Оглавление

[1 Данные для проектирования 3](#_Toc291516424)

[2. Характеристика и компоновка элементов перекрытия. 4](#_Toc291516425)

[3. Расчет и конструирование плиты. 6](#_Toc291516426)

[Расчетные пролеты и нагрузки. 6](#_Toc291516427)

[Определение усилий в плите 7](#_Toc291516428)

[Расчет прочности сечений 7](#_Toc291516429)

[Конструирование плиты 8](#_Toc291516430)

[4. Расчет и конструирование второстепенной балки. 9](#_Toc291516431)

[Расчетная схема 9](#_Toc291516432)

[Определение расчетных усилий 9](#_Toc291516433)

[Расчет прочности сечений 10](#_Toc291516434)

[Расчет продольной арматуры 11](#_Toc291516435)

[Расчет поперечной арматуры 12](#_Toc291516436)

[Вариант с применением вязаной арматуры 12](#_Toc291516437)

[5.Расчет и конструирование главной балкой 13](#_Toc291516438)

[Расчетная схема. 13](#_Toc291516439)

[Определение усилий в балке. 14](#_Toc291516440)

[Расчет прочности сечений 22](#_Toc291516441)

[Расчеты продольной арматуры. 23](#_Toc291516442)

[Расчет поперечной арматуры. 23](#_Toc291516443)

[Расчет отрывов 26](#_Toc291516444)

[Вариант армирования сварными сетками. 26](#_Toc291516445)

[Литература. 28](#_Toc291516446)

# Данные для проектирования

Требуется рассчитать и сконструировать монолитное ребристое перекрытие промышленного здания с балочными плитами

Нормативная временная нагрузка на перекрытие (полезная) составляет 6 кН/м3. Постоянная нагрузка на перекрытия отсутствует. Для всех элементов принят тяжелый бетон класса прочности В20, так как коэффициент вариантности = 0,95, для армирования плит проволока класса Вр-I или стержни класса АIII; продольная рабочая арматура балок горячекатаная сталь класса АIII, поперечная и монтажная арматура класса АI

Расчетные характеристики материалов: Таблица1

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Бетон класса В20 | Арматура класса АIII | Арматура класса Вр – Iдиаметром 5 мм | Арматура класса АI |
| Rb = 8,5 МПа | Rs = 365 МПа | Rs = 360 МПа | Rs = 225 МПа |
| Rbt = 0,75 МПа | Rsc = 365 МПа | Rsc = 360 МПа | Rsc = 225 МПа |
| Rb,ser = 11 МПа | Rsw = 290 МПа | Rs,ser = 395 МПа | Rsw = 175МПа |
| Rbt,ser = 1,15 МПа | Rs,ser = 390 МПа | Es = 170000 МПа | Rs,ser = 235 МПа |
| Eb = 23000 МПа | Es = 200000 МПа | αs = 7,39 | Es = 210000 МПа |
| α = 0,85 | αs = 8.7 |  | αs = 9,13 |

Вариант 2

Пост.нагр. кн/м2 2.9

Врем.нагр. кн/м215 17

L м 18

B м 12

Класс бетона 20

γ*n* = 0.95 – коэффициент надежности

γƒ = 1,2 - коэффициент надежности по нагрузке

*lmb =*4 м = 40см – пролет главной балки

*lsb =* 4,5 м = 45см пролет второстепенной балки

*nmb=* 3 – количество пролетов

*nsb =* 4 – количество пролетов

*gn =* 2,9кПа – нормативное значение постоянной нагрузки

*pn =* 17кПа – нормативное значение временной (полезной) нагрузки

*γb2 =* 0,9 – коэффициент условия работы бетона

# Характеристика и компоновка элементов перекрытия.

Монолитное ребристое перекрытие является элементом здания с неполным каркасом, поэтому главные и второстепенные балки по контуру опираются на кирпичные наружные стены.

Плита работает на местный изгиб по пролету, равному расстоянию в свету между второстепенными балками.

В многопролетном перекрытии плиту и балки рассчитывают по схемам неразрезных изгибающих элементов.

За расчетную длину монолитной плиты принимаем полосу многоугольного сечения шириной 1 м.

Расчетные сечения балок в пролете имеют тавровый профиль с полной (плитой) в сжатой зоне.

Первый вариант: главные балки располагаются по осям колон поперек здания, а второстепенные вдоль.

*Lmb =*400см

*lsb =*450 см.

*ls* = 150 см

*nmb=* 3

*nsb =* 4

*ns* = 12

Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

*qs* = γ*n* x[1.1x(g*n*+l*s*)+ γ*n* x p*n*]= *0.95x[1.1x(2,9+1,5)+1.2x6] =10,7кПа*

Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

*qsb* = *qs\*ls*+0.04+ γ*n*\**lsb2 = 10,7\*2+0.04\*0.95\*72 =21,508кН/м*

Полная расчетная нагрузка на главную балку:

*qmb = qsb\*lsb+0.07\** γ*n\*ls\*lmb2 = 21,508\*7+0.07\*0.95\*2\*62=155,344к/Н*

Приведенная толщина плиты

*hs,red =8.2\*ls\*qs0.5 = 8.2\*2\*10,70.5= 4,83см*

Приведенная толщина второстепенной балки

*hsb,red=0,54\*(lsb/ls)\*(qsb2\*lsb)1/3\*(ns-1)/ns = 0.54\*3,5\*(21,0582\*6)1/3\*11/12 = 2,56см*

Приведенная толщина главной балки

*hmb,red = 1.25/lsb \*(qmb2\*lmb2)1/3\*(nsb-1)/nsb = 1,278см*

Приведенная толщина колонны

*hc,red=(nƒl\*Hƒl/11.5\*ls\*lsb)\*(nmb±1)\*(nsb±1)/nmb\*nsb=(1\*10.8/11.5\*2\*6)\*(4-1)\*2/4=0,39*

Приведенная толщина монолитного ребристого перекрытия

*hred = hs,red+ hsb,red+ hmb,red+ hc,red=4,83+2,56+1,28+0,39 =9,06см*

Второй вариант: второстепенные балки располагаются по осям колон поперек здания, а главные вдоль.

*Lmb =*4 м = 400 см

*lsb =*4,5м = 450см

*ls* = 150см

*nmb=* 3

*nsb =* 4

*ns* = 12

Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

*qs* = γ*n* x[1.1x(g*n*+l*s*)+ γ*n* x p*n*]= *0.95x[1.1x(2,9+1,5)+1.2x7] =8,93кПа*

Полная расчетная нагрузка на второстепенную балку:

*qsb* = *qs\*ls*+0.04+ γ*n*\**lsb2 = 8,93\*2+0.04\*0.95\*62 =19,228кН/м*

Полная расчетная нагрузка на главную балку:

*qmb = qsb\*lsb+0.07\** γ*n\*ls\*lmb2 = 19,228\*6+0.07\*0.95\*2\*62=120,156к/Н*

Приведенная толщина плиты

*hs,red =8.2\*ls\*qs0.5 = 8.2\*2\*9,810.5= 4,829см*

Приведенная толщина второстепенной балки

*hsb,red=0,54\*(lsb/ls)\*(qsb2\*lsb)1/3\*(ns-1)/ns =0.54\*3\*(19,2282\*6)1/3\*15/16=27мм = 1,937см*

Приведенная толщина главной балки

*hmb,red = 1.25/lsb \*(qmb2\*lmb2)1/3\*(nsb-1)/nsb = 1,256*

Приведенная толщина колонны

*hc,red=(nƒl\*Hƒl/11.5\*ls\*lsb)\*(nmb±1)\*(nsb±1)/nmb\*nsb=(1\*10.8/11.5\*1,75\*6)\*(4-1)\*2/4=0,353см*

Приведенная толщина монолитного ребристого перекрытия

*hred = hs,red+ hsb,red+ hmb,red+ hc,red=4,39+1,94+1,26+0,35=8,37см*

Принят второй вариант перекрытия как более экономичный по расходу железобетона

*Rb =* γ*b2\*Rb* = 0.9\*8.5 = 7.65Мпа

Определяем требуемые размеры поперечных сечений элементов перекрытия и колонны:

Толщина плиты:

*hs= 7,0см (т.к. pn =* 6кН/м2 <15кН/м2 *)*

высота второстепенной балки:

*hsb=1/12\*6 = 50 см*

*bsb=20 см*

высота главной балки:

*hmb=1/8\*7 = 80см*

*bmb=30 см*

высота квадратного сечения колонны:

*hc=80см*

*1)второстепенная балка 2) главная балка*

**

# Расчет и конструирование плиты.

## Расчетные пролеты и нагрузки.

При расчете балочной плиты, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, рассматривают грузовую полосу шириной 1м. Нагрузки на 1м. такой полосы и на 1м2 численно равны и отличаются только размерностью – вместо нагрузки, распределенной по площади, принимают нагрузку, распределенную по длине.

Для крайних пролетов плиты расчетным является расстояние от грани крайней балки до оси опоры на стене:

- в коротком направлении *ls1* = 150-0,5\*20-25+0.5\*12 =121 см

- в длинном направлении *ls2* = 400-0,5\*30-25+0,5\*12 = 366см

*ls2/ ls2 = 366/121= 3,02*

Для средних пролетов плиты расчетным является расстояние в свету:

- в коротком направлении между второстепенными балками *ls1* = 150-20= 130см

- в длинном направлении между главными балками *ls2* = 400-40= 360см

*ls2/ ls2 = 370/130 = 2,84>2*

Так как для любого пролета плиты отношение расчетных пролетов *ls2/ ls2 >2,* плиту рассчитывают как балочную вдоль коротких сторон. Все расчетные нагрузки определяют с учетом коэффициента надежности по назначению конструкции γ*n* = 0,95.

Нагрузка на балочную плиту шириной 1м Таблица 2

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нагрузка, кПа | Коэффициент надежности по нагрузке νƒ |
| нормативная | расчетная |
| при νƒ=1 | при νƒ >1 |
| ПостояннаяВ том числе:плиточный полцементный раствор (γ=22 кН/м3, t= 20мм) | 2,90,30,44 | 2,8660,2850,418 | 3,1860,3140,543 | -1,11,3 |
| Вес плиты:(γ=25 кН/м3, t= 70мм) | 1,75 | 1,663 | 1,829 | 1,1 |
| Временная в том числе: длительная | 17,04,0 | 16,753,83 | 17,844,56 | 1,21,2 |
| Полнаяв том числе:продолжительно действующая | 19,917,49 | 19,6217,20 | 21,0318,25 | -- |

Нагрузка на балочную плиту шириной 1м q=(21,03+3,186) = 24,22 кН/м



## Определение усилий в плите

Расчетные усилия определяют с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций. Наибольшие изгибающие моменты устанавливают расчетом, как в пролетных, так и опорных сечениях. Поперечные силы при расчете плит, как правило, не определяют, так как в плитах перекрытия обычно выполняются условия Q max ≤ 2.5 R*bt*\*bh0,*sup*  и Q ≤ Qbu=φb4(1+φ*n*)R*bt*bh20*m*/c обеспечивающих прочность элемента без развития трещин.

Изгибающие моменты в сечениях балочной плиты вычисляют по формулам:

- в крайних пролетах:

*M = q\*l2s1/11=21,03\*1,212/11=2.61кНм = 0,00261МНм*

- на вторых от края опоры:

 *M = q\*l2s2/11 = 21,03\*1,302/11 = 2,81 кНм = 0,00281МНм*

-в средних пролетах и на средних опорах:

*M = q\*l2s2/16 = 21,0\*1,302/16 = 1,93 кНм = 0,00193МНм*

Так как для рассматриваемой конструкции *hs/ls* = 0,07/1,21 = 1/24,43 то в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами уменьшают на 20% для учета возникающего распора:

М = 0,8\*0,00193 = 0,00154 МНм

## Расчет прочности сечений

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны в сечениях плиты. Так как нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют, принимают *γb2 =* 0,9; Rb = 7,65Мпа

Рабочая арматура стали класса А III диаметром 6-8мм, Rs = 355 Мпа

При вычислении ξR учитывают повышенную деформацию бетона сжатой зоны σsc,u= 0,0025\*2\*105 = 500Мпа

Определяем относительную высоту сжатой зоны:

ω = α – 0,008\* Rb= 0,85-0,008\*7,65 = 0,789

где α – коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,85

 σsc,u – напряжение в арматуре сжатой зоны, отвечающие предельному укорочению бетона при центральном сжатии.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

 ω 0,789

ξR = = = 0.657

 1+(1- ω/1,1)\* σsR/ σsc,u 1+(1+0.789/1.1)\*(355/500)

Где σsR – условные напряжения в арматуре растянутой, соответствующие деформациям при Rs

 *BR =* ξR\*(1-0.5\* ξR) = 0.657\*(1-0.5\*0.657) = 0.441

Определяем требуемую площадь рабочей арматуры при а=0,015м и h0 = 0,07-0,015 = 0,055м

В крайних пролетах:

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.00261/(7.65\*1.0\*0.0552) =0.113< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,113)0,5 =0,738

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.00261/(355\*0.738\*0.055)=0.000181м2= 1,81 см2*

*μs =* As/( *b\*h0) =0.000148/(1.0\*0.055)=0.00329>0.0005*

На первых промежуточных опорах:

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.00281/(7.65\*1.0\*0.0552) =0.121< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,121)0,5 =0,746

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.00281/(355\*0.746\*0.055)=0.000193м2= 1,93 см2*

В средних пролетах и на середине опорах плит, не окаймленных по всему контуру балками:

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.00193/(7.65\*1.0\*0.0552) =0.083< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,083)0,5 =0,704

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.00193/(355\*0.704\*0.055)=0.00014м2= 1,4 см2*

В средних пролетах и на средних опорах плит, окаймленных по всему контуру балками:

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.00154/(7.65\*1.0\*0.0552) =0.067< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,067)0,5 =0,683

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.00154/(355\*0.683\*0.055)=0.00012м2= 1,12 см2*

## Конструирование плиты

Конструкция разработана в трех вариантах армирования: 1) отдельными стержнями; 2) сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней; 3) сварными рулонными сетками с продольным расположением армированных стержней.

1. Рулонные сетки с продольным направлением рабочих стержней раскатывают поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являются распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки. Для плит, расположенных у продольных стен здания (не окаймленные плиты), рабочие стержни рулонной сетки принимают класса АIII диаметром 5 мм с шагом 150мм, распределительные стержни - класса Вр-I диаметром 3мм с шагом 350мм. Для плит, расположенных между главными балками (окаймленные плиты), принимают рабочие стержни рулонных сеток класса АIII диаметром 5 мм с шагом 200 мм, распределительные стрежни класса Вр-I диаметром 3мм с шагом 350мм. Для крайних пролетов и первых промежуточных опор устанавливают дополнительные сетки, продольные стержни которых приняты класса АIII диаметром 5 мм с шагом 250мм и 300мм, распределительные стержни - класса Вр-I диаметром 3мм с шагом 400мм.Чертеж плиты приведен на ватмане.

Таблица 3

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Рассматриваемые сечения плит | As, *см2*по расчету | Принятое армирование |
| Рабочие стержни класса АIII диаметром 5 мм | Распределительные стержни класса Вр-I с шагом 350мм, диаметром |
| Шаг, мм | As, *см2* |
| В крайних пролетах | 1,81 | 150 | 2,23 | 4 |
| У первой промежуточной опоры | 1,93 | 200 | 1,96 | 3 |
| В средних пролетах и у средних опор плит: не окаймленные | 1,4 | 250 | 1,42 | 3 |
| окаймленные | 1,12 | 300 | 1,17 | 3 |

# Расчет и конструирование второстепенной балки.

## Расчетная схема

Принимая длину площадки операния второстепенной балки на стену 250мм, получают для крайних пролетов *l1 =l4= 6000-* 0,5\*300- 0,5\*250 = 5725мм = 5,73м. для средних пролетов *l2 =l3= 6000-* 300= 5700мм=5,7м

Нагрузка на второстепенную балку собирают с ее грузовой полосы, ширина которой равна шагу второстепенных балок. Кроме того, учитывают вес ребра балки.

Расчетные нагрузки при νƒ=1

*постоянная* g = 0.2\*(0.4-0.8)\*1\*25\*0.95+2.866\*2=6.25кН/м

*временная* р = 16,75\*1,75=29,31кН/м

(в том числе длительная р1 =3,83\*1,75=6,7кН/м )

*полная (постоянная и временная)* q = g+p= 6,25+29,31=35,56кН/м

(в том числе продолжительно действующая р1 =6,25+6,7=12,95кН/м)

Расчетные нагрузки при νƒ>1:

*постоянная* g = 1,46\*1,1+2,686\*2=6,98кН/м

*временная* р = 17,84\*1,71=30,5кН/м

(в том числе длительная р1 =4,56\*1,75=7,98кН/м )

*полная (постоянная и временная)* q = g+p= 6,98+30,5=37,48кН/м

(в том числе продолжительно действующая q1 =6,98+7,98=14,96кН/м)

Чертеж расчетной схемы балки и ее поперечный чертеж



## Определение расчетных усилий

Расчетные усилия в балке определяют с учетом их перераспределения по формулам с использование данных таблиц. Отношение временной нагрузки постоянной p/q = 37,48/6,98 = 1,69

Так как во многих сечениях балки могут действовать изгибающие моменты с разными знаками, то определение их только для основных пролетных и опорных сечений недостаточно. Необходимо вычислить положительные и отрицательные моменты для нескольких сечений балки по длине с целью построения огибающей эпюры. При симметричных нагрузке и схеме балки, расчетные усилия достаточно определить только для половины балки. Поскольку в данном случае разница в размере пролетов l1 и l2 меньше 10%, используют расчетные формулы для равнопролетных балок. Вычислять изгибающие моменты удобно в табличной форме. Положительные значения коэффициентов *β* формуле *М= β(g+p)l2* находят по рисунку, отрицательные моменты по таблице.

Для пролета 1:

ql2 = 37,48\*6.982=1826 кНм,

Таблица 4

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Номер | Раст. От левой опоры до сечения | Значение коэф. | Изгиб М , кНм |
| пролета | Расчет.сеч | +β | -β | Мmax | Mmin |
| 1 | 1 | 0,2 *l1* | 0,065 | - | 33,44 | - |
| 2 | 0,4 *l1* | 0,090 | - | 46,33 | - |
| 2’ | 0,425 *l1* | 0,091 | - | 46,85 | - |
| 3 | 0,6 *l1* | 0,075 | - | 38,61 | - |
| 4 | 0,8 *l1* | 0,020 | 0,019 | 10,28 | -9,75 |
| 5 | 1,0 *l1* | - | 0,0715 | - | -36,81 |
| 2 | 6 | 0,2 *l1* | 0,018 | 0,033 | 9,16 | -16,81 |
| 7 | 0,4 *l1* | 0,058 | 0,012 | 29,51 | -6,09 |
| 7’ | 0,5 *l1* | 0,0625 | 0,008 | 31,83 | -4,06 |
| 8 | 0,6 *l1* | 0,058 | 0,09 | 29,51 | -4,58 |
| 9 | 0,8 *l1* | 0,018 | 0,027 | 9,16 | -13,74 |
| 10 | 1,0 *l1* | - | 0,0625 | - | -31,83 |

В первом пролете расстояние от правой опоры до нулевой ординаты отрицательных моментов определяют по рис

*lx = 0.27\*l1= 0.27\*4,23 = 1.55м*

В том же пролете расстояние от правой опоры до нулевой ординаты положительных моментов

*lx = 0.15\*l1= 0.15\*4,23 = 0,86м*

То же расстояние во втором пролете

*lx = 0.15\*l2= 0.15\*4,2 = 0,855м*

Вычисляем расчетные значения поперечных сил:

*- на крайней опоре : Q= 0.4\*q\*l1=0.4\*37,48\*4,23 = 42.97кНм*

*- на первой промежуточной опоре слева : Q= 0.6\*q\*l1=0.6\*37,48\*4,23 = 64,46кНм*

*- на первом промежуточной опоре справа и на средней опоре :*

*Q= 0.5\*q\*l1=0.5\*37,48\*4,23 = 53,72кНм*

## Расчет прочности сечений

Размеры бетонного сечения второстепенной балки определены ранее при компоновке монолитного перекрытия (*h=50 см, b=20 см*). Для тех участков балки, где действуют положительные изгибающие моменты, принимают тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Входят в расчет ширину сжатой полки *bƒ’*, учитывая, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должно быть не более 1/6 балки

*bƒ’ = 2\*5.7/6 +0.2= 2м.*

Следовательно, для тавровых сечений балки *h ƒ’ =0, 8 см, b ƒ’ =21 см*

Рабочая высота сечений балки:

- в крайних пролетах при а=0,05м, *h0 = h-a =0.4-0.05 = 0.35м*

- в средних пролетах при a = 0.03м, *h0 = h-a =0.4-0.03 = 0.37м*

- у опор при а=0,05м, *h0 = h-a =0.4-0.05 = 0.35м*

Проверяют прочности бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила. Предполагая отсутствие поперечной арматуры (что в данном случае идет в запас прочности), при φω1=1 и φ*b1 = 1-0,01\*7,65= 0,9235* проверяем условие.

Так как *Q=161,15кН<0,3\*1\*0,9235\*7,65\*0,2\*0,45 = 0,1907МН= 190,7кН, принятые размеры бетонного сечения достаточны.*

## Расчет продольной арматуры

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξR. При ω=0,789 для арматуры класса AIII

 ω 0,789

ξR = = = 0.657

 1+(1- ω/1,1)\* σsR/ σsc,u 1+(1+0.789/1.1)\*(355/500)

*BR =* ξR\*(1-0.5\* ξR) = 0.657\*(1-0.5\*0.657) = 0.44

Определяем положение нулевой линии в тавровом сечении балки:

*M ƒ’ = Rƒ’b ƒ’h ƒ’ (h0-0.5hƒ’) = 7.65\*2\*0.08\*(0.35-0.5\*0.08) =0.3794МНм= 379,4кНм>М= 46,82кНм*. Нулевая линия расположена в полке, поэтому при действии положительных изгибающих моментов все сечения балки рассматривают как прямоугольные шириной *b= bƒ’*=2м

Определяем сечение продольной арматуры в пролетных сечениях балки при действии положительных моментах. По формуле находим значение В0, затем соответствующие им ν. Требующую площадь сечения продольной арматуры вычисляют по формуле.

В пролете 1 : М=0,04683МНм, по этому

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.04683/(7.65\*1,5\*0.352) =0.025< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,025)0,5)=0,999875

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.04683/(355\*0.987\*0.35)=0.00038м2= 3,8 см2*

В пролете 2 : М=0,03183МНм, по этому

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.03183/(7.65\*1,5\*0.352) =0.0169< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,0169)0,5)=0,9999151

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.03132/(365\*0.99\*0.35)=0.00026м2= 2,6 см2*

В опорных сечениях балки действуют отрицательные изгибающие моменты, плита расположена в растянутой зоне, по этому сечения балки рассматриваются как прямоугольные шириной *b=0,2м.*

На опоре В: М= -0,0679

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.0679/(7.65\*0,15\*0.352) =0.3623< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,3623)0,5)=0,762

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.0679/(365\*0.762\*0.35)=0.000698м2= 6,98 см2*

На опоре С: М= -0,03183

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0.03183/(7.65\*0,15\*0.352) =0.1698< BR=0.441*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5 = 0,5\*(1+(1-2\*0,1698)0,5)=0,906

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.03183/(355\*0.906\*0.35)=0.000259м2= 2,6 см2*

Количество продольных стержней и их диаметр определяют в процессе конструирования.

## Расчет поперечной арматуры

Выясняем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету. При *Rb =* γ*b2  = 0,9* получают *Rb* = 0.9\*0,75 = 0,675Мпа.

Поскольку q1 = g+p/2 = 6.25+10.06/2 = 11.28кН/м < 0,16φb4R*bt*b = 0,16\*1,5\*0,675\*0,15 = 0,0324МН/м = 32,4кН/м,

принимаем с=с max = 2,5\*h0= 2,5\*0,35=0,875м и проверяем условие для наклонных сечений балки у опоры А где действует наименьшая поперечная сила:

Q max ≤ 2.5 R*bt*\*bh0,*sup*  и Q ≤ Qbu=φb4(1+φ*n+* φƒ)R*bt*bh20*m*/c,

Q max = 42,97 кН ≤ 2.5\* 0,65\*0,15\*0,35 = 0,11375 МН = 113,75кН

Q= Q max-q1\*c max ≤ Qbu=φb4R*bt*bh20*m*/c,

Q=42.97-11.28\*0.875=33.10кН>Qbu=1,5\*0,675\*0,15\*0,352/0,875=0,0284МН=28,3кН

Так как второе условие не выполняется, необходима постановка поперечной арматуры по расчету.

Наибольшая поперечная сила (Q max = 0,0645 МН = 64,5 кН) действует у опоры слева. Поскольку на опорных участках свесы полок в сжатой зоне отсутствуют, φƒ=0, φ*n = 0*. Требуемую интенсивность хомутов определяют из условий :

*Мb =* φb4(1+φ*n +* φƒ)R*bt*bh20*m*= *2\*(1+0+0)\*0.675\*0.15\*0.352= 33.08кНм*

Qb1=2(*Мb\** q1)0,5 = 2(*33,08\** 11,28)0,5 =38,63кН.

Q max=64,5 ≤ (Qb1/0,6)- qω =(Q max- Qb1)2/*Мb =* 38,63/0,6-(64.5-38.63)2/33.08 = 73,91кН

Так как *Мb/* h0 + Qb1 =33,08/0,35+38,63 = 133,13кН > Q max = 64,5 кН > Qb1/0,6 = 38,63/0,6 = 64,39кН > qω = (Q max- Qb1)2/*Мb*= (64.5-38.63)2/33.08=20.06кН/м.

Проверяем дополнительное условие Q max = 64,39 > *Мb/* h0 + Qb1 – (Q max- Qb1)/*(*h0) = (64.5-38.63)/0,35-20,06=53,85кН/м, а так же условие Q min *=* 0,5φb3(1+φ*n +* φƒ)R*bt*b*2*h0 =0,6\*(1+0+0)\*0,675\*0,2\*0,35 = 28,35кН, тогда qω =20.06кН/м > Q min/*(2*h0)= 28,35/0,7= 40,5 кН/м Посчитанное по формуле значение qωне выполняется , определим его по формуле qω = Q max/*2*h0 +qφb2/ φb2 – *((*Q max/*2*h0 +q1φb2/ φb2)2-( Q max/*2*h0)2)0.5 = 38.31кН/м, таким образом qω = 38.31кН/м > Q max (Q max- Qb1)/*0,7=36,79кН/м,*

*Следовательно условия были выполнены то оставляем* qω = 38.31кН/м

Назначают шаг поперечных стержней. Набольшее расстояние определяем sω,max= 1.5\*0.675\*0.2\*0.352/0.0645 = 38.46см, шаг поперечных стержней не должен быть более 0,5h = 0,5\*500=250

## Вариант с применением вязаной арматуры

Конструируют балку с вязаной арматурой в такой последовательности:

Сначала подбирают арматуру для ее пролетов и опорных сечений в соответствии с расчетом. Затем определяют места обрыва или отгиба продольных стержней. Результаты подбора арматуры представлены в таблице (из условий симметрии данные по арматуре приведены для левой половины балки.)

Места обрыва или отгиба стержней определяем с помощью эпюры материалов, для чего не обходимо:

а) вычислить несущую способность(предельный изгибающий момент) сечения, армированного оставшимися после обрыва или отгиба стержнями.

б) по огибающей эпюре изгибающих моментов найти места теоретического обрыва стержней, т.е. положение вертикального сечения, где внешний изгибающий момент равен несущей способности, вычисленной по пункту «а»;

в) выяснить значения поперечных сил в найденных сечений (при расположении временной нагрузки, при котором получен изгибающий момент согласно пункту «б») и определить длину а<0, на которую необходимо завести продольные рабочие стержни за вертикальное сечение, где они не требуются по расчету;

г) найти расстояние от опор до мест действительного обрыва или отгиба стержней

Несущую способность сечений балки находят по формуле Mu = RsAs/Rbbh0 и ν = 1-0.5ξ, Rs = 365Мпа, Rb=7,65Мпа, h0 = 36см.

При проектировании мест теоретического обрыва стержней действительную криволинейную огибающую эпюру моментов заменяют ломаной так, чтобы точки перелома находились в сечениях, для которой в таблице вычислены ординаты огибающей. В том же масштабе откладывают ординаты несущей способности балки по данным таблицы. Точки теоретического обрыва стержней находятся в местах пересечения ординат несущей способности с огибающей эпюрой моментов.

Таблица 5

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Номер расчетного сечения | As, *см2*по расчету | Принятая продольная арматура |
| К-во м диаметр мм, стержней | As, *см2* |
| 2’ | 3,8 | 2Ø10AIII+2Ø12AIII | 3.83 |
| 5 | 6,98 | 2Ø10AIII+2Ø12AIII | 7.35 |
| 7’ | 2,59 | 2Ø12AIII | 2.545 |
| 10 | 2,6 | 2Ø10AIII | 3.14 |

# 5.Расчет и конструирование главной балкой

## Расчетная схема.

****

Ее принимают в виде неразрезной балки на шарнирно вращающихся опорах. Расчетные опоры назначают равными расстоянию между осями опор, а для крайних пролетов – расстоянию от середины площадки операния на стену до оси колонны. Принимая длины площадки операния на стену для главной балки 0,38м, получаем l1 = l4 = 4,5-0,25+0,5\*0,38 = 4,44м, l2=l3 = 4,5м. Нагрузку, передаваемую второстепенными балками на главную, учитывают в виде сосредоточенных сил и определяют без учета неразрезной второстепенной балки. Вес ребра главной балки – равномерно распределенная нагрузка, однако для упрощения расчета условно считают ее действующей в виде сосредоточенных сил, приложенных в местах операния второстепенных балок и равных весу ребра главной балки на участках между осями примыкающих пролетов плиты. При компоновке перекрытия принято сечение главной балки 0,3 на 0,6м, расстояние между осями примыкающих пролетов 1,75м. Следовательно, расчетная нагрузка от веса ребра главной балки: при γƒ = 1, Gd = (0,8-0,07)\*0,3\*1,75\*25\*0,95 = 9,1кН, при γƒ > 1, Gd= 9,1\*1,1 = 10,01кН

Расчетные нагрузки на главную балку при γƒ = 1:

постоянная Gd = 9,1\*6,25 = 56,88 кН,

временная Р = 10,06\*6 = 60,36кН, в том числе длительная Рl = 6,7\*6 = 40,2кН

полная постоянная (постоянная и временная) G+Р= 56,88+60,36 = 117,24кН, в том числе и продолжительно действующая G+Рl = 56,88+40,2 = 97,08кН

Расчетные нагрузки на главную балку при γƒ > 1:

постоянная Gd = 10,01+6,98\*6 = 51,89 кН,

временная Р = 11,77\*6 = 70,62кН, в том числе длительная Рl = 7,98\*6 = 47,88кН

полная постоянная (постоянная и временная) G+Р= 51,89+70,62= 122,51кН, в том числе и продолжительно действующая G+Рl = 51,89+47,88 = 99,77кН

## Определение усилий в балке.

Расчетные усилия определяют с учетом их перераспределения. Предварительно находят усилия в балке как в упругой системе. Так как разница в размерах пролетов не превышает 10% усилия, определяют как для равнопролетной балки. Из условий симметрии рассматриваем только левую половину балки. При определении усилий варианты положения временной нагрузки следующие:

В1 – нагружены 1-й и 3-й пролеты для определения максимальных моментов в нечетных пролетах; В2- нагружены 2-й и 4-й пролеты для определения максимальных моментов в четных пролетах; В3 – нагружены 2-й и 3-й пролеты для определения Мс,min; В5 – нагружены 1-й, 3-й и 4-й пролеты для определения МD,min. Кроме того, определяем усилия от постоянной нагрузки, приложенной во всех пролетах.

Система уравнения трех моментов для четырехпролетной балки:

2Мв (l1+l2)+Mcl2 = -6$R\_{B}^{f}$

Мв l2+2Mc(l2+l3)+MDl3 = -6$R\_{C}^{f}$

Mcl3+2MD(l3+l4)= -6$R\_{D}^{f}$ или принимая все пролеты одинаковыми (*l = 7м*)

28Мв+7Mc= -6$R\_{B}^{f}$

7Мв+28Mc +7MD = -6$R\_{C}^{f}$

7Mc +28MD = -6$R\_{D}^{f}$

При трех сосредоточенных грузах в пролете фиктивная реакция на опоре n равна 6$R\_{n}^{f}=6B\_{n}^{f }+6A\_{n+1}^{f}$ = (11/12) Р*ln2+*(11/12) Р$l\_{n+1}^{f}$. Если нагружены оба примыкающих пролета, то при *ln=*$l\_{n+1}^{}$=7м получаем 6$R\_{n}^{f}$=$ \frac{539}{6}Р$. Если нагружен один пролет (левый или правый), то 6$R\_{n}^{f}$=$ \frac{539}{12}Р$.

Вычисляя фиктивные реакции для каждого из перечисленных выше нагружений, из системы трех моментов находим значения опорных моментов, а затем и пролетных в местах приложения сосредоточенных грузов. В таблицу заносят полученные значения расчета главной балки как упругой системы: моменты при разных сочетаниях нагрузок (П+В1; П+В2 и тд), а так же ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов.

**Находим изгибающие моменты *а* сечения главной балки от полных нагрузок при γƒ = 1: (Gd = 56,88 кН, Р = 60,36кН, )**

*1.П(все пролеты)*

(11/12) Р*ln2+*(11/12) Р$l\_{n+1}^{f}$=2(0,9167\*60,36\*7\*7) = 5422,54

28Мв+7Mc= -5422,54

7Мв+28Mc +7MD = -5422,54

7Mc +28MD = -5422,54

Mc= -774,65-4 Мв

14 Мв-20439,62-112 Мв=-5422,54

-98 Мв=21690,15

Мв = MD= -166,00

Mc =-110,66

 

RA = RB=60,36\*10.5/7=90,54

RA\*1.75 = 181,08

RA\*3.5-P\*1.75 = 298.62-105.63=241,44

По подобиям треугольника находим оставшиеся точки:

166/7 = 11точка/1,75 = 41,5

166/7 = 12точка/3,5 = 82,99

156,43/7 = 13точка/5,25 = 124,49

166-110,66 = 55,33

55,33/7 = 23 точка/1,75 = 13,83+55,33=124,49

55,33/7 = 22 точка/3,5 =27,66

55,33/7 = 21 точка/5,25 =41,49

Находим значение моментов в точках 11,12,13,21,22,23:

-11: 181,08-41,5=139,58

-12: 241,44-82,99=158,44

-13: 181,08-124,49=56,58

-21: 181,08-152,16=28,92

-22: 241,44-138,33=103,11

-23: 181,08-124,49=56,59

*2.В1(1-й и 3-й пролеты) Мв=MD*

6$R\_{n}^{f}$=$ \frac{539}{12}Р $= 44,92\*60,36 = -2711,17

28Мв+7Mc= -2711,17

7Мв+28Mc +7MD = -2711,17

7Mc +28MD = -2711,17

Mc= -387,31-4 Мв

14 Мв-18978,19-112 Мв=-2711,17

-98 Мв=16267,02

Мв = MD= -83, Mc =-55,33, ΣМА = 0



RA = RB=60,36\*10.5/7=90,54

RA\*2 = 181,08

RA\*3.5-P\*1.75 = 362,16-120,72=241,44

По подобиям треугольника находим оставшиеся точки:

83/7 = 11 точка/1,75 = 20,75

83/7 = 12 точка/3,5 = 41,49

83/7 = 13 точка/5,75 =62,25

183 – 55,33= 27,67

27,67/7 =23точка/1,75=6,916+55,33=62,25

27,67/7 =22точка/3,5=13,83+55,33=69,163

27,67/7 =21точка/5,25=20,75+76,08

Находим значение моментов в точках 11,12,13,21,22,23:

-11: 181,08-20,75 =160,33

-12: 241,44- 41,49 = 199,94

-13: 181,08-62,246 = 118,83

-21: 181,08-76,079 =105

-22: 241,44– 69,163=172,28

-23: 181,08-62,246=118,83

*3.В2(2-й и 4-й пролеты) Находим значение моментов в точках 11,12,13,21,22,23:*

-11: -20,75

-12: -41,49

-13: -62,25

-21: 181.08-105=76,079

-22: 241.44– 172,29=69,163

-23: 181.08-62,246 = 118,83

 

Таблица 6

|  |  |
| --- | --- |
| Вид нагрузки и ее положение | Значение моментов, кНм, в сечениях |
| 11 | 12 | 13 | В | 21 | 22 | 23 | С |
| П (все пролеты) | 139,58 | 158,44 | 56,58 | 166 | 28,92 | 103,11 | 56,59 | -110,66 |
| В1(1й и 3й) | 160,33 | 199,94 | 118,84 | -55,33 | -105,00 | -172,28 | -62,25 | -55,33 |
| В2(2й и 4й) | -20,75 | -41,49 | -62,25 | -83,00 | -76,69 | 118,83 | 118,83 | -55,33 |
| В3(1й,2й и 4й) | 66,22 | 132,43 | -198,65 | -264,86 | -205,56 | 146,25 | 86,85 | -27,64 |
| В4(2й и 3й) | -13,82 | -27,64 | -41,46 | -737,06 | 44,64 | 154,73 | -385,53 | -341,68 |
| В5(1й,3й и 4й) | 118,32 | 115,91 | 7,21 | -251,06 | -195,20 | -139,35 | -83,49 | -27,64 |
| П+В1 | 299,91 | 358,38 | 175,42 | 110,67 | -76,08 | -69,17 | -5,66 | -165,99 |
| П+В2 | 118,83 | 116,95 | -5,67 | 83 | -47,77 | 221,94 | 175,42 | -165,99 |
| П+В3 | 205,8 | 290,87 | -142,07 | -98,86 | -176,64 | 249,36 | 143,44 | -138,3 |
| П+В4 | 125,76 | 130,8 | 15,12 | -571,06 | 73,56 | 257,84 | -328,94 | -452,34 |
| П+В5 | 257,9 | 274,35 | 63,79 | -85,06 | -166,28 | -36,24 | -26,9 | -138,3 |
| **М11,min** |  |  | **-142,07** | **-571,06** | **-176,64** | **-69,17** | **-328,94** | **-452,34** |
| **М11,max** | **299,91** | **358,38** | **175,42** | **110,67** | **73,56** | **257,84** | **175,42** |  |

**Находим изгибающие моменты в сечениях балки от продольно действующих нагрузок γƒ = 1: (Gd = 56,88 кН, Р = 40,2кН, )**

*4. И3(1й,2й, 4й пролеты) 12(В4)= Мс(В3) = 55,58*

6$R\_{n}^{f}$=$ \frac{539}{12}Р $= 4\*44,92\*40,2 = 7222,6

28Мв+7Mc= -7222,6

7Мв+28Mc +7MD = -7222,6

7Mc +28MD = -7222,6

Mc= -387,31-4 Мв

14 Мв-18978,19-112 Мв=-7222,6

-98 Мв=28890,40,

Мв = MD= -222,32,

 Mc =55,58,

ΣМА = 0

 

RA = RB=40,2\*10.5/7=60,3

RA\*2 = 120,6,

RA\*3.5-P\*1.75 = 362,16-120,72=221,10

По подобиям треугольника находим оставшиеся точки:

221,10/7 = 11 точка/1,75 = 55,27

221,10/7 = 12 точка/3,5 = 110,55

221,10/7 = 13 точка/5,75 =-165,83

165,99 – 55,58= -165,52

165,52/7 =23точка/1,75=-14,2

165,52/7 =22точка/3,5=22,46

165,52/7 =21точка/5,25=-179,87

Находим значение моментов в точках 11,12,13,21,22,23:

-11: 120,6-55,27 =175,88

-12: 160,6-110,55 = 50,25

-13: 120,6-165,83=-45,23

-21: 120,6-179,87=-58,82

-22: 160,6-22,46=138,34

-23: 120,6-14,2=106,40

Таблица 7

|  |  |
| --- | --- |
| Вид нагрузки и ее положение | Значение моментов, кНм, в сечениях |
| 11 | 12 | 13 | В | 21 | 22 | 23 | С |
| П (все пролеты) | 110,2 | 114,17 | 31,99 | -156,43 | 110,20 | 166,87 | 31,99 | -104,28 |
| В1(1й и 3й) | 92,96 | 216,08 | 37,69 | -110,55 | -175,87 | -239,53 | -185,088 | -73,70 |
| В2(2й и 4й) | -27,64 | -55,28 | -82,91 | -110,55 | 56,11 | 82,08 | 65,325 | -73,70 |
| В3(1й,2й и 4й) | 44,88 | 89,76 | -134,63 | -179,51 | -24,87 | 122,16 | 137,66 | -55,58 |
| В4(2й и 3й) | -327,79 | -55,58 | -83,37 | -111,16 | 62,89 | 80,55 | -59,32 | -377,38 |
| В5(1й,3й и 4й) | 52,63 | 24,878 | 83,28 | -271,85 | -119,09 | -7,63 | -109,56 | -55,58 |
| П+В1 | 203,16 | 330,25 | 69,68 | -266,98 | -65,67 | -72,66 | -153,098 | -177,98 |
| П+В2 | 82,56 | 58,89 | -50,92 | -266,98 | 166,31 | 248,95 | 97,315 | -177,98 |
| П+В3 | 155,08 | 203,93 | -102,64 | -335,94 | 85,33 | 289,03 | 169,65 | -159,86 |
| П+В4 | -217,59 | 58,59 | -51,38 | -267,59 | 173,09 | 247,42 | -27,33 | -481,66 |
| П+В5 | 162,83 | 139,04 | 115,27 | -428,28 | -8,89 | 159,24 | -77,57 | -159,86 |
| **М11,min** |  |  | **-102,64** | **-428,28** | **-65,67** | **-72,66** | **-153,098** | **-481,66** |
| **М11,max** | **203,16** | **330,25** | **115,27** |  | **173,09** | **289,03** | **169,65** |  |

**Находим изгибающие моменты в сечениях главной балки от полных нагрузок** γƒ > 1: Gd = 51,89 кН, Р = 70,62кН,

*1.П(все пролеты)*

(11/12) Р*ln2+*(11/12) Р$l\_{n+1}^{f}$=2(0,9167\*70,62\*7\*7) = 6344,26

28Мв+7Mc= -6344,26

7Мв+28Mc +7MD = -6344,26

7Mc +28MD = -6344,26

Mc= -906,32-4 Мв

14 Мв-25377,4-112 Мв=-6344,26

-98 Мв=19032,78,

Мв = MD= -194,21,

Mc =-129,47

 

RA = RB=70,62\*10.5/7=105,93

RA\*1.75 = 194,21

RA\*3.5-P\*1.75 = 282,48

По подобиям треугольника находим оставшиеся точки:

194,21/7 = 11точка/1,75 = 48,55

194,21/7 = 12точка/3,5 = 97,11

194,21/7 = 13точка/5,25 = 145,66

194,21-129,47 = 64,74

64,74/7 = 23 точка/1,75 = 16,18+129,47 =145,66

64,74/7 = 22 точка/3,5 =32,36+129,47 =161,843

64,74/7 = 21 точка/5,25 =48,55+129,47 = 178,03

Находим значение моментов в точках 11,12,13,21,22,23:

-11: 211,86-48,55= 163,31

-12: 282,48-97,77=185,37

-13: 211,86-145,659=66,20

-21: 211,86- 178,028=33,83

-22: 282,48-161,84=120,64

-23: 211,86-145,66=66,02

Таблица 8

|  |  |
| --- | --- |
| Вид нагрузки и ее положение | Значение моментов, кНм, в сечениях |
| 11 | 12 | 13 | В | 21 | 22 | 23 | С |
| П (все пролеты) | 163,31 | 185,37 | 66,20 | -194,21 | 33,83 | 120,64 | 66,20 | -129,47 |
| В1(1й и 3й) | 187,58 | 233,93 | 139,03 | -97,10 | -122,85 | -201,56 | -139,03 | -64,74 |
| В2(2й и 4й) | -24,28 | -48,55 | -72,83 | -97,10 | 89,01 | 80,92 | 72,83 | -64,74 |
| В3(1й,2й и 4й) | 271,49 | 401,74 | -309,74 | -238,52 | -170,79 | -103,07 | -35,35 | - 32,37 |
| В4(2й и 3й) | -16,12 | -32,37 | -48,35 | -64,74 | 81,47 | 98,1 | -114,96 | -131,67 |
| В5(1й,3й и 4й) | 162,48 | 183,72 | 63,73 | -197,51 | -156,22 | -114,94 | -73,65 | -32,37 |
| П+В1 | 250,41 | 419,3 | 205,23 | -291,31 | -89,02 | -80,92 | -72,83 | -194,21 |
| П+В2 | 163,3 | 185,38 | 66,2 | -291,31 | -33,84 | -120,64 | -66,2 | -129,48 |
| П+В3 | 247,21 | 353,19 | -382,57 | -335,62 | -81,78 | -22,15 | 37,48 | -97,11 |
| П+В4 | 255,37 | 369,37 | -358,09 | -303,26 | -89,32 | -4,97 | -150,31 | -164,04 |
| П+В5 | 146,36 | 151,35 | 15,38 | -262,25 | -74,75 | -16,84 | -188,61 | -164,04 |
| Ординаты огибающей |
| **Мmin** | **-** | **-** | **-382,57** | **-335,62** | **-89,32** | **-120,64** | **-188,61** | **-194,21** |
| **Мmax** | **255,37** | **419,3** | **205,23** | **-** | **-** | **-** | **37,48** | **-** |
| **Границы перераспределения** |
| **Мmin** | **-** | **-** | **-100,41** | **- 418,97** | **-94,26** | **-71,08** | **-175,52** | **-471,21** |
| **Мmax** | **199** | **323,08** | **112,77** | **-** | **-** | **-** | **165,97** | **-** |

Координата 11: при γ=1 эти моменты равны М11 = 299,91кНм и М11*l* =203,17кНм. При δ=1(ихгибающий момент), η=1 (стержневая арматура периодического профиля), Rs = 365 МПа, Es=200000Мпа, а также ориентировочно μs=0,015, d=25мм

χ = $(1\*1\*20\left(3,5-100\*0,015\right)365\*\sqrt[3]{25)}/(0,4\*200000)$=0,5336

φl = 1.6-15\*0.015 = 1.375

χl = 1,375\*0,5336\*0,4/0,3 = 0,9783

Из условий

*MI ≥ MIIχ+P02(z-esp)(1-χ); MI ≥ MIil χl+P02(z-esp)(1-χl)*

При *P02=0* определяют границу возможного уменьшения моментов для сечения балки при координате 11:

М1=299,91\*0,5336 = 160,03кНм

М1 = 203,17\*0,9783 = 198,76кНм

Следовательно границы перераспределения обусловлена продолжительным действием нагрузок. Поэтому принимают М1 – 199кНм

При координате 12:

М1=358,38\*0,5336 = 191,23кНм

М1 = 330,25\*0,9783 = 323,08кНм

При координате 13

М1=175,42\*0,5336 = 93,60кНм

М1 = 115,27\*0,9783 = 112,77кНм

М1=-142,04\*0,5336 = -84,13кНм

М1 = -102,64\*0,9783 = -100,41кНм …

Прежде чем преступить к распределению усилий, необходимо выяснить границы возможного уменьшения моментов из усилий обеспеченности трещиностойкости сечений. Предельно допустима ширина непродолжительного раскрытия трещин при действии всей нагрузки *acrc,sh=0,4мм*, а ширина продолжительного раскрытия трещин при постоянных и продолжительных нагрузках *acrc,l=0,3мм*.

Перераспределение усилий с целью максимально возможного уменьшения опорных моментов, чтобы получить как экономический (снижение расхода арматуры), так и производственный эффект (уменьшения количества над опорной арматуры, облегчающего укладку бетона.) В процессе перераспределения стоит стремиться при любом сочетании нагрузок получить граничные значения опорных моментов: Мв = -418,97кНм, Мс= -471,21кНм. Но учитывая, что значения μs и d назначены ориентировочно, то принимаем после перераспределения:

 Мв = -500кНм, Мс= -500кНм

Если в упругой системе моменты на опорах по абсолютному значению превышают принятые, назначают положительные дополнительные опорные моменты, в противном случае – отрицательные. Такой подход к перераспределению, наряду со значительным снижением опорных моментов, позволяет несколько уменьшить также и пролетные.

Таблица 9

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Соч. Нагр. | Эпюра моментов | Значение моментов, кНм, в сечениях |
| 11 | 12 | 13 | В | 21 | 22 | 23 | С |
| П+В1 | В упруг.сист. | 250,41 | 419,3 | 205,23 | -291,31 | -89,02 | -80,92 | -72,83 | -194,21 |
| Дополнительно | -36,13 | -89,19 | -718,08 | -208,69 | -207,02 | -274,8 | 531,88 | -305,79 |
| Перераспредел. | 214,28 | **330,11** | -512,85 | -500 | -296,04 | -355,72 | 459,05 | -500 |
| П+В2 | В упруг.сист. | 163,3 | 185,38 | 66,2 | -208,69 | -33,84 | -120,64 | -66,2 | -194,21 |
| Дополнительно | -36,13 | -89,19 | -718,08 | -208,69 | -207,02 | -274,8 | 531,88 | -305,79 |
| Перераспредел. | 127,17 | 96,19 | -651,88 | -417,38 | -240,86 | -395,44 | **465,68** | -500 |
| П+В3 | В упруг.сист. | 247,21 | 353,19 | -382,57 | -335,62 | -81,78 | -22,15 | 37,48 | -97,11 |
| Дополнительно | -32,93 | -23,08 | -130,28 | -164,38 | -214,26 | -333,57 | -496,53 | -402,89 |
| Перераспредел. | 214,28 | 330,11 | -512,85 | -500 | -296,04 | -355,72 | -459,05 | -500 |
| П+В4 | В упруг.сист. | 255,37 | 369,37 | -358,09 | -303,26 | -89,32 | -4,97 | -150,31 | -164,04 |
| Дополнительно | -49,19 | -98,37 | -147,56 | -196,74 | -231,55 | -266,35 | 552,59 | -335,96 |
| Перераспредел. | 206,18 | 271 | -505,65 | -500 | -320,87 | -271,32 | 402,28 | -500 |
| П+В5 | В упруг.сист. | 146,36 | 151,35 | 15,38 | -262,25 | -74,75 | -16,84 | -188,61 | -164,04 |
| Дополнительно | -59,43 | -118,92 | -209,08 | -237,75 | -262,31 | -286,86 | -311,43 | -335,96 |
| Перераспредел. | 86,93 | 32,43 | -193,7 | -500 | -337,06 | -303,7 | -500,04 | -500 |
| **Ординаты огибающей** |
| **Мmin** | **-** | **-** | **-512,85** | **-500** | **-337,06** | **-355,72** | **-500,04** | **-500** |
| **Мmax** | **214,28** | **330,11** | **66,2** | **-** | **-** | **-** | **402,28** | **-** |
| **Границы перераспределения** |
| **Мmin** | **-** | **-** | **-512,85** | **-500** | **-337,06** | **-355,72** | **-500,04** | **-500** |
| **Мmax** | **214,28** | **330,11** | **66,2** | **-** | **-** | **-** | **402,28** | **-** |



Поперечные силы вычисляются по участкам для каждого сочетания нагрузок как тангенс угла наклона эпюры моментов после распределения. Так для сочетания нагрузок П+В1 при длине *Δl*= 2м поперечные силы равны:

- на участке от опоры А до сечения 11 *QA-11 = (214,28-0)/1,75=122,45кН;*

*- Q11-12 = (330,11-214,28)/1,75=66,19кН;*

*- Q12-13= (66,2+512,85)/1,75=330,88-кН;*

*- Q13-В= (-500-330,88)/1,75=-474,79кН;*

Тоже самое делаем для других сочетаний нагрузок. Полученные данные сводим в таблице.

Таблица 10

|  |  |
| --- | --- |
| Сочетание нагрузок | Силы на участках , кН |
| А-11 | 11-12 | 12-13 | 13-В | В-21 | 21-22 | 22-21 | 23-С |
| П+В1 | 122,45 | 66,19 | -481,69 | 7,34 | 116,55 | -34,10 | 465,58 | -548,03 |
| П+В2 | 93,31 | 12,62 | -68,10 | -157,08 | 99,91 | -49,60 | 31,11 | -73,15 |
| П+В3 | 122,45 | 66,19 | -481,69 | 7,34 | 116,55 | -34,10 | -59,05 | -23,40 |
| П+В4 | 117,82 | 37,04 | -443,80 | 3,23 | 102,36 | 28,31 | 384,91 | -515,59 |
| П+В5 | 49,67 | -31,14 | -129,22 | -175,03 | 93,11 | 19,06 | -112,19 | 0,02 |
| **Ординаты огибающей** | **122,45** | **66,19** | **481,69** | **175,03** | **116,55** | **49,60** | **465,58** | **548,03** |

## Расчет прочности сечений

*Проверка размеров бетонного сечения балки.*

Размеры поперечного сечения главной балки уточняют по усилиям, действующим на грани В, то есть по грани колонны. При компоновке перекрытия приняты размеры поперечного сечения 05х0,5м. Так как сечение балки и ее армирование справа и слева от опоры В одинаковы, находят больший по абсолютному значению из изгибающих моментов, который действует по грани колонны справа при сочетании нагрузок П+В1:

*MBe =MB+0.5QB-21 hc = -500+0.5\*116.55\*0.5 =-470.86кНм*

Для опоры С момент на грани колонны:

*MCe =MC-0.5Q23-C hc = -500-0.5\*548.03\*0.5 =-637.00кНм*

Для бетона класса В20 и арматуры АIII: ξR =0.654, BR=0.44

Рабочая высота главной балки при b=0.3м

*h0=*$\sqrt{\frac{M\_{B,e}}{α\_{R}R\_{b}b}}$*=*$\sqrt{\frac{0.637}{0.44\*7.65\*0.3}}$*=0.794м*

Располагаем арматуру растянутой зоны в два ряда и учитывая предполагаемый диаметр продольных стержней(20…25мм), назначаем а=0,05м. Тогда принимаем окончательно *h0=*0,8-0,05 = 0,75м, оставляя ранее принятые размеры b=0.3м и *h=*0,8м

Для сечений, воспринимающих положительные моменты, плита расположена в сжатой зоне. Расчетную ширину назначают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать 1/6 пролета, т.е *bƒ’= 0.3+2\*7/6=2.63м;h ƒ’=0,08м.*

Принятые размеры сечения проверяют на прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами для участка балки, где действует наибольшая поперечная сила. Принимая (в запас) *φω1 =* 1, при *φb =* 1-0.01\*7.65= 0.9235 проверяем условие Q≤0.3φω1φb1Rbbh0, так как

*Q13-В=548,03кН<0,3\*1\*0,9235\*7,65\*0,3\*0,75=0,2861МН=476,87кН,* принятые размеры главной балки достаточны.

## Расчеты продольной арматуры.

Определяем положение нулевой линии в тавровом сечении балки, то есть при действии на нее положительным моментов. Наибольшая действует в сечении 12, по этому *M ƒ’ = Rƒ’b ƒ’h ƒ’ (h0-0.5hƒ’) = 7,65\*2,63\*0,08 (0,75-0,5\*0,08) = 1142,79кНм > >М12=548,03кНм*

Следовательно, для всех сечений, воспринимающий положительные моменты, нулевая линия расположена в полке и рассчитывать их следует как прямоугольные шириной *b=b ƒ’=2.63м.*Последовательность расчета такая же как и для второстепенной балки

В пролетe 1:

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0,54803/(7.65\*2,65\*0.752) =0.4902*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5)= 0,5\*(1+(1-2\*0,4902)0,5)=0,5699

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.54803/(365\*0.5699\*0.35)=0.00075м2= 75 см2*

В пролете 2:

*B0 = M/(Rb\*b\*h02) = 0,4657/(7.65\*2,65\*0.752) =0.4163*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5)= 0,5\*(1+(1-2\*0,4163)0,5)=0,70458

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.4657/(365\*0.70458\*0.35)=0.00052м2= 52 см2*

В опорных сечениях балки действуют отрицательные моменты, поэтому плита расположена в растянутой зоне и сечения рассчитывают как прямоугольные шириной *b= 0,3м*

На грани опоры В действуют изгибающий момент М*В,е=-0,47086МНм,* поэтому *B0 =* М*В,е /(Rb\*b\*h02) = 0,4709/(7.65\*2,65\*0.452) =0.145< BR=0.44*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5)= 0,5\*(1+(1-2\*0,145)0,5)=0,9169

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.4709/(365\*0.9169\*0.35)=0.0003127м2= 31.3 см2*

На грани опоры С действует изгибающий момент М*С,е=-0,6370кНм, п*оэтому

*B0 =* М*С,е /(Rb\*b\*h02) = 0,637/(7.65\*2,65\*0.752) =0,055< BR=0.44*

ν =0,5\*(1+(1-2\* *B0*)0,5)= 0,5\*(1+(1-2\*0,055)0,5)=0,9717

As= *M/(Rs\** ν *\*h0)=0.637/(365\*0.884\*0.35)=0.00051м2= 51см2*

Диаметры и количество стержней продольной арматуры определяют при конструировании.

## Расчет поперечной арматуры.

Проверяем необходимость постановки расчетной поперечной арматуры. Наименьшая поперечная сила на приопорных участках действуют у опоры С таб.10 = 49,60кН, по этому условия Q max ≤ 2.5 R*bt*\*bh0,*sup*  и Q ≤ Qbu=φb4(1+φ*n+* φƒ)R*bt*bh20*m*/c, проверяют для наклонных стержней у этой опоры.

На указанном участке пролет среза (расстояние от грани опоры на стене до первого сосредоточенного узла) а=4-0,25 = 3,75м.

Поскольку сmax =2,5h0= 2,5\*0,75=1,875м >1,5м, принимают сmax = с = 1,5м.

При Q max = Q =548,03кНм и R*bt=0,675МПа*

Проверяем условие Q max ≤ 2.5 R*bt*\*bh0,*sup*  и Q ≤ Qbu=φb4(1+φ*n+* φƒ)R*bt*bh20*m*/c,

Q max = 548,03кНм ≥ 2,5\*0,675\*0,3\*0,75= 379,7кНм

Q = 548,03кНм ≥ Qbu= 1,5(1+0)\*0,675\*0,3\*0,752/1,5=75,94кНм

Ни одно из условий не выполняется, поэтому поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету.

Сначала определим Мс для участка балки у опоры С, где полка расположена в сжатой зоне. Так как *b ƒ’*-*b= 2.63-0,3 = 2,33м > 3h ƒ’=3\*0,08=0,24м,* принимаем *b-b ƒ’=0,24м, φ ƒ’=0,75\*0,24\*0,08/(0,3\*0,75)=0,064<0,5*

При *φ n=0, Мb =* φb4(1+φ*n +* φƒ)R*bt*bh20*m=2\*(1+0,064+0)\*0,675\*0,3\*0,752=242,4кНм*

Требуемую интенсивность хомутов (при отсутствии отгибов) определяют из условий:

*Если χi<χ0i=(Qb,min /Qbi) \* c0 /2h0 , - qωi=Qi /c0 \* χ0i / (1+χ0i)*

*Если χ0i<χi=ci /co , - qωi=(Qi- Qbi )/c0*

*Если ci /co< χi≤ ci /ho , qωi=(Qi- Qbi )/Mb  (1)*

*Если χi> ci /ho , - qωi=(Qi - Qbi )/h0*

Принимаем с1 = а = 2м, тогда:

*Qbi=242,4/2 =121,2кН > Qb,min=0,6\*(1+0,064+0)\*0,675\*0,6\*0,75=96,96кН*

*Следовательно: χi= (548,03-121,2)/121,2=3,522*

*Поскольку* с1 = 2м > *2ho = 0,75\*2=1,5, с0 = 2ho=1,5м;*

*χ0i=3522/121,2\*1=28,05, так как χi=3,522< χ0i=28,05*

*то qω1= 548,03/1,5\*28,05/(1+28,05)=352,78кН/м<Qb,min /2h0=3522/1,5=2347,8кН/м. Поскольку условие (1)выполняется, назначаем qω1=352,78кН/м*

Интенсивность хомутов при значении с, равным расстоянию опоры до второго груза, не определяют, так как поперечная сила резко уменьшается и поперечное армирование предусматривают по конструктивным соображениям. Окончательно назначают *qω= qω1=352,785кН/м.*

Шаг поперечных стержней устанавливаем по конструктивным соображениям. Так как h=800мм>450мм, шаг поперечных стержней должен быть не более h/3= 0,8/3 = 0,267м.

Принимаем sω=0,3м< sω,max=1,5\*0,675\*0,3\*0,752/0,*54803*=0,312м. Для поперечных стержней из стали класса АI Rsω=175МПа. Тогда:

 *Aω=qωsω/Rsω=0.3528\*0.2/175=0.61см2.*

**Назначаем 2 Ø8 АI, *(Aω=1,01см2, шаг=300мм.)***На **примыкающем пролетном** участке принимают удвоенный **шаг тех же стержней sω2=2sω1=600мм**.

На других приопорных участках балки оставляют те же поперечные стержни, но меняют шаг в соответствии с расчетом. При этом учитывают, что возле промежуточных опор полка расположена в растянутой зоне, по этому φƒ=0 и *Мb =* φb4(1+φ*n +* φƒ)R*bt*bh20*m= 2(1+0+0)\*0,675\*0,3\*0,752= 227,8кНм.*Расстояния от граней колонн до первых сосредоточенных грузов в пролетах а=1,7- 0,5hc = 1,7- 0,5\*0,5=1,45м. поэтому принимают с= а =1,4м и определяют *Qb= Мb/с*

*Qb= 227,8/1,4=113,9кН > Qb,min=0,6(1+0+0)\*0,675\*0,3\*0,75=91,1кН*

При армировании балки отдельными стержнями предусматривают хомуты 2Ø8АI(*Aω=1,01см2)с шагом 1,5мм.* Проверяем условие (1). Так как *qω= 175\*0,000101/0,15=185,15кН/м> Qb,min/2ho =91,1/1,5кН=60,7кН/м,* то есть указанное условие выполняется, оставляем принятое количество вертикальных стержней.

Проверяем несущую способность балки при отсутствии отгибов. По с0=$\sqrt{\frac{M\_{b}}{q\_{ω}}} $= $\sqrt{\frac{227.8}{352,785}}$ = 0,857м<2h0 = 2\*0,75=1,5м. Следовательно:

*Qω=qω\*с0=352,785\*0,857=302,49кН.*Несущая способность балки *Qb+Qω= =185,15+352,79=537,94кН.* Из таблицы 10 видно, что прочность наклонных стержней с принятым поперечным армированием обеспечена на всех участках, кроме приопорного опоры С.Поэтому здесь предусматривают отгибы стержней по расчету. На остальных приопорных участках оставляют 2 Ø8 АI,с шагом 150мм.

Выясняем, на каком расстоянии и как может быть увеличении шаг хомутов. Задают длину участка шагом *sω1=0,15м* равной расстоянию от грани опоры до первого груза *l1= 1,71*м .Шаг хомутов в пролете назначают *sω1=2 sω1=0,3м,* при этом *qω1=352,785кН/м, qω2= 0,5 qω1=352,79\*0,5=176,4кН/м, qω1 - qω2=176,4кН/м,* Проверяем условие *Q ≤ Qb+Qω+Qinc* при значении с расстояние от опоры до второго узла. Определим с02=$\sqrt{\frac{M\_{b}}{q\_{ω}}} $= $\sqrt{\frac{227.8}{176,4}}$ = 1,13м < 2h0 =1,5м. принимают с02=1,13 Поскольку с - *l1=3,75-2=1,75м>1,5м, то Qω= qω2\** с02=1,13\*176,4=200,5кН,  *Qb=Qinc=*379,7*кН, Qb+Qω=200,5+379,7=580,2кН>481,69кН,* то есть прочность рассматриваемого наклонного сечения обеспечена. Таким образом, длину участков с шагом хомутов 150мм принимают 1,5м.**На пролетных участках шаг 300мм.** Для участка балки у опоры В слева принимают 2Ø20АIII *Ainc=6.28см2.* Отгибы расположены под углом *45º* к оси балки *(sin45º=0.707).* Наибольшее расстояние между верхним концом одной плоскости отгибов и нижним другой определяют по формуле: *sω,max=φb4Rbtbh02/Q=1,5\*0,675\*0,3\*0,75\*0,75/0,54803=0,3114м –* принимаем это расстояние равным 0,5м, для рассматриваемого участка *Q=548,03кН; с1=а=2м, Mb= 227.8кНм, qω=176.4кН/м(2Ø8АI с шагом 150мм* Проверяем из условия: *Q ≤ Qb+Qω+Qinc* прочность наклонного сечения с длинной проекцией, равной расстоянию от опоры до начала второй плоскости отгибов, то есть при с=50+700+500=1250мм = 1,25м. Определяем проекцию опасной наклонной трещины. Максимальное значениес0 вычисляют по формуле с0=$\sqrt{\frac{M\_{b}}{q\_{ω}}}$ = =$\sqrt{\frac{227,8}{176,4}} $= 1,13м < 2h0 =1,5м. Поскольку с=1,5м *>* 1,13м, то принимаем для наклонного значения с0=с=1,13м.. Наклонную трещину, расположенную между началом второй и концом первой плоскостей отгибов, то есть не пересекающую отгибы, не рассматривают, так как для нее с0=0,5м < h0.

Для одной плоскости отгибов *Qinc= Rsω Ainc\* sin45º=290\*0.000628\*0.707=128.8кН, т*огда:*Qb+Qω+Qinc =227,8/1,13+176,4\*1,13+128,2=555,14кН>Q=548,03кН,* то есть прочность обеспечена.

Аналогично проверяем прочность наклонного сечения с длиной проекции, равной расстоянию от опоры до начала третьей плоскости отгибов, то есть при с= 1250+700+500 = 2450мм =2,35м < *φb2h0/ φb3=2\*0,75/0,6=2,5м.*Для этого сечения с0 = c0max = 1.5м.

Так как *Qb+Qω+Qinc =227,8/2,35+176,4\*1,5+128,8=549,05> Q=548,03кН* прочность и этого наклонного сечения обеспечена. При армировании балки сварными сетка отгибы применять не рекомендуется, поэтому для этого варианта армирования предусматривают только вертикальные стержни. Принятое ранее поперечное армирование (*2Ø8АI с шагом 150мм)* обеспечивает прочность наклонных сечений на всех приопорных участках балки, кроме участка у опоры С справа. Определяем требуемую интенсивность поперечного армирования для этого участка Q1 = 548.03кН; *с1=а=2м*; *Qb=Mc/* с0*= 325.78/2=176.4кН: χi= (548,03-176.4)/176.4=2.11.* Поскольку  *с1= 2м > 2ho=1,5*принимаем с0=1,5м. Так как *с1/*с0=2/1,5=1,33м< *χi=2.11м* < *с1/h*0 = 2/0,75 = 2.66м., то *qωi=(Qi - Qbi )2/Mb = (*548,03-176,4)2/227,8 = 606,27кН/м. Принимают в двух пролетных сетках шаг поперечных стержней 150мм, а в двух опорных сетках – 200мм, то есть средний шаг sω=0,175м. Тогда А*ω=0,6063\*0,175/175=0,000606м2=6,06см2* Назначают 4Ø14AI , А*ω=6,16см2*

## Расчет отрывов

В местах примыкания второстепенных балок к главным сосредоточенная нагрузка приложена в пределах высоты сечения главной балки. В опорном сечении второстепенной балки при В0 =*0.1698* и ξ=0,187, высота сжатой зоны *χi=*0,187\*0,35=0,066м. Определим длину зоны отрыва hs=0,75-0,4-0,5\*0,066=0,383м, а = 2hs+b=2\*0,383+0,2=0,966м. Отрывающая сила равна сосредоточенной нагрузке на главную балку F=G+P = 51,89+70,62= 122,51кН.

При армировании балки отдельными стержнями предусматривают подвески из арматуры AIII, наклонные участки которых направляют под углом 45º к оси балки. Требуемая площадь сечения подвесок из условия F(1- hs/ h0)≤Σ А*ω* R*ω,*

ΣА*ω*R*ω,-* сумма поперечных усилий, воспринимаемая хомутами, устанавливаемыми дополнительно для зоны обрыва.

ΣА*ω=F/(*R*ωsin45’\** (1- hs/ h0))=0,12251/(290\*0,707\*(1-0,383/0,75))=0,0012м2= 1,2см2 Принимаем по две подвески из стрежней диаметром 12мм. Всего 2Ø12AIII(ΣА*ω=2,26см2)*

При сварной арматуре предусматривают дополнительные сварные сетки. Требуемая площадь сечения вертикальных стержней из стали класса AIII диаметром 6 - 10мм, ΣА*ω= F/*R*ω\** (1- hs/ h0)) = (0,1225/285)\*(1-0,383/0,75)=0,00021м2 = 2,1см2. Принимаем две сетки с вертикальными стержнями 6Ø6AIII в каждой, всего 12 Ø6AIII(ΣА*ω=2,26см2)*

## Вариант армирования сварными сетками.

Стержни продольной арматуры подбирают с учетом применения их в составе вертикальных сварных сеток, как пролетных, так и опорных.

Принимаем армирование:

- в пролете1 – две сетки, в каждой два нижних продольных стержня (1Ø28AIII+1Ø25AIII), один средний конструктивный продольный (1Ø12AIII) и один такой же верхний;

- в пролете 2 - две сетки, в каждой два нижних продольных стержня (2Ø14AIII+1Ø25AIII), один средний конструктивный продольный (2Ø12AIII) и один такой же верхний;

- на опоре В - две сетки, в каждой два нижних продольных стержня (1Ø32AIII+1Ø25AIII), один средний конструктивный продольный (2Ø12AIII) и один такой же верхний;

- на опоре С - две сетки, в каждой два верхних продольных стержня (1Ø32AIII+1Ø25AIII), один средний конструктивный продольный (2Ø12AIII) и один такой же верхний;

Таблица11

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Сечение балки | As, см2, по расчету | Принятая продольная арматура |
| Кол-во, Ø мм, стержней | As, см2 |
| 12 | 19 | 2Ø28AIII+2Ø25AIII | 22,14 |
| В | 24 | 2Ø32AIII+2Ø25AIII | 25,9 |
| 22 | 5,77 | 4Ø14AIII | 6,16 |
| С | 23,8 | 2Ø32AIII+2Ø25AIII | 25,9 |

Поперечное армирование сеток в соответствии с результатами расчета принимают диаметром 8мм из стали AI, что удовлетворяет условиям. Шаг поперечных стержней: для пролетных сеток у опоры А-250мм, для тех же сеток у опоры В200мм, на примыкающих пролетных участках шаг удваивают – 500 и 300мм; для сеток в пролете 2 на приопорных участках – 150мм, на пролетных – 3600мм; для сеток на опоре В-200мм, на опоре С-500мм.

В той же последовательности, что и в варианте армирования отдельными стержнями, определяют точки теоретического обрыва стержней при Rs=365МПа, Rb=7.65МПА, h0=0.75м. Для определения мест фактического обрыва стержней вычисляют длину анкеровки обрываемых стержней в той же последовательности, что и ранее. По формуле узнают длину анкеровки стержней из стали класс АIIIдиаметром 32мм: *lan=(0.7\*365/8.5+11)\*0.32=1.134м, диаметром 25мм lan=1,026, диаметром 14мм lan=0,575м*

Интенсивность поперечного армирования на участке 13-В, где стержни диаметром 8мм из стали AI в двух пролетных сетках установлены с шагом 0,15м, а в двух опорных – с шагом 0,2м:

*Rsω Ainc(1/sω1+1/sω2) = 175\*0.000101\*(1/0.15+1/0.2)=206,2кН/м.* У опоры А предусмотрено 2 диаметра 8AI с шагом 0,25м, *qω=70.7кН/м,* на участке В-21, *qω=206,2кН/М,* на участке 23-С *qω=174,6кН/м.* В пролете 1 предусматривают обрыв стержней 2 Ø25AIII. У опоры А αx=1,62м, по этому при Q=*548,03кН, qω=352.8кН/м, ω0=0,54803/(2\*0,0707)+5\*0,025=2,05м > lan=1,026; lх=* αx- *ω0=1,62- 2,05= -0,45м.* Следовательно, что у этой опоры стержни обрывают. У опоры В αx=3,12м, Q=*481,69кН, qω=174,6кН/м, ω0=0,4817/(2\*0,0707)+5\*0,025=1,81м; lх=* αx- *ω0=3,12- 1,81= 1,31м.*

В пролете 2 обрывают стержни 2 диаметром 14 AIII. У опоры В αx=2,76м, по этому при Q=*116,55кН, qω=176,48кН/м, ω0=0,1166/(2\*0,0707)+5\*0,025=0,43м 26; lх=* αx- *ω0=2,76- 0,43= 2,33м.*. У опоры С αx=2,08м, Q=*465,589кН, qω=174,6кН/м, ω0=0,4656/(2\*0,0707)+5\*0,025=1,74м; lх=* αx- *ω0=2,76- 1,74= 1,02м.*

Над опорой В обрывают стержни 2диаметром 25AIII. Для участка 13-В αx=0,79м; Q=*175,03кН, qω=352,8кН/м, ω0=0,175,03/(2\*0,0707)+5\*0,025=0,65м< lan=1,026; lх=* αx+ *ω0=0,79+0,65= 1,44м.* для участка В-21 С αx=1,39м, Q=*66,19кН, qω=227,46кН/м, ω0=0,06619/(2\*0,0707)+5\*0,025=0,23м< lan=1,026; lх=* αx+ *ω0=1,39+ 0,23= 1,41м.* Там же обрывают стержни 2 диаметром 25AIII: αx=2,08м; Q=*175,03кН, qω=352,8кН/м, ω0=0,17503/(2\*0,0707)+5\*0,025=0,44м< lan=1,026; lх=* αx+ *ω0=0,79+0,44= 1,02м.*

Над опорой С обрывают стержни 2 диаметра 32AIII обрывают на том же месте, что и 2 диаметра 25AIII. При этом в качестве опорной арматуры можно использовать верхние стержни пролетных сеток, так как длина нахлестки (без сварки) этих стержней превышает требуемую: *lх=2,98> lov=1,24м.*

В местах примыкания второстепенных балок к главным устанавливают по две дополнительных сетки с общим количеством вертикальных стержней 12Ø6AIII/

# Литература.

1.Справочное пособие «Проектирование железобетонных конструкций» А.Б.Голышев: Киев «Будивэльнык»,1990

2. «Железобетонные конструкции» В.Н. Байко, Э.Е.Сигалов: М. «Стройиздат», 1985.

3. СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции»

4. Конспект.