**Здания и сооружения из монолитного железобетона**

Курсовой проект выполнил студент: \_\_\_\_\_\_ группы 5019/М

Санкт-Петербургский Государственный технический университет

Инженерно-строительный факультет

Кафедра Энергетических и промышленно-гражданских сооружений

Санкт-Петербург

2000

**Введение, исходные данные**

Цель выполнения проекта – ознакомление с основными вопросами конструирования и освоение методики проектирования зданий и сооружений из монолитного железобетона.

Схема сооружения представляет собой подземный гараж прямоугольной формы, имеющий размеры в плане 18х60 м, который является жёсткой конструкцией, состоящей из двух продольных рядов колонн и перекрытия – монолитной железобетонной ребристой плитой (рис. 1.1). Высота сооружения Н составляет 4,2 м, отметка пола находится на глубине ↓-3,9 м от проектной отметки.

В результате оценки инженерно-геологических условий основания составлен геологический разрез (рис. 1.2), уровень грунтовых вод находится на отметке ↓-2,6 м.

Климатические условия принимаются для района возведения сооружения – Костромской области.

**Выбор строительных материалов для заданного объекта**

Монолитное ребристое перекрытие состоит из железобетонной плиты, которая опирается на балочную клетку, состоящую из системы главных и второстепенных взаимно перпендикулярных балок. Плита перекрытия и балки монолитно связаны между собой, что достигается путём одновременного бетонирования всех элементов перекрытия в специально изготовленной для этого опалубке.

В данном проекте рассматривается унифицированное перекрытие трех пролетного промышленного здания с внутренним каркасом и несущими наружными стенами (рис. 1.1, 3.1).

Для монолитных перекрытий обычно используется тяжелый бетон марки М200 – МЗ00, а для армирования – сварные каркасы из стали класса A-II или A-III и сварные сетки из обыкновенной проволоки. В данном проекте принят бетон марки М250 (В20). Расчетные сопротивления такого бетона для предельных состояний первой группы будут: на сжатие осевое Rb=11 МПа, на растяжение осевое Rbt=0,88 МПа. Коэффициент условий работы бетона mб1=0,85.

Рабочую арматуру для балок примем в виде сварных каркасов из горячекатаной стали периодического профиля класса A-II, Rs=270 МПа, Rsw=215 МПа. Для поперечной арматуры класса А-I Rsw=170 МПа. Арматуру для плиты примем в виде сварных сеток из обыкновенной проволоки класса B-I, Rs=315 МПа, и (возможен вариант) из стали класса A-III, Rs=340 МПа.

**Разработка эскиза объёмно-планировочного решения заданного сооружения**

При плановых размерах перекрываемого помещения 18х60 м балки располагаются в двух направлениях и опираются на промежуточные опоры – колонны.

Главные балки располагаются поперёк помещения и опираются на наружные стены и колонны.

Пролёты главных балок lг. б принимаются равными расстояниям между осями колонн и наружных стен и равны 6 м.

Второстепенные балки располагаются вдоль помещения и опираются на наружные стены и главные балки. Пролёты второстепенных балок lв. б принимаются равными 6 м.

Эскиз плана сооружения с учётом установленных выше параметров представлен на рисунке 3.1, разрез 2-2 представлен на рис. 1.1.

**Назначение предварительных размеров конструкций**

Для получения расчетного пролета определяются размеры поперечного сечения второстепенной балки: hв. б=(1/12...1/20)lв. б; принимаем hв. б=600/13 = 45 см, b=(1/2...1/3)hв.б≥10 см; принимаем ширину второстепенной балки b=20 см.

Расчетный пролет плиты между второстепенными балками l2=l0, где l0 – пролет в свету, равный 200-20=180 см. Пролет плиты при опирании с одной стороны на несущую стену l1= l01+(hпл/2), где hпл – толщина плиты, значением которой также задаемся. Принимаем толщину плиты равной 8 см, что больше hmin=60 мм. Расчетный пролет плиты



**Расчёт заданного элемента**

Нагрузки на ребристое монолитное железобетонное перекрытие промышленного здания

Все нагрузки определяются в соответствии с [1.1]. Согласно [1.1, стр. 4, п. 1.11] расчёт ведётся на основное сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Согласно [1.1, стр. 3, п. 1.6] к постоянным нагрузкам относится собственная масса плиты и балок. Временные длительные нагрузки рдл определяются согласно [1.1, стр. 6, п. 3.5, табл. 3].

Снеговая нагрузка согласно [1.1, стр. 4, п. 1.8] относится к кратковременным нагрузкам, определяемым в соответствии с [1.1, стр. 4, п. 5].

Нормативная снеговая нагрузка на 1 м2 площади горизонтальной проекции покрытия должна определятся по формуле

Рн=р0с, (5.1)

где

р0 – вес снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый по [1.1, стр. 9, п. 5.2], для IV района, к которому относится г. Кострома, р0=1,5 кН/м2;

с – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с указаниями [1.1, стр. 9, 10, пп. 5.3-5.6], для горизонтальной поверхности, с=1.

Рн=1,5\*1=1,5 кН/м2.

Согласно [1.1, стр. 4, п. 1.7] вес снегового покрова IV района, уменьшенный на 0,7 кН/м2 относится к длительным нагрузкам

рсн, дл=1,5-0,7=0,8 кН/м2.

Значения постоянных и временных нагрузок приведены в табл. 5.1.

Т а б л и ц а 5.1

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка, кН/м2 | Коэффициент перегрузки, n | Расчётная нагрузка, кН/м2 |
| 1. Постоянная  кровля  цементный раствор  шлакобетонный слой | 0,3  0,4  0,45 | 1,1  1,3  1,3 | 0,33  0,52  0,59 |
| ∑ | gн=1,15 | – | g=1,44 |
| 2. Временная  длительная, рдл+pсн, дл  кратковременная, Рн | 6,5  1,5 | 1,2  1,2 | 7,8  1,8 |
| ∑ | рн=8 | – | p=9,6 |

Плита

Расчетная схема плиты представляет собой многопролетную неразрезную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Собственная масса плиты gн=0,08\*25=2 кН/м2.

Погонная нагрузка принимается на ширину плиты, равную 1 м.

Для данного случая погонные расчетные нагрузки по табл. 5.1 будут равны (с учетом массы плиты h=8 см):

g=1,44+1,1\*2 =3,64 кН/м;

р=9,6 кН/м;

q=g+р=3,64 + 9,6=13,24 кН/м.

В расчете неразрезных плит с учетом пластических деформаций значения изгибающих моментов при равных или отличающихся не более чем на 20% пролетах принимаются по равно моментной схеме (независимо от вида загружения временной нагрузкой) равными (рис. 5,1):



в крайних пролетах



в среднем пролете и над средними опорами



над вторыми от края опорами



Второстепенная балка

Расчетная схема второстепенной балки представляет собой, так же как и расчетная схема плиты, неразрезную многопролетную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой. Предварительные размеры сечения второстепенной балки были приняты 45х20 см. Для определения расчетных пролетов задаемся размерами главной балки:

bг. б=0,5h=30 см.

Расчетные пролеты второстепенной балки будут: средние пролеты (равны расстоянию в свету между главными балками) l02=l2-bг. б=6-0,3=5,7 м; крайние – равны расстоянию от оси опоры на стене до грани сечения главной балки



где

l1 и l2 – пролеты балки;

а – привязка разбивочной оси к внутренней грани стены;

В – длина опорного конца балки на стене.

Сбор нагрузок

Погонную нагрузку на балку принимают на ширину грузовой площади, равную 2 м (расстоянию между осями второстепенных балок). Для данного случая (см. табл. 5.1) расчетные погонные нагрузки будут иметь значения с учетом массы балки по принятым размерам

g=2\*(1,44 +2,2)+0,37\*0,2\*25\*1,1=7,28+2,04=9,32 кН/м,

где

0,37\*0,2 м – размеры сечения балки за вычетом толщины плиты h = 8 см;

1,1 – коэффициент перегрузки для собственной массы конструкций;

25 – плотность бетона, кН/м3;

рдл (длительная)=2\*7,8=15,6 кН/м;

ркр (кратковременная)=2\*1,8=3,6 кН/м;

р (полная)=2\*9,6=19,2 кН/м;

полная

q=g+р=9,32+19,2=28,52 кН/м.

Расчетные моменты:

а) в крайних пролетах



б) в средних пролетах и над средними опорами



в) над вторыми от края опорами



Построение огибающей эпюры моментов второстепенной балки (рис. 5.2)



Эпюра моментов строится для двух схем загружения:

на полную нагрузку q=g+р в нечетных пролетах и условную постоянную нагрузку q'=g+1/4P в четных пролетах (рис. 5.2, Схема I);

на полную нагрузку q =g+p в четных пролетах и условную постоянную нагрузку q'=g+1/4р в нечетных пролетах (рис. 5.2, Схема II).

При этом максимальные пролетные и опорные моменты принимаются ql2/11 или ql2/16, а минимальные значения пролетных моментов строятся по параболам, характеризующим момент от нагрузки q’ (М1’=q’l12/11; М2’=q’l22/16) и проходящим через вершины ординат опорных моментов:

q=g+p=28,52 кН/м;

q'=9,32+1/4\*19,2=14,12 кН/м;

М1’=14,12\*5,82/11=43 кНм;

M2’=14,12\*5,72/16=28,5 кНм.

Вид огибающей эпюры представлен на рис. 5.2.

Расчетные минимальные моменты в пролетах будут равны:

в первом пролете М1min=-87/2+43=-0,5 кНм;

во втором пролете



в третьем от края (т. е. во всех средних) пролете M3min=-57,7+28,5=-29,2 кНм.

При расчете арматуры на указанные моменты необходимо учитывать поперечную арматуру сеток плиты и верхние (конструктивные) стержни сварных каркасов балок.

Главная балка

Расчетная схема главной балки представляет собой трех пролетную неразрезную балку (рис. 5.3), находящуюся под воздействием сосредоточенных сил в виде опорных реакций от второстепенных балок, загруженных различными комбинациями равномерно распределенной нагрузки g и p с грузовой площади 6x2=12 м2.

Размеры поперечного сечения главной балки: h=(1/8...1/15)l, принято h=1/10l=600/10=60 см; b=(0,4...0,5)h, принято b=0,5h=0,5\*600=30 см.

Сбор нагрузок

Для данной главной балки нагрузка передается в виде сосредоточенных (узловых) сил, которые с учетом собственного веса балки равны (см. табл. 5.1):

постоянная нагрузка

G=Gпл+Gв. б+Gг. б;

G=1,44+2,2\*6\*2+2,04\*6+0,52\*0,3\*25\*1,1=60,4 кН,

где

Gг. б – собственный вес главной балки на участке длиной 2 м (расстояние между второстепенными балками), приведенный к сосредоточенной узловой нагрузке в точке действия опоры второстепенной балки;

Gв. б – опорная реакция от собственного веса второстепенной балки (в предположении ее разрезности);

Gпл – собственный вес железобетонной плиты h = 8 см и конструкции пола, приходящихся на узловую точку опоры второстепенной балки;

временная узловая нагрузка (полная)

Р=9,6\*6\*2=115,2 кН.



Определение усилий в сечениях балки

Изгибающие моменты и поперечные силы, действующие в сечениях балки при сосредоточенной нагрузке, определяются по формулам [2, стр. 40, прил. V]:

M=(αG±βP)l; (5.2)

Q=(γG±δP), (5.3)

где

G и Р – соответственно постоянная и временная сосредоточенные нагрузки;

l – расчетный пролет главной балки, равный расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании балки на стену расчетный пролет принимают от оси опоры на стене до оси колонны;

α, β, γ, δ – табличные коэффициенты, принимаемые в зависимости от расстояния от крайней левой опоры до рассматриваемого сечения неразрезной балки.

Изгибающие моменты:

а) в первом пролете на расстоянии х=0,333l (загружение по схеме I, рис. 5.3):

M1max=(0,244\*60,4+0,289\*115,2)\*6=288 кНм;

то же, при загружении по схеме II

M1min=(0,244\*60,4-0,044\*115,2)\*6=60 кНм;

б) во втором пролете на расстоянии х=1,33l (загружение по схеме II, рис. 5.3)

M2max=(0,067\*60,4+0,2\*115,2)\*6=165 кНм;

то же, при загружении по схеме I

M2min=(0,067\*60,4-0,133\*115,2)\*6=-67,2 кНм;

в) над второй опорой при х =l (загружение по схеме III, рис. 5.3)

MBmax=(-0,267\*60,4-0,311\*115,2)\*6=-312 кНм;

то же, при загружении по схемам I или II

MB=(-0,267\*60,4-0,133\*115,2)\*6=-188 кНм;

то же, при загружении по схеме IV

MBmin=(-0,267\*60,4+0,044\*115,2)\*6=-66 кНм.

Поперечные силы:

а) при загружении по схеме I рис. 5.3:

QAmax=0,733\*60,4+0,866\*115,2=144,3 кН;

QBЛ=-1,267\*60,4-1,133\*115,2 =-206,5 кН;

QBП=60,4 кН;

б) при загружении по схеме II рис. 5.3:

QА=0,733\*60,4-0,133\*115,2=29 кН;

QBЛ=-1,267\*60,4-0,133\*115,2=-91,8 кН;

QBП=60,4+115,2=175,6 кН;

в) при загружении по схеме III рис. 5.3;

QА=0,733\*60,4+0,689\*115,2=123,8 кН;

QBЛ=-1,267\*60,4-1,311\*115,2=-227,5 кН;

QBП=1\*60,4+1,222\*115,2=201 кН.



Расчёт главной балки ведётся с учетом перераспределения моментов вследствие развития пластических деформаций. В качестве выровненной эпюры моментов принимаются эпюры моментов по схемам загружении I и II, рис. 5.4, при которых в пролетах 1 и 2 возникают максимальные моменты M1max и M2max. За расчетный момент на опоре принимается момент по грани колонны М', равный (при ширине сечения колонны bк=40 см):

 (3.3)



При загружении балки по схеме III расчетный момент на опоре В по грани колонны равен:



Уменьшение момента по грани опоры при выравнивании моментов составляет:



это больше рекомендуемых 30%, что недопустимо. Поэтому за расчетный момент по грани колонны принимается М'B=-272 кНм, уменьшенный только на 30%, т. е. М'B=0,7\*-(272)=-186 кНм, а в пролете расчетными являются M1max=288 кНм и M2max=165 кНм, вычисленные по упругой схеме, так как при выравнивании опорного момента их значения не увеличиваются.

Подбор арматуры

Подбор арматуры в плите

Арматура в плите подбирается как для изгибаемого железобетонного элемента прямоугольного сечения размером bxh=100х8 см с помощью параметров, приведенных в [2, стр. 38, прил. III, табл. 3]. Рабочая высота сечения h0=h-а=8-1,5=6,5 см.

При армировании плоскими сварными сетками из обыкновенной проволоки (Rs=315 МПа):

а) в крайних пролетах М1=3,66 кНм: по формуле (6.1) вычисляется

 (6.1)

где коэффициент условий работы бетона mб1=0,85. По [2, стр. 38, прил. III, табл. 3] находим коэффициент η=0,948 и определяем площадь сечения арматуры Аs,p по формуле (6.2) (множитель 100 введен для приведения размерности сопротивления, выраженного в МПа, к размерности в Н/см2 исходя из следующих соотношений величин: 1 МПа=106 Па (Н/м2)=100 Н/см2):

 (6.2)

б) в средних пролетах и над средними опорами:

М2=2,7 кНм; 

η=0,962; 

в) над вторыми опорами:

МВ=3,94 кНм; 

η=0,948; 

Плита армируется плоскими сварными сетками. Учитывая, что плита по всему контуру окаймляется монолитно связанными с нею балками, в средних пролетах и на средних опорах уменьшаются изгибающие моменты на 20%, следовательно, расход арматуры будет тоже на 20% меньше

Аs,p=1,46\*0,8=1,17 см2,

где

0,8 – коэффициент, учитывающий при частичном защемлении плиты по контуру уменьшение изгибающего момента.

С учетом уменьшения моментов для армирования средних пролётов и средних опор принимаются сварные сетки I и II с рабочей продольной арматурой диаметром 4 мм и поперечной арматурой диаметром 5 мм с шагом 150 мм (Аs=1,31 см2) (рис. 6.1). Тогда в крайних пролетах при требуемом Аs,p=1,9 см2 и над второй опорой при Аs,p=1,98 см2 проектируются сетки III и IV с рабочей продольной арматурой диаметром 4 мм и поперечной арматурой диаметром 5 мм с шагом 100 мм (Аs=1,96 см2 на 1 м длины). Сетки I, II, III и IV (рис. 6.1) укладывают раздельно.



Подбор арматуры для второстепенной балки

При расчете сечений балки на положительный момент (в пролете) принимается железобетонное сечение таврового профиля с полкой (плитой) в сжатой зоне.

Ширина полки в данном случае bп’=200 см, так как соблюдено условие норм [1.5, п. 3.16], по которому



и bп’≤l0+bв. б=180+20 см.

При расчете на отрицательный момент принимают прямоугольное сечение, равное 45х20 см, поскольку плита находится в растянутой зоне и в расчете не учитывается.

Для армирования применяются сварные каркасы из стали класса А-П, Rs=270 МПа. Рабочая высота сечения h0=45-3,5=41,5 см. Арматуру рассчитываем с помощью параметров А0, η и ξ по [2, стр. 38, прил. III, табл. 3]. В крайних пролетах M1=87 кНм; определяем расположение границы сжатой зоны сечения по условию (6.3) при x=hп’, b=bп' и Аs’=0:

M≤mб1Rbbп'hп'(h0-0,5hп'); (6.3)

8700 кНсм<11(100)0.85\*200\*8(41,5-0,5\*8)=56100 кНсм;

условие соблюдается, граница сжатой зоны проходит в полке, следовательно, сечение принимается шириной bп';

по формуле (6.1)



по [2, стр. 38, прил. III, табл. 3] находим коэффициенты η=0,987 и ξ=0,026, вычисляем



Проверяем условие (6.4)

ξ≤ξR: (6.4)

по формуле (6.5) находится

ξ0=a-0,008Rbmб1=0,85-0,008\*0,85\*11=0,774; (6.5)

по формуле (6.6) определяется граничное ξR

 (6.6)

Условие (6.4) соблюдается, так как ξ=0,026<ξR=0,661.

Для двух каркасов принимается 4∅16 A-II, Аs=8,04 см2 (см. каркас (1) на рис. 6.2).

В средних пролетах М2=57,7 кНм;

η=0,99; ξ=0,023;



для двух каркасов принимается 2∅18 A-II, Аs=5,09 см2 (см. каркасы (2) на рис. 6.2); условие ξ≤ξR соблюдается, так как ξ=0,023<ξR=0,661.

Над вторыми от края опорами МВ=83,8 кНм;

η=0,86; ξ=0,28;



условие ξ≤ξR соблюдается, так как ξ=0,28<ξR=0,661.

Растянутой арматурой над опорами второстепенных балок являются рабочие стержни надопорных сеток, расположенных между осями соседних второстепенных балок. Принимаются две сварные сетки V с поперечной рабочей арматурой диаметром 5 мм и продольной 4 мм (Аs=1,57 см2) площадью сечения каждая на 1 пог. м:



Над средними опорами МС=57,7 Нм:

η=0,87; ξ=0,26;



условие ξ≤ξR соблюдается, так как ξ=0,26<ξR=0,661; принимаются две сетки VI с рабочей поперечной арматурой диаметром 5 мм и продольной диаметром 4мм (Аs=1,18 см2), площадью сечения каждой на 1 пог. м:

(-2,5% допустимо).

Сетки V и IV заводятся за ось опоры (при p/g≤З): одну сетку на 1/3l от оси и другую на 1/4l от оси (см. рис. 6.2).



Расчет поперечной арматуры

Максимальная поперечная сила QBЛ=0,6ql=0,6\*28,52\*5,85=100 кН. Проверяется первое условие (6.7)

Q≤0,35Rbbh0; (6.7)

Qmax=100000 H<0,35\*0,85\*11(100)\*20\*41,5=272000 H,

где

Q – в H;

Rb – в МПа;

(100) – для пересчета правой части условия (6.7), H;

условие соблюдается, принятые размеры сечения достаточны.

Проверяется второе условие (6.8)

Q≤k1RRbtmб1bh0; (6.8)

100000 H>0,6\*0,88(100)\*0,85\*20\*41,5=37500 H,

условие (2.49) не удовлетворяется, требуется поперечное армирование.

Из формулы (6.9) определяется требуемая интенсивность поперечного армирования

 (6.9)

Принимаются поперечные стержни диаметром dx=6 мм, As,x= 0,283 см2 в соответствии с [2, стр. 39, прил. IV]. При двух каркасах n = 2 и As,x=0,283\*2=0,566 см2.

Шаг поперечных стержней по формуле (6.10)

u=RswAs,x/qx=170(100)\*0,566/490=19 см. (6.10)

Наибольшее расстояние между поперечными стержнями согласно формуле (6.11)

 (6.11)

Исходя из условий конструирования на приопорных участках длиной 1/4 пролета это расстояние должно быть при h≤450 мм u≤h/2=45/2=22,5 см и не более u=15 см. Принимается расстояние u=15 см по наименьшему из вычисленных значений.

В средней половине пролета балки поперечная сила на расстоянии 1/4 пролета от опоры балки

Q=Qmax-ql/4=100-28,52\*5,85/4=58,2 кH;

здесь условие (6.8) не удовлетворяется, так как Q=58,2 кH>k\*Rbtmб1bh0=37,5 кH, следовательно, требуется постановка поперечных стержней по расчету.

Вычисляется требуемое значение qx:



Шаг поперечных стержней при dx=6 мм и n=2

u=170(100)\*0,566/164=49 см.

Максимальный шаг поперечных стержней



по конструктивным требованиям [1.5, п. 5.27] при высоте сечения h>300 мм расстояние между поперечными стержнями u принимается не более 3/4h и не более 500 мм.

Поэтому в средней части балки можно принять u=3/4h=0,75\*45=33 см, принимается u=30 см (кратно 5 см).

В средних пролетах наибольшая поперечная сила

Q=0,5ql2 =0,5\*28,52\*5,7=81,2 кH<100 кH.

По конструктивным соображениям в целях унификации каркасов принимается для балок средних пролетов (каркасы (2), рис. 6.2) поперечные стержни диаметром 6 мм с шагом 15 и 30 см, так же как для каркасов (1) в крайнем пролете.

Каркасы (1) и (2) на опоре соединяются дополнительными стержнями с запуском за грань опоры (главной балки) на длину 15d1 и не менее (u+150 мм).

Подбор сечения арматуры для главной балки

Приняты ранее: арматура продольная класса A-II, Rs=270 МПа; поперечная арматура класса A-I, Rsw=170 МПа; бетон марки М250, Rb=11 МПа, Rbt=0,88 МПа, mб1=0,85. По моменту МВ=186 кНм уточняем размер поперечного сечения ригеля при ξ=x/h0=0,35 по формуле (6.12) при r0=1,8:

 (6.12)



что меньше принятого предварительно h0=60-6=54 см; условие (6.12) удовлетворяется.

Арматура в пролете рассчитывается по формулам тавровых сечений с полкой в сжатой зоне, а на опоре – как для прямоугольных сечений. Параметры A0, η и ξ принимаются по [2, стр. 38, прил. III, табл. 3].

Подбор сечения арматуры в крайних пролетах: М1=288 кНм; ширина полки таврового сечения b'п=(600/6)\*2 + 30=230 см; h0=60-4,5=55,5 см, арматура в два ряда; расположение границы сжатой зоны определяется по условию

M≤Rbmб1b'пh'п(h0-0,5h'п);

28800<11(100)\*0.85\*230\*8\*(55,5-0,5\*8)=88500 кНсм.

Условие соблюдается, граница сжатой зоны проходит в полке, сечение рассчитывается как прямоугольное шириной b'п=230 см:



по [2, стр. 38, прил. III, табл. 3] определяется η=0,975; ξ=0,05; вычисляется площадь сечения растянутой арматуры



принимается 4∅20 A-II+2∅22 A-II, As,ф=12,56+7,6=20,1 см2 (рис. 6.3, каркасы (3) и (4)).

В среднем пролете M2=162 кНм;

η=0,99;



Принимаются два каркаса (5) в каждом по 2∅20 A-II, всего 4∅20 A-II, As,ф=12,56 см2.

Верхняя арматура в среднем пролете определятся по моменту М2min=-67,2 кНм.

Сечение прямоугольное 60х30 см, h0=60-4,5=55,5 см:

η=0,957;



Принимается 2∅18 A-II; As=5,09 см2 (см. каркасы (5)). Подбор арматуры на опоре В: МB’=-186 кНм; сечение прямоугольное 60х30 см; h0=60-6=54 см.

η=0,87;



Принимается 4∅22 A-II, As=15,2 см2, каркасы (6) и (7), рис. 6.3.



Конструктивное решение заданного узла

Рассматривается конструктивное решение узла монолитного сопряжения колонны с плитой перекрытия (рис. 7.1).



В месте сопряжения колонны с главной балкой, выпуски продольной арматуры колонны связываются при помощи конструктивной поперечной арматуры ∅8 A-I с каркасом (6) главной балки. Места обрыва продольной арматуры колонны свариваются с сетками I и II балочной плиты, что обеспечивает жёсткое закрепление арматурного каркаса в рассматриваемых элементах.

**Список литературы**

Строительные нормы и правила:

СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. М.: ЦИТП, 1986;

СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М.: ЦИТП, 1989;

СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы. М.: ЦИТП, 1985;

СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М.: ЦИТП, 1988;

СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Стройиздат, 1976;

Кононов Ю.И. “Монолитное железобетонное ребристое перекрытие с балочными плитами” – методические указания по курсовому проекту – ЛПИ. 1982 г.