**Новосибирская государственная архитектурно-художественная академия**

*Кафедра Строительного производства*

**Курсовая работа по курсу**

**Железобетонные конструкции**

Новосибирск – 2009

**Содержание**

Компоновка конструктивной схемы сборного покрытия

Расчет пустотной панели с напрягаемой арматурой по предельным состояниям первой группы

Сбор нагрузок

Определение усилий от расчетных и нормативных нагрузок

Назначение размеров сечения плиты

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси

Расчет прочности ребристой плиты по сечению, наклонному к продольной оси

Расчет верхней полки плиты на местный изгиб

**1.Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия**

Здание имеет размеры в плане 24,0х72,0 м и сетку колонн 6,0х7,2 м. принимается поперечное расположение ригелей. Пролет ригелей – 6,0 м, шаг – 7,2 м. Плиты перекрытия – пустотные предварительно напряженные. Номинальная ширина основных плит – 1,2 м, а так же плиты с номинальной шириной 1 м.

**2.Расчет пустотной панели с напрягаемой арматурой по предельным состояниям первой группы**

Расчет прочности ребристой панели включает расчет продольного ребра и полки на местный изгиб. При расчете ребра панель рассматривается как свободно лежащая балка таврового сечения, на которую действует равномерно распределенная нагрузка.

Расчетный пролет плиты Lрасч. принимают равным расстоянию между осями ее опор. При опирании на полки ригелей расчетный пролет плиты:

Lпл. = Lн – (200/2)х2 – 20х2 = 6960 мм = 6,9 м

Lрасч. = Lпл. – 40х2 = 6880 мм = 6,88 м

**3.Сбор нагрузок на 1 м2 перекрытия**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, н/м2 | γfкоэфицент надежности по нагрузке | Расчетная нагрузка, н/м2 |
| Постоянная:1.ж/б плита 2.линолеум (ρ = 18000 н/м3)3.цементно-песчанный раствор(δ=20мм, ρ=1800 кг/м3)4.шлакобетон(δ=50мм, ρ=1500 кг/м3) | 3000100360750 | 1,11,11,31,3 | 3300110468975 |
| Итого: | 4210 |  | 4853 |
| Временная (по заданию) | 3000 | 1,2 | 3600 |
| Полная нагрузка: | 7210 |  | 8453 |

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты 1 м:

qн. = 7210н/м2х1 м = 7210н/м;

qр. = 8453н/м2х1 м = 8453н/м.

**4.Определение усилий от расчетных и нормативных нагрузок**

Изгибающий момент от расчетной нагрузки в середине пролета

Поперечная сила от расчетной нагрузки на опоре

**5.Назначение размеров сечения плиты**

Принимаем h0 = hпл – а = 220мм – 20мм = 200мм.

В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетное сечение тавровое, расчетная толщина сжатой полки таврового сечения h’f = 30 мм. Расчетная ширина ребра b= 2b1+4b2 = 2х55мм+4х25мм = 210мм

**6.Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси**

Вычисляем коэффициент αm:

Принимаем: ζ = 0,99; ξ = 0,02

Вычисляем площадь сечения напрягаемой растянутой арматуры:

Принимаем 6 ∅10мм Аs = 4,710 см2.

**7.Расчет прочности ребристой плиты по сечению, наклонному к продольной оси**

Для обеспечения прочности на сжатие бетона в полосе между наклонными трещинами в элементах с поперечной арматурой должно соблюдаться условие

Qmax ≤ Q= 0,3∙φw1∙φb1∙Rb∙γb2∙b∙h0.

Коэффициент φw1, учитывающий влияние поперечной арматуры, определяется по формуле: φw1 = 1 + 5α∙ μw

Коэффициент армирования μw равен:

,

где Asw = 0,42 см2 - площадь поперечного сечения шести стержней ∅3 Вр - I, b = 210 мм,

,принимаем s = 110 мм.

Коэффициент приведения арматуры к бетону α при модуле упругости арматуры класса A-V = 190000 МПа равен:

Коэффициент

Коэффициент φb1 учитывающий влияние вида бетона

,

где коэффициент β = 0,01 для тяжелого бетона.

Величина внутреннего усилия, воспринимаемого сечением,

Q = 0,3∙ φw1∙ φb1∙Rb∙b∙h0 = 0,3х1,063х0,885х0,9х11,5 106 Н/м2х0,21м х 0,2 м = 136350,023Н

Условие Q max = 29078,32Н < Q= 136350,023Н выполняется, размеры сечения ребер достаточны.

Наклонная трещина в элементе не образуется, если главные растягивающие напряжения σmt ≤ Rbt. Для железобетонных конструкций этому условию соответствует приближенная опытная зависимость:

Коэффициент φn, учитывающий влияние продольных сил N, определяется по формуле

φn = 0,1∙N/(Rbt∙b∙h0) < 0,5

Значение 1 + φf + φn во всех случаях .принимается не более 1,5.

Значение 1 + φn принимается не более 1,5.

Коэффициент φb4 принимается равным для тяжелого бетона 1,5.

1 + φf + φn = 1,5

c0 ≤2h0;

где, коэффициент φb2 принимается равным для тяжелого бетона 2;

Отсюда ;

2h0 = 2х200мм = 400мм = 0,4м; с0 >2h0; следовательно берем с0=0,4м.

Проверим условие

Условие Q max = 29078,32Н < Q= 42525Н выполняется.

**8.Расчет верхней полки плиты на местный изгиб**

Полка работает на местный изгиб как частично защемленная на опорах плита пролетом l, равным расстоянию в свету между ребрами.

Расчетная нагрузка на 1 м полки может быть принята:

q1 = 8454 – 3300 + (1х1х0,03х25000х1,1) = 5979 Н м

Изгибающий момент для полосы шириной b = 1 м определяется с учетом перераспределения усилий:

Расчет ведем по М1>М2 для прямоугольного сечения размером 1м.

а = hf /2 = 30мм/2 = 15 мм;h0 = hf – a = 15мм.

Вычисляем коэффициент α:

Армируем полку конструктивно сеткой ∅3Вр-I с шагом 250 мм.