МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ

УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«ТУЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Институт горного дела и строительства

Кафедра Строительства, строительных материалов и конструкций

Курсовой проект

На тему «**Проектирование монолитного ребристого балочного железобетонного перекрытия**»

по дисциплине «Железобетонные и каменные конструкции Часть 2»

Выполнил

студент группы

Проверил

Доц. канд. техн. наук, доц.

Тула 2019

**СОДЕРЖАНИЕ**

[1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334489) 3

[2. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ СХЕМЫ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334489) 4

[3. РАСЧЕТ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334489) 6

[3.1. Определение расчетных пролетов плиты](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 6

[3.2. Статический расчет плиты перекрытия](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 7

[3.3. Определение толщины плиты](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 8

[3.4. Расчёт армирования плиты](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 9

[4. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334489) 11

[4.1. Определение расчетных пролетов второстепенной балки](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 11

[4.2. Статический расчет второстепенной балки](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 11

[4.3. Проверка размеров сечения второстепенной балки](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 13

[4.4. Расчет продольной арматуры второстепенной балки](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 13

[4.5. Расчёт второстепенной балки на действие поперечных сил](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334490) 15

[СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ](file:///D:\1.%20ПОИСК%20РАБОТЫ\ПРИМЕРЫ%20ОФОРМЛЕНИЯ%20РАБОТ\2.%20primer-kursovoy-raboty.doc#_Toc465334488) 19

**1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ**

Здание решено с неполным железобетонным каркасом – колонны по крайним осям отсутствуют. Ограждающие конструкции – несущие кирпичные стены. Перекрытия – ребристая конструкция. Рамы каркаса расположены поперек здания. Привязка продольных и торцевых стен равна 200 мм. Средние оси идут по центру колонн.

Железобетонные конструкции из тяжелого бетона средней плотностью 2,5 т/м3.

Согласно ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» принимаем для здания нормальный уровень ответственности (Класс сооружений КС-2).

Согласно №384-Ф3, расчетные значения усилий в элементах строительных конструкций здания или сооружения должны быть определены с учетом коэффициента надежности по ответственности, принятое значение которого не должно быть ниже 1,0 – в отношении здания и сооружения нормального уровня ответственности.

Принимаем коэффициент надежности по ответственности  = 1,0.

По варианту 10 для проектирования приняты следующие исходные данные:

- постоянная нагрузка на перекрытия *g* = 3,7 кН/м2;

- временная нагрузка на перекрытия *v* = 24 кН/м2;

- размеры перекрытия в плане *L* × *B* = 72 × 36 м;

- бетона класса В20;

- арматура класса А-400(А-III) и В-500(Вр-1).

**2. КОМПОНОВКА БАЛОЧНОЙ СХЕМЫ МОНОЛИТНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ**

При рекомендуемой величине пролетов второстепенных и главных балок от 5,0 до 7,0 м, в зависимости от интенсивности временной нагрузки на заданной длине здания в осях *L* = 72 м и ширине *В* = 36 м, могут быть приняты 12 пролетов второстепенных продольных балок и 6 пролетов главных поперечных балок.

С учетом рекомендаций [11] о целесообразности уменьшения до 10 % крайних пролетов балок в сравнении со средними, определим длины средних и крайних пролетов.

Определяем длины средних и крайних пролетов второстепенных продольных балок

*L* = 72 = 0,9*l*1 + 10*l*1 + 0,9*l*1 = 11,8*l*1, откуда длина средних пролетов

м.

Тогда величина крайних пролетов

м.

При рекомендуемом шаге второстепенных балок от 1,8 до 2,5 м в каждом из четырех пролетов главных балок могут расположиться по три пролета плиты. С учетом рекомендаций [13] о целесообразности уменьшения до 20 % крайних пролетов плиты в сравнении со средними получим

*В* = 36 = 0,8*l*2 + 16*l*2 + 0,8*l*2 = 17,6*l*2, откуда длина средних пролетов

м.

Принимая с округлением средние пролеты 2,0 м, получим величину крайних

м.

Схема монолитного перекрытия представлена на рисунке 1.

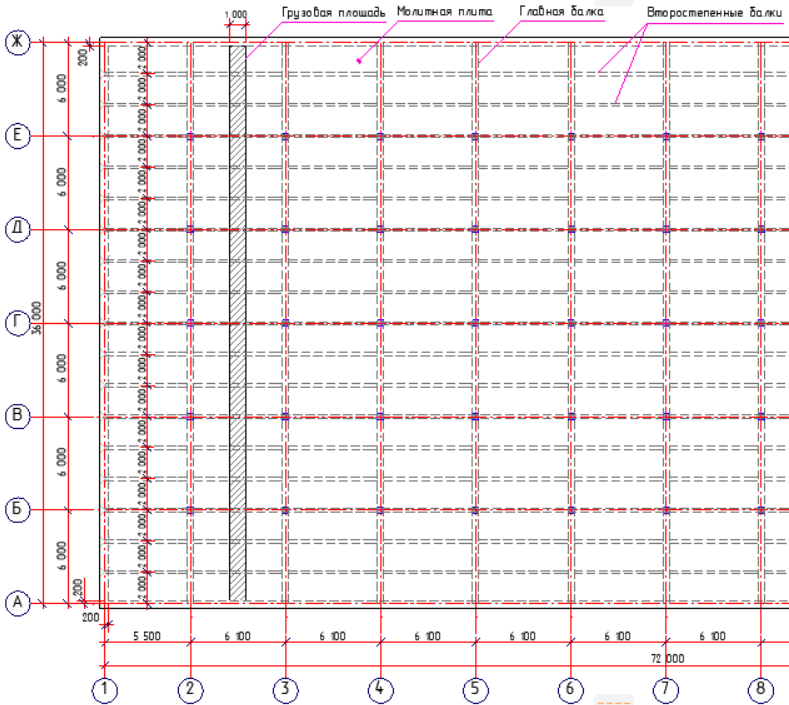


Рисунок 1 – Схема монолитного перекрытия

**3. РАСЧЕТ МОНОЛИТНОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ**

**3.1. Определение расчетных пролетов плиты**

Для определения расчетных пролетов плиты задаемся приближенно размерами поперечного сечения второстепенных балок:

мм; мм.

принимаем *h*ВБ = 600 *мм*, *b*ВБ = 200 *мм*.

За расчетные пролеты плиты принимаем:

- в средних пролетах – расстояния в свету между гранями второстепенных балок;

- в крайних – расстояния от граней второстепенных балок до середины площадок опирания плиты на стену (рис. 2).

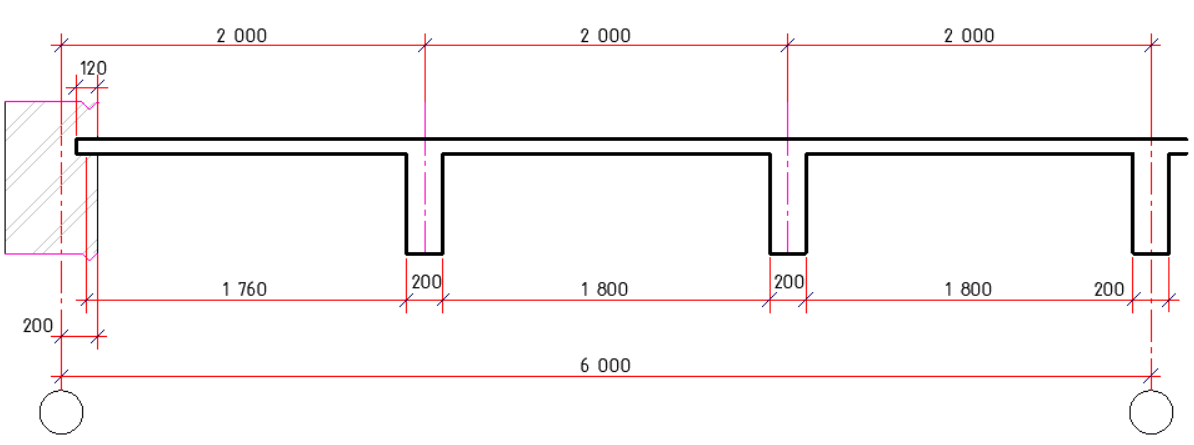


Рисунок 2 – определение расчетных пролетов плиты

При ширине второстепенных балок *b* = 200 мм, привязке продольных стен *А* = 200 мм и глубине заделки плиты в стену в рабочем направлении *а*З = =120 мм (полкирпича) получим:

*l*кр = *l*2кр − 0,5*b*ВБ – *А* + 0,5*а*З = 2000 − 0,5 ⋅ 200 – 200 + 0,5 ⋅ 120 =1760 мм;

*l*ср = *l*2ср − 2 ⋅ 0,5*b*ВБ = 2000 − 2 ⋅ 0,5 ⋅ 200 =1800 мм.

При соотношении длинной и короткой сторон 5500/2000 = 2,75 > 2, плита условно рассчитывается [4] как балочная неразрезная многопролетная, работающая в коротком направлении (рис. 3).

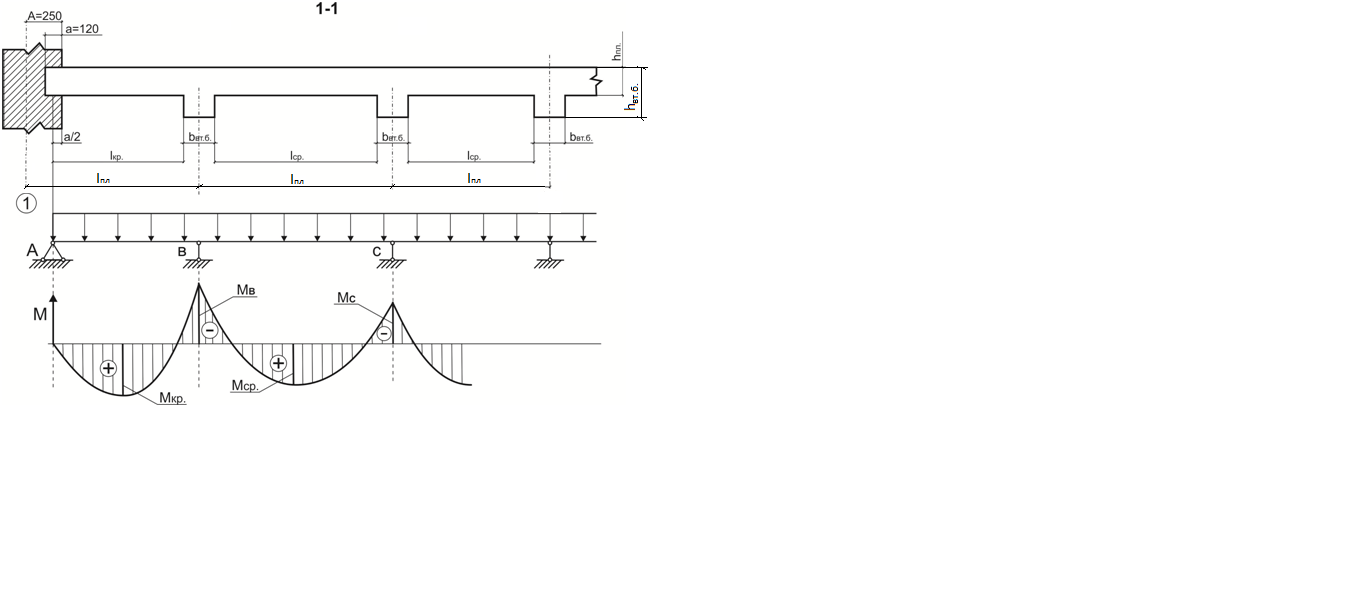


Рисунок 3 – Расчетная схема плиты перекрытия

**3.2. Статический расчет** **плиты** **перекрытия**

Для расчета монолитной плиты вырезаем условную полосу шириной 1 м вдоль рабочего направления. Полная расчетная погонная нагрузка на плиту шириной 1 м при коэффициенте надежности по нагрузке  = 1,2:

*q* = (*g* + *v*) = (3,7 + 24) ⋅ 1,2 = 33,24 кН/м.

Для эпюры изгибающих моментов в многопролетной неразрезной балке имеется 3 характерных значения: максимальные моменты в крайних и средних пролетах и на опорах.

Величины расчетных изгибающих моментов в неразрезной балочной плите с равными или отличающимися не более чем на 10 % пролетами (1760/1800 = 0,98 < 1,1) определяются с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры в соответствии с [6] по формулам:

- в крайних пролетах

9,4 кН⋅м;

- в средних пролетах и над средними опорами

6,7 кН⋅м;

- над второй от конца опорой

-9,8 кН⋅м.

**3.3. Определение толщины плиты**

Для монолитного железобетонного перекрытия принят бетон проектного класса по прочности на сжатие В20. Расчетные характеристики бетона:

- расчётная призменная прочность 11,5 МПа;

- расчётное сопротивление при растяжении 0,9 МПа.

Начальный модуль упругости бетона .

Арматуру в плите перекрытия принимаем для двух вариантов армирования:

- арматурой класса В500 с расчетным сопротивлением *R*s = 415 МПа при армировании рулонными сварными сетками (непрерывное армирование);

- арматурой класса А400 с расчетным сопротивлением *R*s = 355 МПа при армировании плоскими сетками (раздельное армирование).

Модуль упругости арматуры *Е*s = 20 ⋅ 104 МПа.

Необходимую толщину плиты перекрытия определяем при среднем оптимальном коэффициенте армирования 0,006 по максимальному моменту *М*В = 9,8 кН⋅м и ширине плиты *bf*= 1000 мм.

Расчетная высота сечения плиты *h*0 при относительной ее высоте

 0,502 – для арматуры класса В500;

 0,531 – для арматуры класса А400;

где определяется по табл. 3.2 [3].

При *αm* = *ξ*(1− 0,5*ξ*) =0,185 ⋅ (1− 0,5 ⋅ 0,185) = 0,168 и *M*max = 9,8 кН⋅м

  71 мм.

Требуемая полная высота сечения плиты при диаметре арматуры *d* = 10 мм и толщине защитного слоя 10 мм мм,

где *a* = 0,5*d* + 10 5 + 10 =15 мм.

Принимаем толщину плиты *h'f* = 90 мм. Расчетная высота сечения мм.

**3.4. Расчёт армирования плиты**

Расчеты по определению необходимого количества рабочей арматуры в многопролетной неразрезной плите монолитного перекрытия выполняем для непрерывного армирования сварными рулонными сетками из арматуры класса В500 и плоскими сварными сетками из арматуры класса А400.

Требуемую площадь сечения рабочей арматуры сеток определяем по следующему алгоритму

 или .

***Расчетное сечение в крайних пролетах***. *Мкр* = 9,4 кН⋅м.

Армировании плоскими сварными сетками из арматуры класса А400.

.

3,82 см2.

Подбираем плоские сетки из 6-ти рабочих стержней Ø 10 A400 с шагом 200 мм с *As* = 4,71 см2.

***Расчетное сечение у опор В***. *МВ* = 9,8 кН⋅м.

Армировании плоскими сварными сетками из арматуры класса А400.

.

4,0 см2.

Подбираем плоские сетки из 6-ти рабочих стержней Ø 10 A400 с шагом 200 мм с *As* = 4,71 см2.

Армировании рулонными сетками из арматуры класса В500.

.

3,42 см2.

Подбираем по две рулонные сетки из 11-ти рабочих стержней Ø 5 В500 с шагом 100 мм каждая с *As* = 2 ⋅ 2,156 = 4,31 см2.

***Расчетное сечение в средних пролетах и опор С***. *Мср* = *МС* = 6,7 кН⋅м.

Армировании рулонными сетками из арматуры класса В500.

.

2,19 см2.

Подбираем рулонные сетки из 11-ти рабочих стержней Ø 5 В500 с шагом 100 мм с *As* = 2,156 см2.

Окончательно принимаем для средних пролетов и средних опор рулонные сетки из 11-ти рабочих стержней Ø 5 В500 с шагом 100 мм с *As* = 2,156 см2; для крайних пролетов и опор с крайними пролетами – по две рулонные сетки из 11-ти рабочих стержней Ø 5 В500 с шагом 100 мм каждая с *As* = 2 ⋅ 2,156 = 4,31 см2.

**4. РАСЧЕТ ВТОРОСТЕПЕННОЙ БАЛКИ**

**4.1. Определение расчетных пролетов второстепенной балки**

Расчетная схема второстепенной балки – многопролетная неразрезная конструкция. Опорами в крайних пролетах служат кирпичная стена и главная балка, в средних пролетах – главные балки.

Расчетные средние пролеты исчисляются как расстояния в свету между гранями главных балок, а за расчетные крайние пролеты принимаются расстояния между гранями главных балок и серединами площадок опирания на стены (рис. 4).

При ширине ребер главных балок 300 мм и глубине заделки второстепенных балок в стены на 200 мм:

*l*кр = 5500 − 0,5 ⋅ 200 − 0,5 ⋅ 300 = 5250 мм;

*l*ср = 6100 − 2 ⋅ 0,5 ⋅ 300 = 5800 мм.

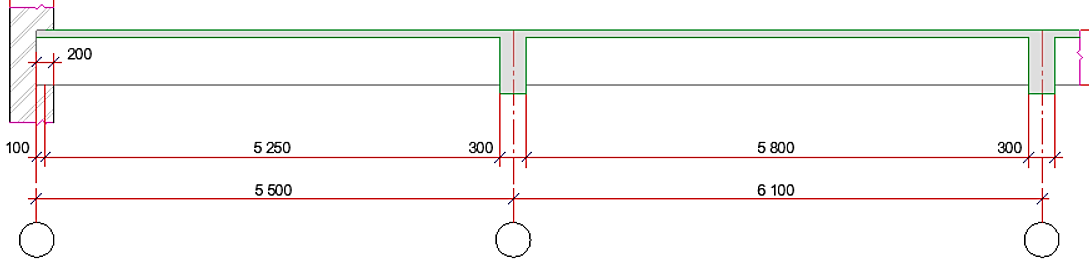


Рисунок 4 – Определение расчетных пролетов второстепенной балки

**4.2. Статический расчет второстепенной балки**

Расчетную погонную нагрузку на наиболее нагруженную второстепенную балку определяем от грузовой полосышириной *b*гр = 2 м, равной расстоянию между осями балок, с учетом собственного веса балки.

Расчетная погонная нагрузка собственного веса балки

*qс.в* = *h*б*b*б ⋅ 25 = 0,6 ⋅ 0,2 ⋅ 25 ⋅ 1,1 = 3,3 кН/м.

Полная расчетная нагрузка

*q* = *qс.в* + (*g* + *v*) *b*гр = 3,3 + (3,7 + 24) ⋅ 1,2 ⋅ 2 = 69,78 кН/м.

Расчетные изгибающие моменты в неразрезных балках с равными или отличающимися не более чем на 10 % пролетами (*l*ср / *l*кр = 580 / 525 = 1,1) в соответствии с [6] с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций определяются по формулам

- в крайних пролетах

175 кН⋅м;

- в средних пролетах и над средними опорами

147 кН⋅м;

- над вторыми от конца промежуточными опорами В

–168 кН⋅м,

где *l* – больший из примыкающих к опоре В расчетный пролет.

Величины значений возможных отрицательных моментов в средних пролетах при невыгоднейшем загружении второстепенной балки временной нагрузкой в соответствии с [6] определяются по огибающим эпюрам моментов для неразрезной балки в зависимости от соотношения временной и постоянной нагрузок по формуле

*М* = *β q* *l2*cp,

где *β* – коэффициент, принимаемый по специальной таблице определения ординат отрицательных моментов во втором и третьем пролетах в зависимости от отношения временной и постоянной нагрузок *v*/*g*.

При *v*/*g* = 24/3,7 = 6,49 для сечений на расстоянии 0,2*l* от опоры *В* во втором пролете *β*II = – 0,04 и 0,2*l* от опоры *С* в третьем пролете – *β*III = – 0,033.

*min М*II = – 0,04 ⋅ 69,78 ⋅ 5,82 = – 94 кН⋅м;

*min М*III = – 0,033 ⋅ 69,78 ⋅ 5,82 = – 77 кН⋅м.

Расчетные поперечные силы:

*Q*A = 0,4 *q l*кр = 0,4 ⋅ 69,78 ⋅ 5,25 = 147 кН;

*Q*В.Л = – 0,6 *q l*кр = – 0,6 ⋅ 69,78 ⋅ 5,25 = – 220 кН;

*Q*В.Пр = 0,5 *q l*ср = 0,5 ⋅ 69,78 ⋅ 5,8 = 202 кН;

*Q*С.Л = – *Q*С.Пр = ± 0,5 *q l*ср = ± 0,5 ⋅ 69,78 ⋅ 5,8 = 202 кН.

**4.3. Проверка размеров сечения второстепенной балки**

Необходимую высоту балки определяем по максимальному опорному моменту, задавшись шириной ребра *b* = 200 мм и приняв относительную высоту сжатой зоны ξ = 0,3, поскольку в соответствии с [6] расчетные усилия в балке подсчитаны с учетом перераспределения усилий и возможного образования в опорных сечениях пластических шарниров.

При *ξ* = 0,3 *α*m = 0,3 ⋅ (1 − 0,5 ⋅ 0,3) = 0,255, отсюда расчетная высота сечения

 мм.

Оставляем принятую высоту второстепенной балки *h* = 600 мм.

Расчетная высота сечения при однорядном расположении стержней продольной арматуры *h*0 = *h* – *a* = 600 – 35 = 565 мм.

**4.4. Расчет продольной арматуры** **второстепенной балки**

В соответствии с эпюрами моментов плита, работающая совместно с балкой, в пролетах располагается в сжатой зоне, поэтому за расчетное принимается тавровое сечение с полкой в сжатой зоне.

В опорных сечениях плита расположена в растянутой зоне и при образовании в ней трещин из работы выключается. Поэтому вблизи опор за расчетное принимается прямоугольное сечение с шириной 300 мм.

При действии в средних пролетах отрицательных моментов плита в них также оказывается в растянутой зоне, поэтому за расчетное сечение балки также принимается прямоугольное сечение.

Расчетная ширина полки в элементе таврового сечения при  в соответствии с п. 3.26 [3] принимается меньшей из двух величин:

мм;

.

Принимаем *b'f* = 2000 мм.

**Расчет прочности по нормальным сечениям.**

Граница сжатой зоны в пролетах проходит в полке, и расчёт сечения балки выполняем как прямоугольного с шириной = 200 см.

***Сечение в крайнем пролёте***. *Мкр* = 175 кН⋅м.

.

8,89 см2.

Принимаем продольную арматуру из 2 Ø 25 A400 с *As* = 9,82 см2 > 8,89 см2.

***Сечение в среднем пролёте***. *Мср* = 147 кН⋅м.

.

7,39 см2.

Принимаем продольную арматуру из 2 Ø 22 A400 с *As* = 7,6 см2 > 7,39 см2.

На отрицательные пролётные и опорные изгибающие моменты сечения балки работают с полкой в растянутой зоне, поэтому рассчитываем их как прямоугольные с шириной *b* = 20 см.

***Сечение у первой промежуточной опоры***. *МВ* = 168 кН⋅м.

.

9,66 см2.

Принимаем продольную арматуру из 2 Ø 22 A400 и 2 Ø 12 A400 с *As* = 9,86 см2 > 9,66 см2.

***Сечение над средними опорами***. *МС* = 147 кН⋅м.

.

8,25 см2.

Принимаем продольную арматуру из 2 Ø 20 A400 и 2 Ø 12 A400 с *As* = 8,54 см2 > 8,25 см2.

**4.5. Расчёт второстепенной балки на действие поперечных сил**

Расчет балки на действие поперечных сил будем выполнять на максимальную поперечную силу у опоры В: *Q*max = *Q*B = 220 кН;

В двух плоских каркасах при диаметре стержней продольной арматуры 25 мм поперечные стержни из условия технологии сварки принимаем диаметром 8 мм > 0,25 ⋅ 25 = 6,25 мм ( *d*w ≥ 0,25d , см. ГОСТ 14098–91, п. 9). Принимаем поперечную арматуру из стали класса А400 *dSW* = 8 мм с *aSW* = 0,503 см2 и *ASW* = 1,01 см2 при двух каркасах; *RSW*  = 285 МПа и *ЕSW*  = 2·105 МПа.

Бетон проектного класса по прочности на сжатие В20.

- расчётная призменная прочность 11,5 МПа;

- расчётное сопротивление при растяжении 0,9 МПа.

Начальный модуль упругости бетона .

На приопорном участке устанавливаем поперечную арматуру исходя из выполнения условий: = 565/2 = 283 мм и = 300 мм. Назначаем шаг поперечных стержней *s* = 200 мм. Принятый шаг не превышает максимально допустимого по условию:

= 26 *см*.

На остальной части пролета *s*1 = 3/4*h0* = 3/4 · 66,5 = 49,8 см < 50 см. Принимаем *s*1 = 40 см.

Проверим необходимость учета поперечной арматуры при обеспечении прочности наклонных сечений по двум условиям.

***Первое условие***

*Qmax* < 2,5*Rbtbh*0.

*Q* = *Qmax* = 220 кН < 2,5*Rbtbh*0 = 2,5 · 0,09 · 20 · 56,5 = 254 кН.

Первое условие выполняется.

***Второе условие***

.

Для проверки ***второго условия***, предварительно вычислим значение *c*, которое зависит от величины  0,3 кН/см.

Так как значение 0,3 кН/см < кН/м = 0,35 кН/см, то значение *с*:

== 157 см < 3*h0* = 169,5 см.

*Q* = *Q*max – *q*1*с* = 220 – 35 · 1,57 = 165 кН.

55 кН.

*Q* = 220 кН > *Qb1* = 55 кН.

Второе условие *Q* < *Qb*1 не соблюдается, и поперечная арматура необходима по расчету.

Проверяем условие

.

= 0,25 · 0,09 · 20 = 0,45 кН/см.

1,44 кН/см > *qsw,min* = 0,45 кН/см.

Условие выполняется.

Для проверки прочности наклонного сечения по поперечной силе с учетом работы хомутов произведем необходимые вычисления.

Вычислим *Qb*.

Предварительно проверим условия

8619 кНсм.

.

При этих условиях проекция наклонной трещины принимается

.

Поэтому для расчетов принимаем *c* = 188 см.

Поперечная сила *Qb*, воспринимаемая бетоном

*Qb* = *Мb*/с = 8619/188 = 46 кН, меньше поперечной силы

*Qb,min* 51 кН.

Находим длину проекции наклонного сечения, на которой учитывается работа хомутов

89 см.

Так как *с0* = 89 см < 2*h0* = 113 см, принимаем *с0* = 2*h0* = 113 см. Тогда поперечная сила, воспринимаемая хомутами

*Qsw* = 0,75*qswс*0 = 0,75 · 1,44 · 113 = 122 кН.

Проверяем условие прочности

*Q* = *Q*max – *q*1*с* = 220 – 35 · 1,13 = 180 кН.

*Qb* + *Qsw* = 46 + 122 = 168 кН.

*Qb* + *Qsw* = 168 кН < *Q* = 180 кН. Прочность наклонного сечения по поперечной силе не обеспечена.

Принимаем хомуты *dSW* = 10 мм в каркасе, соответственно два стержня в двух каркасах с *ASW* = 1,57 см2.

2,24 кН/см.

*Qsw* = 0,75*qswс*0 = 0,75 · 2,24 · 113 = 190 кН.

*Qb* + *Qsw* = 46 + 190 = 236 кН.

*Qb* + *Qsw* = 236 кН > *Q* = 180 кН. Прочность наклонного сечения по поперечной силе обеспечена.

Проверяем прочность наклонной бетонной полосы от действия главных сжимающих напряжений. Вычисляем

390 кН.

*Q*max = 220 Кн < 390 кН.

Условие прочности выполняется, то есть прочность бетона наклонной полосы на сжатие обеспечена.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

2. Свод правил по проектированию и строительству СП 52-101–2003.

Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения

арматуры [Текст]. – М., 2004. – 53 с.

3. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101–2003) [Текст] / ЦНИИПРОМЗДАНИЙ, НИИЖБ. – М., 2005. – 210 с.

4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01–84) [Текст] / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР, НИИЖБ

Госстроя СССР. – М., 1989. – 192 с.

5. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных кон-

струкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) [Текст]. –

М.: Стройиздат, 1978. – 174 с.

6. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [Текст]. – М.: Стройиздат, 1975. – 192 с.

11. Елисеев, В. И. Железобетонные конструкции [Текст]: учеб. пособие

к курсовому проекту №1 / В. И. Елисеев [и др.]; СПбГАСУ. – СПб., 1992. – 80 с.

18. Свод правил 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. Актуализиро-

ванная редакция СНиП 2.01.07–85\* [Текст] / ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко. –

М., 2011. – 76 с.