Часть II. Сборный вариант плоского перекрытия с балочными плитами.

1) КОМПОНОВКА И ВЫБОР ВАРИАНТОВ ПЕРЕКРЫТИЯ.

1.1) КОМПОНОВКА ВАРИАНТОВ.

Сборное балочное перекрытие состоит из сборных панелей и поддерживающих их ригелей. Применяем пустотные панели с овальными пустотами. Пустотные панели можно раскладывать только по схеме с вкладышами-распорками между колоннами.

Панели имеют номинальную длину 5-7м. и ширину 1,0-1,5м. В ряде случаев можно применять панели больших размеров. Длина ригеля принимается от 6 до 8м.

 Рассмотрим 3 варианта конструктивной схемы перекрытия и выберем наиболее экономичный по минимальному объему используемого бетона и веса арматуры.



Рисунок 22- Вариант 1 сборного перекрытия

Число колонн – 12[шт]

Число ригелей – 16 [шт]

Число панелей перекрытия – 100 [шт]

Число вкладышей – 15 [шт]



Рисунок 23 - Вариант 2 сборного перекрытия

Число колонн – 16[шт]

Число ригелей – 20 [шт]

Число панелей перекрытия – 125 [шт]

Число вкладышей – 20 [шт]



Рисунок 24 – Вариант 3 сборного перекрытия

Число колонн – 15[шт]

Число ригелей – 20 [шт]

Число панелей перекрытия – 120 [шт]

Число вкладышей – 18 [шт]

1.2) СРАВНЕНИЕ И ВЫБОР ВАРИАНТА.

Таблица 3 – Сравнение вариантов сборного перекрытия

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Сравниваемые элементы. | 1вариант | 2 вариант | 3 вариант |
| Плита перекрытия | 100 | 125 | 120 |
| Ригель  | 16 | 20 | 20 |
| Колонна | 12 | 16 | 15 |
| Монолитный участок | 15 | 20 | 18 |
| Всего | 143 | 181 | 173 |

Принимаем 1 вариант, так как он наиболее экономичный.

1.3) КОРРЕКТИРОВКА ОСНОВНОГО ВАРИАНТА

; [мм];

- ширина ригеля по верху (300мм);

- число ригелей вдоль длины панелей (4 шт);

- число панелей по длине (5 шт);



Рисунок 25 – Привязка панелей перекрытия к осям здания

; [мм];



Рисунок 26 – Откорректированный вариант сборного перекрытия

2) РАСЧЕТ КОНСТРУИРОВАНИЕ ПАНЕЛЕЙ

2.1) ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗМЕРОВ И СБОР НАГРУЗОК

Определим площадь поперечного сечения панели:



*Рис. 5*

Нормативная нагрузка на плиту:



Сбор нагрузок приведён в таблице 2:

Таблица 4 – Сбор нагрузок на панель перекрытия

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Нагрузка | Норм, кН | γf | γn | Расч, кН |
| Постоянная:1) Собственный вес панели:2) Цементно-песчаная стяжка(20[мм]):(=22[кН/м3])3) Плитка керамическая (13[мм]), =18[кН/м3].Временная1) Полезная2) Кратковременная нагрузка3) Длительно действующая  | 2,4630,440,23410,2(1,5)(8,7) | 1,11,31,11,2 | 0,950,950,950,95 | 2,5740,54340,24411,628 |
| Итого: | 13,337 |  |  | 14,989 |

2.2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ

 Усилия для расчета продолных ребер панели.

* Усилия для расчета по первой группе предельных состояний.



Рисунок 22 – Схема расчета пустотной панели

;

;

;

6188[мм];

85,375[кН∙м];

 55,187[кН];

Усилия от полной нормативной нагрузки.

* Усилия для расчета по второй группе предельных состояний.

;

;

;

75,965[кН∙м];

 49,105[кН];

Усилия от длительно действующей нагрузки.

2.3. ХАРАКТЕРИСТИКА МАТЕРИАЛОВ

Бетон В20 Rb=11,5 МПа; Eb=27∙103[МПа];

(панель) Rbt=0,9 МПа

0,9 ∙ *Rb* = 10,35 МПа; 0,9 ∙ *Rbt* = 0,81 МПа.

Бетон В25 Rb=14,5МПа;

(ригеля) Rbt=0,75МПа

0,9 ∙ *Rb* = 13,05 МПа; 0,9 ∙ *Rbt* = 0,675 МПа.

Арматура А-III Rs=365МПа (для арматуры диаметром 10-40 мм); . (ригеля) Es=20∙104[МПа];

 Арматура А-II Rs=280МПа . (панель)

 **2.4. Проверка размеров сечения плиты перекрытия**

Сечение панели приводим к тавровому.

*Рис.7*

Проверяем условие прочности по наклонной сжатой полосе:

;;



[кН];

Условие выполняется. Разрушение бетона по наклонной сжатой полосе не произойдет.

2.5. РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЯ ПО ПЕРВОЙ ГРУППЕ

ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

2.5.1. РАСЧЕТ ПАНЕЛЕЙ ПО СЕЧЕНИЯМ НОРМАЛЬНЫМ К

ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ

* Расчет продольных ребер панели перекрытия.

Расчет производим как для таврового приведенного сечения

1) M=85,375[кН∙м];

0,400-0,035=0,365[м];

; =0,05[м]; =0,365[м];

225,216[кН∙м];

следовательно граница сжатой зоны проходит через полку сечения.

2) 0,400-0,035=0,365[м];

3) 

4)  

5) 

; ; [МПа]; =280[МПа] (по СНиП 2.03.01-84 для арматуры класса А-II).

500[МПа] ( при );

;

0,6316;



6) ;

0,001386 [м2] или 13,86[см2];

Принимаем арматуру 7Ø16А-II, [см2];

7) 2,974[см];

8) Проверка прочности



137,949[кН∙м]>85,375[кН∙м];

Условие выполняется.

2.5.2. РАСЧЕТ ПО СЕЧЕНИЯМ НАКЛОННЫМ К

ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ

* Расчет приопорного участка

=55,187 [кН]

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчёту:

7

Условие не выполняется. Арматуру устанавливаем по расчёту.

Проверяем 1-ое условие прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению:

Принимаем из условия свариваемости диаметр поперечной арматуры:

Т.к. участок приопорный, то

Определяем интенсивность хомутов:

Момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения:

=2 - для тяжёлого бетона.

Длина проекции расчетного наклонного сечения:

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном в вершине наклонного сечения:

Определяем поперечную силу воспринимаемую хомутами:

,

т.е. прочность по наклонному сечению обеспечена.

Проверяем 2-ое условие прочности по наклонному сечению на участке между двумя соседними хомутами:

Все условия выполняются, значит, арматуру подобрали верно.

Средний участок:

Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчёту:

Условие не выполняется. Арматуру устанавливаем по расчёту.

Проверяем 1ое условие прочности на действие поперечной силы по наклонному сечению:

Принимаем из условия свариваемости диаметр поперечной арматуры:

Т.к. участок пролетный, то

Определяем интенсивность хомутов:

Момент, воспринимаемый бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения:

=2 - для тяжёлого бетона.

Длина проекции расчетного наклонного сечения:

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном в вершине наклонного сечения:

Определяем поперечную силу воспринимаемую хомутами:

,

т.е прочность по наклонному сечению обеспечена.

Проверяем 2е условие прочности по наклонному сечению на участке между двумя соседними хомутами:



Все условия выполняются, арматуру подобрали верно.

**2.5.3 Расчёты на местное действие нагрузок**

2,728

10,91

Определяем граничную высоту сжатой зоны по формуле:

где ω - характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле:

 - коэффициент, зависящий от вида бетона, для тяжелого бетона *α* = 0,85;

 - расчетное сопротивление бетона при сжатии,

;

 - для ненапрягаемой арматуры;

 - расчетное сопротивление арматуры. Для арматурных сеток принимаем арматуру класса Bp-I,

 ;

 - предельное напряжение в арматуре сжатой зоны,



Находим коэффициент *αm*:

По коэффициенту *αm* с помощью таблиц определяем коэффициенты *η* и *ξ,* которые соответственно равны:

Проверяем, чтобы значение *ξ* было меньше *ξR*:

Определяем требуемую площадь арматуры:

Подбираем сетки:

*Рис.9*

Площадь рабочей поперечной арматуры на 1 п.м. сетки: *Asф* = 1,31 см².

**2.6. Расчёт плиты перекрытия по второй группе**

**предельных состояний**

Геометрические характеристики приведённого сечения:

*Рис. 10*

- общая площадь арматуры.

Эквивалентная площадь арматуры:

,- соответственно модули упругости арматуры и бетона.

Площадь бетона:

Приведённая площадь сечения:

Определим статический момент сопротивления относительно нижней грани приведённого сечения:

Положение центра тяжести всего приведенного сечения:

Момент инерции приведённого сечения:

- расстояние от центра тяжести i-го элемента до ц. т. приведённого сечения;

- собственный момент инерции i-го элемента;

Момент сопротивления приведённого сечения:

**2.6.1 Расчёты трещиностойкости сечений нормальных**

**к продольной оси**

Панель эксплуатируется в закрытом помещении без агрессивной среды, поэтому ей предъявляется 3-я категория трещиностойкости, т.е. допускается продолжительное и непродолжительное раскрытие трещин.

Допускаемая продолжительная ширина раскрытия трещин , непродолжительная - .

Расчёт на образование трещин:

Трещины не образуются, если соблюдается условие:

,

- максимальный момент от полной нормативной нагрузки;

 - момент, при котором трещины образуются.

 - пластический момент сопротивления,

 - для тавра;

Условие не выполняется, требуется расчет на образование трещин.

Выполняем расчёт на раскрытие трещин.

 - диаметр продольной арматуры;

- коэффициент, учитывающий напряжённое состояние (изгибаемый элемент);

- коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

- для длительно-действующей нагрузки;

- для кратковременной нагрузки.

- соответствующий момент;

Плечо для соответствующего момента:

- для тяжёлого бетона.

- коэффициент, учитывающий вид арматуры (стержневая).

1. Определяем продолжительную ширину раскрытия трещин:

- момент от продолжительной нагрузки;

2) Определяем непродолжительную ширину раскрытия трещин от полной нагрузки:

- момент от полной нагрузки

3) Определяем непродолжительную ширину раскрытия трещин от длительно действующей нагрузки:

- момент от продолжительной нагрузки



Условие соблюдается, значит, оставляем выбранный диаметр арматуры.

**2.6.2 Расчёты трещиностойкости сечений наклонных**

**к продольной оси**

Трещины не образуются, если выполняется следующее условие

- наибольшая величина поперечной силы от полной нормативной нагрузки;

 - наибольшая величина поперечной силы, которая воспринимается только бетоном для предельного состояния 2 группы.

Условие выполняется. Трещины не образуются. Поэтому расчёт на образование трещин не производим.

**2.6.3. Расчёты прогибов**

Прогибы считаем, определяя кривизну с учетом наличия трещин и упругопластических свойств бетона.

Непродолжительная величина прогиба:

- продолжительная величина прогиба;

- прогиб от непродолжительного действия полной нормативной нагрузки;

- прогиб от непродолжительного действия длительной нагрузки;

- прогиб от продолжительного действия длительной нагрузки.

- коэффициент, учитывающий схему загружения;

- соответствующая кривизна элемента;

- соответствующий момент;

-соответствующее плечо пары сил;

- коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке между трещинами;

- при непродолжительном действии нагрузки;

- при продолжительном действии нагрузки;

- коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок;

- коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

- при продолжительном действии нагрузки;

-при непродолжительном действии нагрузки.

1) Прогиб от непродолжительного действия полной нормативной нагрузки:

- момент от непродолжительной нагрузки;

;

;

;

;

;

2) Прогиб от непродолжительного действия длительной нагрузки:

- момент от длительной нагрузки;

;

;

;

 ;

 ;

 ;

 ;

1. Прогиб от продолжительного действия длительной нагрузки:

- момент от продолжительной нагрузки;

;

;

;

 ;

 ;

 ;

 ;

Панель удовлетворяет условиям.

**2.7. Проверка плиты перекрытия на нагрузки при транспортировке и монтаже**

Для монтажа и транспортировки панели предусматриваются петли из арматуры А-I.

Нагрузка от собственного веса:

- динамический коэффициент;

- нагрузка от собственного веса панели на 1 м².

Подбираем площадь сечения арматуры:

Принимаем 2 стержня из арматуры A-I ∅10 мм: As=1,57 см².

Делаем проверку прочности:

Условие выполняется.

**2.8. Расчет монтажных петель**

При подъёме петель нагрузка от собственного веса передаётся на 2 петли. Тогда нагрузка на 1 петлю равна:

Подбираем петлю из арматуры A-I диаметром 10 мм и

**2.9 Конструирование плиты перекрытия**

*Рис. 11*

*Рис. 12*

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОПРОЛЕТНОГО

НЕРАЗРЕЗНОГО РИГЕЛЯ

3.1. ОПРЕДЕЛНИЕ РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЯ

;

=5950[мм];

595,00[мм]=600[мм];

;

180=200[мм];



Рисунок 35 – Назначение размеров неразрезного ригеля.

**3.2 Сбор нагрузок на ригель**









**3.3. Определение расчётных усилий с построением эпюр**

Ригель рассчитывают как неразрезную равнопролётную балку (пролёты должны отличаться не более чем на 10%) методом предельного равновесия. Расчётные пролёты принимаются для средних ригелей расстояние между осями колонн;

При различны схемах загружения моменты и поперечные силы определяются по следующим формулам:

- справочный коэффициент, зависящий от схемы загружения и от количества пролётов ригеля;

 **3.4. Характеристики материалов**

Класс бетона согласно заданию – В 25.

=14,5 МПа;

=1,05 МПа.

С учетом длительности действия нагрузки при определяем расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению:

Арматура класса AIII: , диаметр 10-40 мм

3.5. ПРОВЕРКА РАЗМЕРОВ СЕЧЕНИЯ РИГЕЛЯ.

1.Проверяем высоту сечения по максимальному опорному моменту:

; b = 0,3 м (ширина ригеля - конструктивно); h =0,6 м(высота ригеля)



h =1м(высота ригеля)

2. Проверка по наклонной сжатой полосе:

****

Коэффициент φw1 учитывает влияние хомутов, нормальных к продольной оси элемента.

Принимаем φw1 =1.



Условие прочности выполняется.

3.6. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ СЕЧЕНИЙ НОРМАЛЬНЫХ К

ПРОЖОЛЬНОЙ ОСИ..

1. Расчёт на положительные моменты пролётов



Рис.36



Рассматриваем 1пролет

=



Принимаем арматуру 6Ø22А-III, [см2];



Рассматриваем 2 пролет.





Принимаем арматуру 6Ø18А-III, [см2];



2) Расчёт на отрицательные моменты на опорах:

Рассматриваем первую опору

Момент по грани колонны:

Моп = М – Qоп\*(hк/2) = 540,38 – 538,59\*(0,4/2) = 432,662 кНм





Принимаем арматуру 6Ø18А-III, [см2];



Рассматриваем вторую опору

Момент по грани колонны:

Моп = М – Qоп\*(hк/2) = 540,38 – 455,42\*(0,4/2) = 449,296 кНм





Принимаем арматуру 6Ø18А-III, [см2];



3.7. РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ СЕЧЕНИЙ, НАКЛОННЫХ

К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ.

Расчёт будем вести на приопорных и средних участках в крайнем и среднем пролётах. Первое условие по наклонной сжатой полосе проверено для всех пролетов при проверке размеров сечения второстепенной балки.

Крайний пролет (приопорный участок):

 Q = 394,17кН





 





127,327<394,17[кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =28 / 4 = 7мм

Принимаем *dsw* = 8 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(412,895/2)2/326,786] =130,423 кН/м > 77,638 кН;*

В дальнейших расчетах используем qsw = 130,423 кН

3.Принимаем конструктивный шаг:

30[см]

Принимаем *Sk* = 30 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,503 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000503\*3)/130,423=0,202 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/412,895=0,72 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=200м

1,58[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,58 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

206,827[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

216,068[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

1633,93>394,17[кН];

Условие выполняется.

Крайний пролёт (2 приопорный участок):

Q = 538,59кН





 





127,327<538,59[кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =18 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(632,654/2)2/326,786] =306,202 кН/м > 77,638 кН;*

В дальнейших расчетах используем qsw = *306,202* кН

3.Принимаем конструктивный шаг:

30[см]

Принимаем *Sk* = 30 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/306,202=0,122 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/632,654=0,472 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=100мм

Принимаем

1, 033[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию удовлетворяет

Принимаем *С0* =1, 033 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

316,346[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

316,306[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

3267,89>538,59 [кН]

Условие выполняется.

Второй пролет (приопорный участок):

Q = 497,42 кН





 





127,327<497,42[кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =18 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(577,312/2)2/326,786] =254,975 кН/м > 77,638 кН;*

В дальнейших расчетах используем qsw = *254,975*кН

3.Принимаем конструктивный шаг:

30[см]

Принимаем *Sk* = 30 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/254,975=0,185 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/577,312=0,382 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=100мм

1,54м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,54 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

232,199[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

402,662[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

3267,89>497,42 [кН];

Условие выполняется.

Второй пролет (2 приопорный участок):

Q = 455,42 кН





 





127,327<455,42 [кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =18 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(531,671/2)2/326,786] =216,253 кН/м > 77,638 кН;*

В дальнейших расчетах используем qsw = 216,253кН

3.Принимаем конструктивный шаг:

30[см]

Принимаем *Sk* = 30 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/216,253=0,139 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/531,671=0,322 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=100мм

1,22[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,22 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

267,857[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

263,829[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

3267,89>455,42 [кН];

Условие выполняется.

1 Пролетный участок:

Q = 157,668 кН





 





127,327<157,668 [кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =22 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(150,396/2)2/326,786] =17,304 кН/м*

В дальнейших расчетах используем qsw = *77,638 кН*

3.Принимаем конструктивный шаг:

67,5[см]

Принимаем *Sk* = 65 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/ *77,638* =0,291 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/150,396=1,98 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=250мм

2,05[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию не удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,64 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

199,259[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

127,326[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

1307,144>157,668 [кН];

Условие выполняется.

2 Пролетный участок:

Q = 238,21 кН





 





127,327<238,21 [кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =18 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(371,277/2)2/326,786] =105,456 кН/м*

В дальнейших расчетах используем qsw = *105,456 кН*

3.Принимаем конструктивный шаг:

67,5[см]

Принимаем *Sk* = 65 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/ *105,456* =0,241 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/371,277=0,805 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=200мм

3,09[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию не удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,64 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

199,259[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

172,947[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

1633,93>238,21 [кН];

Условие выполняется.

3 Пролетный участок:

Q = 243,21 кН





 





127,327<243,21 [кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =18 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(300,066/2)2/326,786] =35,572 кН/м*

В дальнейших расчетах используем qsw = *77,638 кН*

3.Принимаем конструктивный шаг:

67,5[см]

Принимаем *Sk* = 65 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/ *77,638* =0,291 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/300,066=0,97 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=250мм

2,05[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию не удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,64 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

199,259[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

127,326[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

1307,144>243,21 [кН];

Условие выполняется.

4 Пролетный участок:

Q = 323,154 кН





 





127,327<323,154 [кН]

1.Задаемся диаметром поперечной арматуры:

*dsw* ≥ *d* / 4 =18 / 4 = 5,5мм

Принимаем *dsw* = 6 мм – принимаем арматуру для хомутов А-I

2.Определяем интенсивность хомутов:

*qsw=[(Q/2)2/Mв]>= ;*

[кН/м]



326,786[кН∙м];

 *qsw =[(254,425/2)2/326,786] =49,52 кН/м*

В дальнейших расчетах используем qsw = *77,638 кН*

3.Принимаем конструктивный шаг:

67,5[см]

Принимаем *Sk* = 65 см.

4.Подбираем расчетный шаг арматуры:

Sр=(Rsw\*Asw1\*n)/qsw,

Rsw=175 МПа

Asw1=0,283 см2 – площадь одного стержня;

n=3 – число каркасов;

 *Sр*=(175\*103\*0,0000283\*3)/ *77,638* =0,291 *м.*

5. Определяем максимальный шаг:

*Smax=[в4\*(1+n)\*Rвt \*в2\*b\* hо]/Q;*

*в4*=1,5 (для тяжелого Б)

 Smax=[1,5\*(1+0)\*810\*0,3\* 0,82]/254,425=1,17 м.

6. Выбираем наименьшее значение шага: S= Sр=250мм

2,05[м];

*h0* = 0,82 ≤*С0*≤2 ∙ *h0* = 1,64

*С0 -* условию не удовлетворяет

Принимаем *С0* =1,64 м.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном:

199,259[кН];

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

127,326[кН];

7. Проверка условия прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине:

, кН

, кН

Условие выполняется.

8. Проверка прочности по наклонной сжатой полосе:



 



;



0,01 для тяжелого бетона;



;







Проверка выполняется.

9.Проверка прочности между соседними хомутами:

1307,144>323,154 [кН];

Условие выполняется.

3.9. РАСЧЕТ УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ РИГЕЛЯ С КОЛОННОЙ.



Определяем площадь сечения закладных деталей:

Аpl = Mоп/Z\*Ry

Ry = 24,5 кН/см2

Аpl = 513,312\*100/85,5\*24,5 = 24,405 см2

=300мм

=400мм

Определим длину сварных швов



1,3 - обеспечение надежной работы сварного шва по выровненному моменту;

⎯ катет сварного шва, м

kf<=1,2\* tplк=1,2\*8=9,6 мм; принимаем kf=8мм

 -расчетное сопротивление сварного шва на срез для сварки электродами Э42 = 180000 кН\*м

N = Mоп/Z = 513,312/0.855 = 600,365 кН – продольная сила

Т = Q\*f = 632,554\*0,15 = 94,883 кН – реакция от трения одной закладной детали о другую

f = 0,15 – коэффициент трения

Определяем минимальную длину закладных деталей при двустороннем сварном шве:



Определяем толщину закладной детали

 =12.2мм 8мм

3.8. ЭПЮРА МАТЕРИАЛОВ И КОНСТРУИРОВАНИЯ РИГЕЛЯ.







|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| № | d мм | As1 | h0 | ξ | η | zв | Mед кН |
| 1 | Ø22 | 0,002281 | 0,89 | 0,238 | 0,880 | 0,783 | 123,74 |
| 2 | Ø18 | 0,001527 | 0,89 | 0,149 | 0,925 | 0,823 | 89,06 |
| 3 | Ø18 | 0,001527 | 0,89 | 0,149 | 0,925 | 0,823 | 89,06 |
| 4 | Ø18 | 0,001527 | 0,87 | 0,158 | 0,920 | 0,800 | 80,22 |

Определим значения *W* и 20*d* для стержней, которые будем обрывать.

Q – расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, принимаемая с помощью эпюры арматуры и эпюры поперечных сил,

 d – диаметр обрываемого стержня,

 qsw  - интенсивность поперечных стержней:

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  |  |  |  |  |  |
| 1 |
| слева | 0,022 | 115,5 | 394,17 | 0,44 | 6,93 |
| справа | 0,018 | 115,5 | 538,59 | 0,36 | 9,41 |
| 2 |
| слева | 0,018 | 115,5 | 497,42 | 0,36 | 8,70 |
| справа | 0,018 | 46,2 |  455,42 | 0,36 | 19,80 |

4. СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.

1. В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов/ Железобетонные конструкции. Общий курс. – Москва, Стройиздат, 1991.
2. СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции»⋅, Госстрой СССР, М.: 1989.
3. Стуков В.П Монолитный вариант плоского перекрытия с балочными плитами./ Методические указания к КП №1 «Железобетонные конструкции», РИО АЛТИ, 1979.
4. Стуков В.П. Сборный вариант плоского перекрытия с балочными плитами. Компоновка перекрытия и проектирование панели/ Методические указания к КП №1 «Железобетонные конструкции», РИО АЛТИ, 1981.
5. Стуков В.П Железобетонные конструкции/ Основные данные и нормативные материалы к КП №1, 2, РИО АЛТИ, 1992.
6. Русланов В.М./ Строительные конструкции зданий и основы их расчета. М.: Высшая школа, 1987.