг/м3 =73,28 кг

2) Вп2=0,8 м3∙106,2кг/м3 =85 кг

3)Вп3=0,51 м3∙106,2кг/м3 =54,16 кг

**4.2.2. Расход стали на ригели**

qН (кН/м)= qН (кН/м2)×b гр + b × h × γ,

где

γ=25 кН/м3-объемный вес железобетона

b гр = - для двухполочного ригеля

b гр = – для однополочного ригеля

qН(кН/м2) –полная нормативная нагрузка (из табл.1).

**Вариант 1:**

1) qН (кН/м)=15,7∙5+(0,35∙0,2+0,4∙0,15) ∙25=81,75 кН/м

по табл. 4 принимаем Во ст=178+(81,75-60)\*((202-178)\(90-60))=195,4 кг/м3

 Т.о. Вр1=0,78 м3∙195,4 кг/м3=152,41 кг

2) qН (кН/м)=15,7∙2,5+(0,2∙0,35+0,3∙0,15) ∙25=42,125 кН/м

по табл. 4 принимаем Во ст=160+(49,97-30)\*((178-160)\(60-30))=172 кг/м3

 Т.о. Вр2=0,64 м3∙172 кг/м3=110,08 кг

**Вариант 2:**

1) qН (кН/м)=15,7∙6+(0,2∙0,4+0,4∙0,15) ∙25=95,78 кН/м

по табл. 4 принимаем Во ст=202+(95,78-90)\*((230-202)\(120-90))=207,4 кг/м3

 Т.о. Вр1=0,64 м3∙207,4 кг/м3=132,74 кг

2) qН (кН/м)=15,7∙3+(0,2∙0,4+0,3∙0,15) ∙25=50,225 кН/м

по табл. 4 принимаем Во ст=160+(42,4-30)\*((178-160)\(60-30))=167,44 кг/м3

 Т.о. Вр2=0,57 м3∙167,44 кг/м3=95,44 кг

5. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ СРАВНЕНИЕ ВАРИАНТОВ

Расчеты технико-экономических показателей приведены в табл. 5.

По данным технико-экономических показателей принимаем 2 вариант проектирования. И в дальнейшем рассчитываем рядовую плиту 2 варианта.

Таблица 5. Технико-экономическое сравнение вариантов компоновки перекрытия.

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № варианта | Маркаизделия | Кол-во на в-т, Шт | Расход материалов | Себестоимость | Трудоёмкость | Приведённые затраты  |
| Бетон, м3 | Сталь, кг |
| На ед. | на в-т | на ед. | на в-т | на ед. | на в-т | на ед. | на в-т | на ед. | на в-т |
| 1 | П1 | 116 | 0.57 | 66.12 | 60.53 | 7021.48 | 142.22 | 16497.52 | 24.05 | 2789.8 | 188.21 | 21832.36 |
| П2 | 19 | 0.57 | 10.83 | 60.53 | 1150.07 | 142.22 | 2702.18 | 24.05 | 456.95 | 188.21 | 3575.99 |
| П3 | 21 | 0.38 | 7.98 | 40.35 | 847.35 | 142.71 | 2996.91 | 31.79 | 667.59 | 183.43 | 3852.03 |
| Р1 | 25 | 0.78 | 19.5 | 152.41 | 3810.25 | 130.52 | 3263 | 17.60 | 440 | 183.75 | 4593.75 |
| Р2 | 8 | 0.64 | 5.12 | 110.08 | 880.64 | 103.77 | 830.16 | 16.43 | 131.44 | 145.52 | 1164.16 |
|  | **ИТОГО** |   |   | **109.55** |  | **13709,79** |  | **26289.77** |  | **4485.78** |  | **35018.29** |
| 2 | П1 | 87 | 0.69 | 60.03 | 73.28 | 6375.36 | 149.48 | 13004.76 | 21.96 | 1910.52 | 200.38 | 17433.06 |
| П2 | 25 | 0.8 | 20 | 85 | 2125 | 157.68 | 3942 | 20.68 | 517 | 213.42 | 5335.5 |
| П3 | 8 | 0.51 | 4.08 | 54.16 | 433.28 | 141.17 | 1129.36 | 25.97 | 207.76 | 185.23 | 1481.84 |
| Р1 | 19 | 0.64 | 12.16 | 132.74 | 2522.06 | 111.10 | 2110.9 | 16.55 | 314.45 | 156.26 | 2968.94 |
| Р2 | 21 | 0.57 | 11.97 | 95.44 | 2004.24 | 92.14 | 1934.94 | 15.78 | 331.38 | 129.05 | 2710.05 |
|  | **ИТОГО** |   |   | **108.24** |  | **13459.94** |  | **22121.96** |  | **3281.11** |  | **29929.39** |

6 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЯДОВОЙ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО 1 ВАРИАНТУ.

**6. Расчет и конструирование плиты перекрытия**

Плита – балка, свободно лежащая на двух опорах, загруженная равномерной нагрузкой.

Определении усилий от расчетных нагрузок:

q=q(H\м^2)\*bn=18,57\*1,2=22,284 кН\м

Мmax=qр(кН/м)\*L02/8\*0,95 [кН\*м] ;

Qmax=(qp\*L0/2)\*0,95 [кН] ;

Мmax=22,284\*5,692/8\*0,95=85,67 кН\*м ;

 Qmax=(22,284\*5,69/2)\*0,95=60,23 кН ;

 Определение расчетных сопротивлений материалов:

Бетон В35 => RВ=19,5 ; RBt=1,3

Арматура АΙΙI => RS=365 МПА ;

Ребристая плита перекрытия.

15

50

100

15

H=300

50

150

80

80

bk=1190

Рис. 5



Рис. 6

a

b

H



b’f = 1160

 h’f = 50 мм

H = 300 мм*;*

h0 = 260*;*

*;*

Прежде чем приступить к расчету таврового сечения, необходимо определить местонахождение нейтральной оси сжатой зоны. Для этого проверим условие:

= 19500\*0,9\*115\*5\*(26-5\2) = 237144375Н\*см

237144375Н Н\*см > 8567000Н\*см - условие выполняется => нейтральная ось сжатой зоны находится в полочке. Ведем расчет как для прямоугольного сечения с шириной b’f = 1160 мм

1160

x

300

50

260

Рис.7

40

160

;

А0 = М\( RВ\*b\* h0) = 0,08=> ; ;

; =>

As = M\(n\* RS \* h0)= 8567000\(0,977\*0,9\*36500\*26) = 7,41 см^2

Принимаем по сортаменту для растянутой зоны:

2Ө22 АIII с As =7,6 см^2

В сжатой зоне принимаем Ө12.

 **6.1 Расчет прочности по наклонным сечениям.**

Рис. 8

Прежде всего, принимаем поперечную арматуру по конструктивным соображениям.

Шаг поперечной арматуры при равномерно распределенной нагрузке на ¼ приопорного участка:

h = 400 => S= 200 мм

В средней части пролета шаг принимаем не больше ¾h.

¾ h = 3\*4/4 = 300 мм => шаг принимаем 300мм

Диаметр поперечной арматуры принимается не меньше ¼ максимального диаметра рабочей продольной арматуры.

dmax = 22 => 22/4 = 5,5 мм. Принимаем поперечную арматуру диаметром 6 мм, класса АIII.

Проверим правильность выбора поперечной арматуры, для этого проверим условие:

где - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

 - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном.

где - длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось;

где - расчетное сопротивление осевому напряжению;

 - полезная или рабочая высота);

 - коэффициент, учитывающий влияние вида бетона;

 - коэффициент, учитывающий влияние продольных сил;

 - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах.

 = 1,3 МПа(100);

 = 400 – 40 = 360 мм;

;

φf = (0,75\*2\*3\*50^2)/(160\*360)=0,2<0,5

Mb = 2\*(1+0.2+0)\*130\*0,9\*16\*36^2 = 5822668,8 H\*см

,

 .

S - шаг поперечных стержней на ¼ приопорного участка;

- площадь сечений стержней;

- расчетное сопротивление поперечной арматуры.

= 0,57 ;

=285 МПа(100).

- длина проекции опасной наклонной трещины на продольную ось.



= 73,25 см

2-й случай расчета. Т.е.

C = Cmax = 3,33\*36 = 119,88 см

= = 36 см

36 = 37368 Н;

5822668,8/119,88 = 48570,8 Н;

37368 + 48570,8 = 85938,8 Н;

60230;

 => поперечная арматура подобрана верно: диаметр 6 мм, класса АIII.

**7. Расчет и конструирование колонны**

**7.1 Сбор нагрузок**

Грузовая площадь колонны 6 = 30 м^2. Расчетная нагрузка нот перекрытий одного этажа 18,57 \* 30= 557,1 кН в том числе постоянная и длительная 11,37 \* 30 = 341,1 кН

Расчетная нагрузка от собственного веса ригеля:

N2= 0,64 \* 25 \* 1,1 = 17,6 кН

где -объем ригеля;

 = 25 кН/ – объемный вес железобетона;

 =1,1 – коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетная нагрузка от собственного веса колонны:

N3 = (0,4\*0,4\*3,6 + 2\*0,4\*0,15\*0,15)\*25\*1,1 = 16,72 кН

Расчетная нагрузка от покрытия (Таблица 2) на колонну 5,61\*30 = 168,3 кН, в том числе постоянная и длительная 5,01 \* 30 = 150,3.

Суммарная продольная сила в колонне (с учетом коэффициента надежности по назначению ):

= (3\*557,1 + 4\*17,6 + 4\*16,72 + 168,3 ) \* 0,95 = 1878,036 кН

От постоянных и длительных нагрузок:

Nl = (3\*279,675 + 4\*17,6 + 4\*16,72 + 150,3)\*0,95 = 1130,58 кН

**7.2 Расчет прочности нормального сечения:**

Условие прочности имеет вид : N<=φ[Rb\*Ab+(AS+AS’),

где Ab=400\*400=160000мм2-площадь бетонного сечения ,φ-коэффициент , учитывающий гибкость колоны и длительность действия нагрузки.

Преобразуя формулу, получим:

 Коэффициент φ определяем последовательными приближениями. В первом приближении принимаем φ = φ2. В нашем случае, при

lo / h = 3600 / 400 = 9 и Nl / N =1130,58/1878,036=0,602 коэффициент

φ1 = 0,92, φ2 = 0,91.

При φ = φ2 определяем (Аs + Аs ') = 1878,036 \* 1000 \ (0.91 \*36500)- 1600\*19,5\*1,16\ 36500 =4790 мм2.

Проверяем:

 φ = 0.92 +2 \* (0,91 – 0.92) \* 365 \* 4790 / (19,5\*160000) = 0.91. Результаты сходятся, площадь арматуры подобрана верно. Принимаем по сортаменту 4Ø32 (А+А’)=3217мм2 АІІ .

шаг s поперечных стержней должен быть не более 500мм и не более dS 20dS , где dS – диаметр продольных стержней (в нашем случае dS=32мм).

. По условиям сварки диаметр поперечных стержней должен быть не менее 0,25dS , принимаем поперечные стержни

Ø8мм АІІІ. Согласно требованию норм , защитный слой бетона до рабочей арматуры должен составлять не менее 20 мм и не менее dS  , в нашем случае -32мм.

**Список литературы**

1. Габрусенко В.В. Сборные железобетонные конструкции многоэтажного каркасного здания : Метод. указания/ В.В. Габрусенко. – Новосибирск: НИСИ,1991.
2. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций / А.П.Мандриков. – М.: СИ,1989.
3. СНиП 2.03.01 – 84\*.Бетонные и железобетонные конструкции. – М.,1999.