***Исходные данные.***

Размеры здания в плане (расстояние между крайними осями, м) — 22,0х45,6

Число этажей (без подвала) – 12

Высота этажа:

* подвального — 3.0
* надземного — 3.3

Расстояние от пола 1-го этажа до планировочной отметки, м — 1.1

Грунт основания:

* тип грунта — суглинок
* условное расчетное давление на грунт, МПа — 0,29

Район строительства — Воронеж

Временная нагрузка на перекрытие (нормативное значение), кПа:

* полное значение временной нагрузки – 4,5
* длительная часть временной нагрузки – 1,5

Тип пола № 3.

***Глава I.*** ***Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия***

В состав сборного балочного междуэтажного перекрытия входят плиты и ригели, опирающиеся на колонны.

При компоновке сборного балочного перекрытия необходимо:

* + - назначить размеры сетки колонн;
    - выбрать направление ригелей, форму и размеры их поперечного сечения;
    - выбрать тип и размеры плит.

Сетка колонн назначается в зависимости от размера плит и ригелей. Расстояние между колоннами должно быть кратно 300 мм и принимается в пределах (4,8…7,2) м.

Направление ригелей может быть продольным и поперечным.

Тип плит перекрытия выбирается по архитектурно-планировочным требованиям и с учетом величины действующей временной нагрузки.

Плиты выполняются преимущественно предварительно напряженными, что позволяет получить экономию за счет сокращения расхода стали.

Количество типоразмеров плит должно быть минимальным: рядовые шириной (1,2…2,4) м, связевые плиты-распорки – (0,6…1,8) м, фасадные плиты-распорки – (0,6…0,95) м.

В данном курсовом проекте принимаем следующее:

* + - связевая конструктивная схема здания с продольным расположением ригелей и сеткой колонн с размерами в плане 5,5х6,6 м, с середине здания 5,5х6,0 м.
    - ригель таврового сечения шириной  и высотой  без предварительного напряжения арматуры
    - плиты многопустотные предварительно напряженные высотой 22см (ширина рядовых плит 1,8 м и 1,2 м, плит-распорок 1,2 м, фасадных плит-распорок 0,8 м)
    - колонны сечением 40х40 см





Рис.1. Конструктивная схема здания.







Рис.2. К расчету плит перекрытия.

***Глава II.*** ***Расчет и конструирование многопустотной предварительно напряженной плиты перекрытия при временной полезной нагрузке ν= 3.5кН/м2***

**2.1. Исходные данные**

*Нагрузки на 1м2* *перекрытия*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная  нагрузка, | Коэффициент  надежности  по нагрузке | Расчетная  нагрузка, |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Постоянная:  Доска половая по лагам, (  Цементно-песчаная стяжка,  (  Многопустотная сборная плита перекрытия с омоноличиванием швов, | 0,04∙5=0,2  0,03·18=0,54  3,4 | 1,3  1,3  1,1 | 0,26  0,702  3,74 |
| Итого постоянна нагрузка g | 4,14 |  | 4,702 |
| Временная:  Перегородки,  (приведенная нагрузка, длительная)  Полная  Длительная  Кратковременная | 1,5  4,5  1,5  3,0 | 1,2  1,2  1,3  1,2 | 1,8  5,4  1,95  3,6 |
| Итого временная нагрузка *v* | 6,0 |  | 7,35 |
| Полная нагрузка *g+v* | 10,14 |  | 12,052 |

Нагрузка на 1 погонный метр длины плиты при номинальной ее ширине 1,8 м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания :

—расчетная постоянная *g=4.702·1,8·0.95=8,04 кН/м;*

—полная расчетная *(g+v)=12,052 ·1,8·0,95=20,61 кН/м;*

—нормативная постоянная *кН/м;*

—полная нормативная *кН/м;*

—нормативная постоянная и длительная *кН/м*

**Материалы для плиты:**

Бетон – тяжелый класса по прочности на сжатие В35.

Нормативные сопротивления бетона: при осевом сжатии- Rb,n , осевом растяжении - Rbt,n ;

Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний второй группы:

при осевом сжатии - Rb,ser , при осевом растяжении - Rbt,ser :

 МПа;  МПа

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы:

 МПа;  МПа

Коэффициент условий работы бетона при длительном действии нагрузки: 

Начальный модуль упругости бетона:  МПа

Технология изготовления плиты – агрегатно-поточная.

Плита подвергается тепловой обработке при атмосферном давлении.

Натяжение напрягаемой арматуры осуществляется электротермическим способом.

**Арматура:**

-продольная напрягаемая класса А600.

Нормативное значение сопротивления арматуры при растяжении Rs,n и расчетное значение сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы Rs,ser :



Расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы при растяжении: 

Модуль упругости арматуры:



-ненапрягаемая класса А500

Расчетное значение сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы при растяжении: 

Расчетное сопротивление поперечной арматуры: 

**2.2. Расчет плиты по предельным состояниям первой группы**

***Определение внутренних усилий.***

Расчетный пролет плиты :



Поперечное конструктивное сечение плиты заменяется эквивалентным двутавровым сечением. Размеры сечения плиты:

*h=*22 *см; h0-а=*22-3*=*19 *см*;  



Рис.3. Расчетное сечение плиты.

Плита рассчитывается как однопролетная шарнирно-опертая балка, загруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Рис.4. Расчетная схема плиты и эпюра усилий.

Усилия от расчетной полной нагрузки составляют:

— изгибающий момент в середине пролета:



— поперечная сила на опорах:



Усилия от нормативной нагрузки:

— полной:



— постоянной и длительной:



***Расчёт по прочности нормального сечения при действии изгибающего момента.***

При расчёте по прочности расчётное поперечное сечение плиты принимается тавровым с полкой в сжатой зоне (свесы полок в растянутой зоне не учитываются).

При расчёте принимается вся ширина верхней полки , так как

,

где *l* — конструктивный размер плиты.

Положение границы сжатой зоны определяется из условия:

,

где М — изгибающий момент в середине пролёта от полной нагрузки *(g+v);*

 — момент внутренних сил в нормальном сечении плиты, при котором нейтральная ось проходит по нижней грани сжатой полки;  - расчётное сопротивление бетона сжатию.

Если это условие выполняется, граница сжатой зоны проходит в полке, и площадь растянутой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной, равной .



74,84 кНм <93.82 кНм – условие выполняется, т.е. расчёт ведём как для прямоугольного сечения. Далее определяем:

;



 — относительная высота сжатой зоны бетона; должно выполняться условие ,  — граничная относительная высота сжатой зоны.

,

где - относительная деформация арматуры растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой при достижении в этой арматуре напряжения, равного ;

- относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных , принимаемая равной 0.0035.

Для арматуры с условным пределом текучести: 

 — предварительное напряжение в арматуре с учётом всех потерь и коэффициентом 

Предварительное напряжение арматуры  принимают не более 0.9 для горячекатаной и термомеханически упрочнённой арматуры (А600) и не более 0.8 для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов.

Принимаем 

При проектировании конструкций полные суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа, 

При определении : 

;

; ; 

Площадь сечения арматуры определяют по формуле:



Если соблюдается условие , расчётное сопротивление напрягаемой арматуры  допускается умножать на коэффициент условий работы , учитывающий возможность деформирования высокопрочных арматурных сталей при напряжениях выше условного предела текучести и определяемы по формуле: 

Т.к. соблюдается условие: , принимаем максимальное значение коэффициента, т.е. .





Принимаем 10Ø10А600; 



Напрягаемые стержни располагаются симметрично и расстояние между ними не больше 400мм.



***Расчёт по прочности при действии поперечной силы***

Поперечная сила от полной нагрузки 

Расчёт предварительно напряжённых элементов по сжатой бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия:



;  — ширина ребра.



Условие прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями удовлетворяется:



Расчёт предварительно напряженных изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия: 

— поперечная сила в наклонном сечении;

— поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

 — поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении;

Допускается производить расчет наклонного сечения из условия: 

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q1 на расстоянии более 2,5h0, причем Qb1 не более 





Т.о. поперечная арматура (хомуты) необходима по расчету для восприятия усилия: 

Усилие в поперечной арматуре на единицу длины равно:





Назначая шаг хомутов получаем:









Окончательно принимаем на приопорных участках плиты по четыре каркаса с поперечной рабочей арматурой (хомутами), расположенной с шагом . В этом случае для 4Ø4B500 в одном сечении имеем: 

Необходимо провести расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси.

**2.3. Расчет плиты по предельным состояниям второй группы**

***Геометрические характеристики приведенного сечения.***

Круглое очертание пустот заменим эквивалентным квадратным со стороной

см.

Размеры расчетного двутаврового сечения:

- толщина полок *см;*

- ширина ребра *см;*

- ширина полок *см, см.*

- площадь приведенного сечения:



A=2043,2*см²* - площадь сечения бетона.

*где* 

- статический момент приведенного сечения относительно нижней грани:



- удаление центра тяжести сечения от его нижней грани:

см.

- момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести



- момент сопротивления приведенного сечения по нижней грани:

см3;

- момент сопротивления приведенного сечения по верхней грани:

см3

Расчет предварительно напряженных изгибаемых элементов по раскрытию

трещин производят в тех случаях, когда соблюдается условие:



M - изгибающий момент от внешней нагрузки(нормативной);

Mcrc-изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин и равный:



W- момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна;

 – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны;

- то же, до центра тяжести приведенного сечения;

r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки;

W=1,25Wred для двутаврового симметричного сечения;

P - усилие предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента. Определяем:

;





W=1,25·11847=14808,75 *см3*

***Потери предварительного напряжения арматуры***

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров).

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Потери от релаксации напряжений арматуры  определяют для арматуры классов А600-А1000 при электротермическом способе натяжения:

МПа.

Потери от температурного перепада при агрегатно-поточной технологии принимаются равными 0; .

Потери от деформации формы при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают; .

Потери от деформации анкеров при электротермическом способе натяжения арматуры не учитывают; .

Первые потери:

 МПа.

Потери от усадки бетона:



-деформации усадки бетона, значения которых можно принимать в зависимости от класса бетона (0,0002-для бетона классов B35 и ниже )

 МПа.

Потери от ползучести бетона определяются по формуле:

,

где - коэффициент ползучести бетона. Для города Воронеж (относительная влажность наружного воздуха для самого теплого месяца года = 47%) и бетона В30,

принимаем 

-напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j-ой группы стержней напрягаемой арматуры;



P(1)-усилие предварительного обжатия с учетом только первых потерь;

-эксцентриситет усилия P(1) относительно центра тяжести приведенного сечения;

;

-коэф. армирования, равный , где A-площадь поперечного сечения элемента; -площадь рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры.

 МПа=54 кН/см²;

 МПа=1,62 кН/см²;

 кН/см²=3,48 МПа;

A=2043,2*см²* ; ;

 МПа;

Полное значение первых и вторых потерь:



 МПа;

При проектировании конструкции полные суммарные потери для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента, следует принимать не менее 100 МПа, поэтому принимаем  МПа.

После того, как определены суммарные потери предварительного напряжения арматуры, можно определить .

кН

*Mcrc = Rbt,ser · W + P ·eяр*



Так как изгибающий момент от полной нормативной нагрузкименьше, чем =75,5кНм, то трещины в растянутой зоне от эксплуатационных нагрузок не образуются.

***Расчет прогиба плиты***

Расчет изгибаемых элементов по прогибам производят из условия: *f ≤ fult,* где

f — прогиб элемента от действия внешней нагрузки;

fult – значение предельно допустимого прогиба.

При действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок прогиб балок или плит во всех случаях не должен превышать 1/200 пролета.

Для свободно опертой балки максимальный прогиб определяют по формуле:

,

где S – коэффициент, зависящий от расчетной схемы и вида нагрузки, при действии равномерно распределенной нагрузки S = 5/48, при двух разных моментах по концам балки от силы обжатия – S = 1/8.

— полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют для участков без трещин в растянутой зоне по формуле:

,

— кривизна от непродолжительного действия кратковременных нагрузок;

—кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок;

— кривизна от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия Р(1), вычисленного с учетом только первых потерь, т.е. при действии момента

*М = Р(1) · еор*

Кривизну элемента на участке без трещин определяют по формуле:

**

М – изгибающий момент от внешней нагрузки или момент усилия предварительного обжатия относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения;

Ired – момент инерции приведенного сечения;

Eb1 – модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле:

,

– коэффициент ползучести бетона, принимаемый:

= 0,18 – при непродолжительном действии нагрузки;

= 2,1 – при продолжительном действии нагрузки.

при непродолжительном действии нагрузки *Еb1=0,85Eb*

Прогиб определяется с учетом эстетико-психологических требований, т.е. от действия только постоянных и временных длительных нагрузок:



*Mnl* – изгибающий момент от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, равный *44,34 кН·м*





Кривизна от кратковременного выгиба при действии усилия предварительного обжатия



Р(1) – усилие обжатия с учетом первых потерь, *Р(1) = 411,2 кН*



В запас жесткости плиты оценим ее прогиб только от постоянной и длительной нагрузок (без учета выгиба от усилия предварительного обжатия):



Допустимый прогиб *f = (1/200) l = 539 / 200 = 2,695 см*

Кроме того, может быть учтена кривизна , обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона в стадии изготовления от неравномерного обжатия по высоте сечения плиты.

Значение определяется по формуле:



 ,  – значения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона соответственно для арматуры растянутой зоны и для арматуры, условно расположенной в уровне крайнего сжатого волокна бетона.

Напряжение в уровне крайнего сжатого волокна:



Р(2) – усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь, *Р(2) =345,4 кН*



Следовательно, в верхнем волокне в стадии предварительного обжатия возникает растяжение, поэтому принимается равным нулю.

Следует проверить, образуются ли в верхней зоне трещины в стадии предварительного обжатия:

,

— значение *Wred*, определяемое для растянутого от усилия обжатия *Р(1)* волокна (верхнего);

*rinf* – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием *Р(1);*

*Р(1)* и *еор,1* – усилие обжатия с учетом первых потерь и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения;

— значение *Rbt,ser* при классе бетона, численно равном передаточной прочности *Rbp;*

γ = 1,25 – для двутаврового симметричного сечения;

*rinf* = 11424 / 2088,7*= 5.5 см*

*еор,1 =* 7.8 см

*Р(1) = Аs · (σsp – Δσsp(1))*

*Р(1) =* 7,85· (54 – 1,62) *= 411,2 кН*

*=* 11424 см3

Передаточная прочность назначается не менее 15 МПа и не менее 50% принятого класса бетона. Тогда для *Rbp = 15 МПа* получаем:

*= 1,1МПа = 0,11 кН/см2*

*=* 1,25 · 11424· 0.11- 411,2 · (7.8 – 5,5) = 625*кН·см = 6,25 кН·м > 0*

Следовательно, трещины в верхней зоне в стадии предварительного обжатия не образуются. В нижней зоне в стадии эксплуатации трещин также нет.

Для элементов без трещин сумма кривизн принимается не менее кривизны от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии.

При продолжительном действии усилия предварительного обжатия:





*σsb = Δσsp5 + Δσsp6*

*σsb = 40+30,3=70,3 МПа = 7,03 кН/см2*

*Es* = 2 · 104 кН/см2





= 0,85· 10-5 + 1,85 · 10-5 = 2,7 · 10-5 1/см

Это значение больше, чем кривизна от усилия предварительного обжатия при продолжительном его действии (2,01 · 10-5 1/см)

Таким образом, прогиб плиты с учетом выгиба (в том числе его приращения от неравномерной усадки и ползучести бетона в стадии изготовления вследствие неравномерного обжатия сечения по высоте) будет равен:

<*[f]=2,695 см*

***Глава III.*** ***Расчет и конструирование однопролетного ригеля.***

Для опирания пустотных панелей применяется сечение ригеля высотой см или см для опирания ребристых панелей. Ригели могут выполняться обычными или предварительно напряженными. Высота сечения обычного ригеля .

**3.1. Исходные данные.**

Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м2 перекрытия принимаются те же, что и при расчете панелей перекрытия. Ригель шарнирно оперт на консоли колонны, см.

Расчетный пролет:

, где

 – пролет ригеля в осях;

*b* – размер колонны;

*20 мм* – зазор между колонной и торцом ригеля;

*130 мм* – размер площадки опирания.

Расчетная нагрузка на 1 м длины определяется с грузовой полосы, примем грузовую полосу равной шагу рам 5,5 м.

Постоянная (g):

– от перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания 



– от веса ригеля кН/м,

где 2500 кг/м3 – плотность железобетона. С учетом коэффициентов надежности по нагрузке  и по назначению здания 

 кН/м

Итого постоянная нагрузка погонная, т.е. с грузовой полосы:

 кН/м

Временная нагрузка  с учетом коэффициента надежности по назначению здания  и коэффициента сочетания:

,

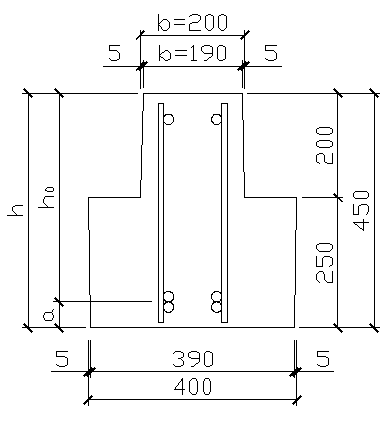
где А1 = 9 м2- по СНиП «Нагрузки и воздействия»;

А – грузовая площадь, 

.



Полная нагрузка 



Расчетное сечение ригеля.

**3.2. Определение усилий в ригеле.**

Расчетная схема ригеля – однопролетная шарнирно опертая балка пролетом *l0*=6,030м. Вычисляем значения максимального изгибающего момента М и максимальной поперечной силы Q от полной расчетной нагрузки:





Характеристики прочности бетона и арматуры**:**

– бетон тяжелый класса В40, расчетное сопротивление при сжатии  МПа, при растяжении  МПа; коэффициент условия работы ;

– арматура продольная рабочая класса A500С диаметром 10-40 мм, расчетное сопротивление МПа и поперечная рабочая класса А400 диаметром 6-8 мм,  МПа.

**3.3. Расчет ригеля по прочности нормальных сечений при действии**

**изгибающего момента.**

Определяем высоту сжатой зоны, где

*h0=*  см, –рабочая высота сечения ригеля;

– относительная высота сжатой зоны, определяемая в зависимости от 

, где

;

;

ширина ригеля, 





высота сжатой зоны 

Граница сжатой зоны проходит в узкой части сечения ригеля, следовательно, расчет ведем как для прямоугольного сечения.

Расчет по прочности нормальных сечений производится в зависимости от соотношения относительной высоты сжатой зоны бетона и граничной относительной высоты , при которой предельное состояние элемента наступает по сжатой зоне бетона одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению 

Значение  определяется по формуле:

, где

 – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных Rs;

, Rs=435 *МПа*,  *МПа;*

– относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных Rb, принимаемая равной 0,0035;



Площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле:



По найденной площади сечения растянутой арматуры по сортаменту подбираем

4Ø25 A500 c As=19.64 *см² .*

Процент армирования: μ%=

**3.4. Расчет ригеля по прочности при действии поперечных сил.**

Расчет ригеля по прочности при действии поперечных сил производится на основе модели наклонных сечений.

Ригель опирается на колонну с помощью консолей, скрытых в его подрезке, т.е. имеет место резко изменяющаяся высота сечения ригеля на опоре.

При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность ригеля по бетонной полосе между наклонными сечениями, по наклонному сечению на действие поперечной силы и изгибающего момента.

Для ригелей с подрезками на опорах производится расчет по поперечной силе для наклонных сечений, проходящих у опоры консоли, образованной подрезкой. При этом в расчетные формулы вводится рабочая высота короткой консоли ригеля. Таким образом, в качестве расчетного примем прямоугольное сечение с размерами, в котором действует поперечная сила Q=166.43 *кН* от полной расчетной нагрузки. Рабочая высота сечения ригеля в подрезке составляет , вне подрезки (у опор) , в средней части пролета .

При большем диаметре нижних стержней продольной рабочей арматуры ригеля  с учетом требований (СП 52-101-2003 п.8.3.10 «Диаметр поперечной арматуры (хомутов) в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее 0,25 наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм») назначаем поперечные стержни (хомуты)

Ø10 А400..Их шаг на приопорном участке предварительно принимаем по конструктивным соображениям ,что не превышает  и 30*см.* Значения прочностных характеристик бетона класса В40, входящие в расчетные зависимости, принимаем с учетом коэффициента условий работы при учете полной нагрузки 

Расчет ригеля по бетонной полосе между наклонными трещинами производится из условия:

, где

– коэффициент, принимаемый равным 0,3. Проверка этого условия дает:

,

т.е. принятые размеры сечения ригеля в подрезке достаточны.

Проверяем, требуется ли поперечная арматура по расчету, из условия:

,

т.е. , поэтому расчет поперечной арматуры необходим.

Находим погонное усилие в хомутах для принятых выше параметров поперечного армирования (2Ø10 А400), ,:

.

Расчет ригеля с рабочей поперечной арматурой по наклонному сечению производится из условия:

,

где – поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении, которые находятся по формулам:

; 

где *с* – длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента,– коэффициент, принимаемый равным 1,5;

Наиболее опасная длина проекции наклонного сечения:

,

которая должна быть не более 

С этим учетом получим:

кН

т.е. условие прочности ригеля по наклонному сечению в подрезке при действии поперечной силы соблюдается.

Необходимо также убедиться в том, что принятый шаг хомутов  не превышает максимального шага хомутов , при котором еще обеспечивается прочность ригеля по наклонному сечению между двумя соседними хомутами, т.е.



Выясним теперь, на каком расстоянии от опор в соответствии с характером эпюры поперечных сил в ригеле шаг поперечной арматуры может быть увеличен. Примем шаг хомутов в средней части пролета равным , что не превышает 50 с*м*. Погонное усилие в хомутах для этого участка составляет:

,

что не меньше минимальной интенсивности этого усилия, при которой поперечная арматура учитывается в расчете:



Очевидно, что условие для опорных участков ригеля соблюдается с еще большим запасом.

При действии на ригель равномерно распределенной нагрузки  длина участка с интенсивностью усилия в хомутах принимается не менее значения ,определяемого по формуле:



где с1- наиболее опасная длина проекции наклонного сечения для участка, где изменяется шаг хомутов. Тогда имеем:





Поскольку  то принимаем 





В ригелях с подрезками у концов последних устанавливаются дополнительные хомуты и отгибы для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки. Эти хомуты и отгибы должны удовлетворять условию:

,

здесь  – рабочая высота сечения ригеля соответственно в короткой консоли подрезки и вне нее.

Примем дополнительные хомуты у конца подрезки в количестве 2Ø12 А500 с площадью сечения , отгибы использовать не будем. Тогда:

;

т.е. установленных дополнительных хомутов достаточно для предотвращения горизонтальных трещин отрыва у входящего угла подрезки.

Расчет по прочности наклонного сечения, проходящего через входящий узел подрезки, на действие изгибающего момента производится из условия:



где момент в наклонном сечении с длинной подрезки «с» на продольную ось элемента; моменты, воспринимаемые соответственно продольной и поперечной арматурой, а так же отгибами, пересекаемыми рассматриваемым наклонным сечением, относительно противоположного конца наклонного сечения (в отсутствии отгибов )

В этом случае продольная арматура короткой консоли подрезки представлена горизонтальными стержнями, привариваемыми к опорной закладной детали ригеля, что обеспечивает ее надежную анкеровку на опоре, а значит и возможность учета с полным расчетным сопротивлением .Примем эту арматуру в количестве 2Ø14 А500 с площадью сечения  и расчетным сопротивлением .

Не выгоднейшее значение “*c*” определим по формуле:





 при 



Произведем расчет по прочности наклонного сечения, проходящего через входящий угол подрезки на действие изгибающего момента:

, т.е. прочность рассматриваемого наклонного сечения на действие изгибающего момента обеспечена.

Определим необходимую длину заведения продольной растянутой арматуры за конец подрезки по формуле:



что не меньше базовой (основной) длины анкеровки, равной:

, где  – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном 

Выясним необходимость устройства анкеров для нижнего ряда продольной арматуры ригеля. Для этого выполним расчет по прочности наклонного сечения, расположенного вне подрезки и начинающегося на расстоянии от торца ригеля, на действие изгибающего момента; тогда расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого сечения 

При пересечении наклонного сечения с продольной растянутой арматурой, не имеющей анкеров в пределах зоны анкеровки, усилие в этой арматуре определяется по формуле:



где  – длина зоны анкеровки арматуры, равная 

здесь ;-коэффициент, учитывающий влияние поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки арматуры и при отсутствии обжатия принимаемый равным 1,0.

Учитывая, что в пределах длины =14*см* к стержням нижнего ряда продольной арматуры приварены 2 вертикальных и 2 горизонтальный стержень Ø10 А400, увеличим усилие, на величину:

,

здесь  – коэффициент, зависящий от диаметра хомутов .

Тогда 

Определим высоту сжатой зоны бетона (без учета сжатой арматуры):

, т.е. .

Не выгоднейшее значение “*c*” равно:

, т.е.

при таком значении “*c*” наклонное сечение пересекает продольную арматуру короткой консоли. Принимаем конец наклонного сечения в конце указанной арматуры, т.е. на расстоянии  от подрезки, при этом *с*=40,62*см.*

Расчетный момент М в сечении, проходящем через конец наклонного сечения, равен:



Проверим условие:



Т.о. условие прочности по наклонному сечению вне подрезки осуществляется.

**3.5. Посторение эпюры материалов.**

Продольная рабочая арматура в пролете 4Ø25 А500 . Площадь этой арматуры As определена из расчета на действие максимального изгибающего момента в середине пролета. В целях экономии арматуры по мере уменьшения изгибающего момента к опорам два стержня обрываются в пролете, а два других доводятся до опор. До опор доводятся два стержня большего диаметра.

Площадь рабочей арматуры. Определим изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с полной запроектированной арматурой 4Ø25 А500

Из условия равновесия:

, где 



;





Изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля, определяется из условия равновесия:





258,86 *кНм*>250,9*кНм* , т.е. больше действующего изгибающего момента от полной нагрузки, это значит, что прочность сечения обеспечена.

До опоры доводятся 2Ø25 А500, As=7,6 *см²* 45-3=42 *см.*





Определяем изгибающий момент, воспринимаемый сечением ригеля с рабочей арматурой в виде двух стержней, доводимых до опоры

.

Откладываем в масштабе на эпюре моментов полученные значения изгибающих моментов  определяем место теоретического обрыва рабочей арматуры – это точки пересечения эпюры моментов с горизонтальной линией, соответствующей изгибающему моменту, воспринимаемому сечением ригеля с рабочей арматурой в виде двух стержней .

Эпюра моментов для этого должна быть построена точно с определением значений изгибающих моментов в , в  и в  пролета.

Изгибающий момент в любом сечении ригеля определяется по формуле:

, где – опорная реакция, x – текущая координата.

166,43*кН*

При 0,754 *м* 

При  1,508 *м* 

При  2,26 *м* 

Длина анкеровки обрываемых стержней определяется по следующей зависимости:



Поперечная сила Q определяется графически в месте теоретического обрыва, в данном случае Q= 110*кН.*

Поперечные стержни Ø10 А400 с в месте теоретического обрыва имеют шаг 10 см:



,что меньше 15d=15∙2,5=37,5cм, принимаем W=37,5 *см*.

Место теоретического обрыва арматуры можно определить аналитически.

Для этого общее выражение для изгибающего момента нужно приравнять моменту, воспринимаемому сечением ригеля с арматурой 2Ø25 А500:





 или 



; 

Это точки теоретического обрыва арматуры.

Длина обрываемого стержня будет равна 4,845-1,185+2W=4,4*м*.

Принимаем длину обрываемого стержня 4,4 *м*

Определяем аналитически величину поперечной силы в месте теоретического обрыва арматуры

1,185 *м*

; , графически поперечная сила была принята 110кН с достаточной степенью точности.

***Глава IV.*** ***Расчет и конструирование колонны.***

Для проектируемого 12-и этажного здания принята железобетонная колонна сечением 40×40 *см*.

Для колонн применяется тяжелый бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, а для сильно загруженных – не ниже В25. Армируются колонны продольными стержнями диаметром 16…40 *мм* из горячекатаной стали А400, А500 и поперечными стержнями преимущественно из горячекатаной стали класса А240.

**4.1. Исходные данные.**

Нагрузка на 1 *м*² перекрытия принимается такой же, как и в предыдущих расчетах

*Нагрузки на 1 м2 покрытия:*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная нагрузка  , Н/м2 | Коэффициент надежности  по нагрузке | Расчетная  нагрузка  , Н/м2 |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Гидроизоляционный ковер  (3 слоя)  Армированная цементно- песчаная стяжка,мм, кг/м3  Керамзит по уклону, мм,кг/м3  Утеплитель–минераловатные плиты,мм,кг/м3  Пароизоляция 1 слой  Многопустотная плита перекрытия с омоноличиванием швов,мм | 0,150  0,880  0,600  0,225  0,050  3,400 | 1,3  1,3  1,3  1,2  1,3  1,1 | 0,195  1,144  0,780  0,270  0,065  3,740 |
| Постоянная нагрузка ***()*** | 5,305 | - | 6,194 |
| Временная нагрузка – снеговая\*: S= Sgμ  в том числе длительная  часть снеговой нагрузки ***Ssh*** | 1,800·0,7=1,26  0,63 | -  - | 1,800  0,900 |
| Полная нагрузка | 6,565 | - | 7,994 |

\*– снеговая нагрузка и коэффициент µ принимаются по СНиП 2.01.07-85\*[1].

Материалы для колонны:

Бетон – тяжелый класса по прочности на сжатие В35, расчетное сопротивление при сжатии ******.

Арматура:

– продольная рабочая класса А500 (диаметр 16…40 *мм*), расчетное сопротивление

******.

– поперечная – класса А240.

**4.2. Определение усилий в колонне.**

Рассчитывается средняя колонна подвального этажа высотой **

Высота типового этажа ** равна 3,3*м*

Грузовая площадь колонны **

Продольная сила *N*, действующая на колонну, определяется по формуле

*,*

где *n* - количество этажей. По заданию *n* = 12*; А* - грузовая площадь;

*g, v* - соответственно постоянная и временная нагрузки на 1 *м*² перекрытия.

*; *.(табл1)

** - постоянная нагрузка на 1 *м*² покрытия (**);

S - полная снеговая нагрузка на 1 *м*² покрытия по табл. 2;

** - собственный вес ригеля с учетом **и **длиной (6,6-0,4)=6,2 *м*

**

3,66 кН/м - погонная нагрузка от собственного веса ригеля (см. расчет ригеля);

** - собственный вес колонны;

**;

** - коэффициент сочетаний (коэффициент снижения временных нагрузок в зависимости от количества этажей), определяемый по формуле:

**,

где **(см. расчет ригеля); **

**

**

**4.3. Расчет по прочности колонны.**

Расчет по прочности колонны производится как внецентренно сжатого элемента со случайным эксцентриситетом **:

**; **; **.

Однако расчет сжатых элементов из бетона классов В15…В35 ( в данном случае В25) на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом ** и при гибкости **, допускается производить из условия:

**

где Ab - площадь сечения колонны;

As,tot - площадь всей продольной арматуры в сечении колонны;

** - расчетная длина колонны подвала с шарнирным опиранием в уровне 1-го этажа и с жесткой заделкой в уровне фундамента;

**;

*;*

** - коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки, определяемый в зависимости от гибкости колонны:

**;

**

**

Из условия ванной сварки выпусков продольной арматуры при стыке колонн минимальный ее диаметр должен быть не менее 20 *мм*.

Принимаем 4Ø40 А500 с *.*

**%*=*3,0*%*0.25*%*,

т.к. **

Диаметр поперечной арматуры принимаем Ø6 А240 (из условия сварки с продольной арматурой). Шаг поперечных стержней *s=300 мм*, что удовлетворяет конструктивным требованиям: **и *.*



***Глава V.*** ***Расчет и конструирование фундамента под колонну.***

**5.1. Исходные данные.**

Грунты основания – суглинок, условное расчетное сопротивление грунта ******

Бетон тяжелый класса В25. Расчетное сопротивление растяжению ******, ******. Арматура класса А500, ******.

Вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах ******.

Высоту фундамента предварительно принимаем 90 *см*. С учетом пола подвала глубина заложения фундамента ******. Расчетное усилие, передающееся с колонны на фундамент, ******. Нормативное усилие ******,

где ******— усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке.

**5.2. Определение размера стороны подошвы фундамента.**

Площадь подошвы центрально нагруженного фундамента определяем по условному давлению на грунт R0 без учета поправок в зависимости от размеров подошвы фундамента и глубины его заложения:

 м2

Размер стороны квадратной подошвы фундамента: м.

Принимаем размер м (кратно 0,3 м).

Давление на грунт:



что удовлетворяет предельному давлению на грунт:

для углов фундамента: σ=262.1 кН/м2 < 1,2R0=1,2∙290=348 кН/м2

для сторон фундамента: σ=262.1 кН/м2 < 1,1R0=1,1∙290=319 кН/м2

**5.3. Определение высоты фундамента.**

Рабочая высота фундамента из условия продавливания:





Полная высота фундамента устанавливается из условий:

1) продавливания 

2) заделки колонны в фундаменте 

3) анкеровки сжатой арматуры колонны 

Базовая длина анкеровки, необходимая для передачи усилия в арматуре с полным расчетным сопротивлением на бетон, определяется по формуле:

,

где и — соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения (в нашем случае для арматуры Ø40 ; );

— расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки:

,

где — коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры. Для горячекатаной арматуры периодического профиля 

— коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

1,0 - при диаметре продольной арматуры ;

0,9 - при  и .





Требуемая расчетная длина анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяется по формуле:

,

где  и — площади поперечного сечения арматуры, соответственно требуемая по расчету и фактически установленная (для моего случая ; );

 — коэффициент, учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры. Для сжатых стержней периодического профиля . Тогда: .

Кроме того, согласно требованиям, фактическую длину анкеровки необходимо принимать

;

; .

Из четырех величин принимаем максимальную длину анкеровки, т.е. .

Следовательно, из условия анкеровки арматуры: 

Принимаем трехступенчатый фундамент общей высотой 105 *см* и с высотой ступеней 35 *см*. При этом ширина первой ступени , а второй .

Проверяем, отвечает ли рабочая высота нижней ступени условию прочности при действии поперечной силы без поперечного армирования в наклонном сечении. Для единицы ширины этого сечения (b=100 *см*) должно выполняться условие:



Поперечная сила от давления грунта:

,

где *a* — размер подошвы фундамента;

— рабочая высота фундамента: ;

*p* — давление на грунт от расчетной нагрузки (на единицу длины).



—прочность обеспечена.

**5.4. Расчет на продавливание.**

Проверяем нижнюю ступень фундамента на прочность против продавливания.

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производится из условия:

,

где F — продавливающая сила, принимаемая равной продольной силе в колонне подвального этажа на уровне обреза фундамента за вычетом нагрузки, создаваемой реактивным отпором грунта, приложенным к подошве фундамента в пределах площади с размерами, превышающими размер площадки опирания (в нашем случае второй ступени фундамента ) на величину во всех направлениях;  — площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии от границы площади приложения силы *N* c рабочей высотой сечения . В нашем случае .

Площадь  определяется по формуле: ,

где *U* — периметр контура расчетного сечения (см. рис.);



Площадь расчетного поперечного сечения 

Продавливающая сила равна:





здесь *p* — реактивный отпор грунта,  — площадь основания продавливаемого фрагмента нижней ступени фундамента в пределах контура расчетного поперечного сечения, равная:



Проверка условия дает:



т.е. прочность нижней ступени фундамента против продавливания обеспечена.

**5.5. Определение площади арматуры подошвы фундамента.**

Подбор арматуры производим в 3-х вертикальных сечениях фундамента, что позволяет учесть изменение параметров его расчетной схемы, в качестве которой принимается консольная балка, загруженная действующим снизу вверх равномерно распределенным реактивным отпором грунта. Для рассматриваемых сечений вылет и высота сечения консоли будут разными, поэтому выявить наиболее опасное сечение можно только после определения требуемой площади арматуры в каждом из них.

*Сечение I-I*



Площадь сечения арматуры определяем по формуле:



*Сечение II-II*





*Сечение III-III*





Из трех найденных значений подбор арматуры производим по максимальному значению, т.е. .

Шаг стержней принимается от 150 *мм* до 300 *мм* (кратно 50 *мм*). При ширине подошвы фундамента  минимальный диаметр стержней , при  .

Принимаем нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях арматурой из стержней Ø22 А500 с шагом 300 *мм*.

Имеем 14Ø22 А500 с 

Процент армирования:

– в сечении I-I %%%%=0.1%,

– в сечении II-II %%%%=0.1%,

– в сечении III-III %%%%=0.1%

Так как во всех сечениях , количество принятой арматуры оставляем без изменений.



Рис 6. Конструкция центрально нагруженного фундамента.

**6. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОНОЛИТНОГО РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРЫТИЯ.**

***6.1 Компоновка конструктивной схемы монолитного перекрытия.***

В монолитном ребристом перекрытии принимаем поперечное расположение главных балок по внутренним разбивочным осям. Размеры здания в плане в осях 22 х 45.6 м. Сетка колонн LxB 5.5х6,6 м. Второстепенные балки размещаются в продольном направлении здания по осям столбов и в третях пролетов главных балок с шагом м. Плита рассматривается как балочная в направлении короткого пролета.

Задаемся предварительно размерами сечений (принимаются кратными 5 см):

- плиты: см;

- второстепенной балки: см; см;

- главной балки: см; см.

***6.2 Данные для проектирования*.**

Материалы для перекрытия:

Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие В20:

Rb = 11.5 МПа; Rbt = 0,90 МПа; γb1 = 0,9.

Арматура:

- для армирования плит – проволока класса В500 диаметром 3…5 мм, Rs = 415 МПа;

По степени ответственности здание относится к классу II (коэффициент надежности по назначению ).

***6.3 Расчет и конструирование монолитного ребристого перекрытия.***

Расчет перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных и главных балок. При расчете элементов перекрытия можно ограничиться расчетом по несущей способности, так как при назначенных предварительно размерах поперечных сечений жесткость элементов, как правило, достаточна.

***6.4 Расчет и конструирование плиты.***

6.4.1 Расчетные пролеты и нагрузки.

Определение расчетных пролетов плиты перекрытия проводят по следующим формулам:

- крайние пролеты:

мм

Для средних пролетов плиты расчетным является расстояние в свету между балками:

- средние пролеты:

 мм.

- пролеты вдоль второстепенных балок:

 мм.

Так как  плиту рассчитываем как балочную в направлении коротких пролетов.

Расчет балочной плиты, загруженной равномерно распределенной нагрузкой, производится как многопролетной неразрезной балки с условной шириной 100 см., крайними опорами для которой являются продольные стены, а средними – второстепенные балки.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Вид нагрузки | Нормативная  нагрузка, | Коэффициент  надежности  по нагрузке | Расчетная  нагрузка, |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Постоянная:  Доска половая по лагам, (  Цементно-песчаная стяжка,  (  Плита перекрытия, | 0,04∙5=0,2  0,03·18=0,54  0,07∙25=1,75 | 1,3  1,3  1,1 | 0,26  0,702  1,93 |
| Итого постоянна нагрузка g | 2,49 |  | 2,892 |
| Временная:  Перегородки,  (приведенная нагрузка, длительная)  Полная  Длительная  Кратковременная | 1,5  4,5  1,5  3,0 | 1,2  1,2  1,3  1,2 | 1,8  5.4  1,95  3.6 |
| Итого временная нагрузка *v* | 6.0 |  | 7.35 |
| Полная нагрузка *g+v* | 8,49 |  | 10.242 |

Нагрузка на 1 погонный метр длины плиты при условной ее ширине 1,0м с учетом коэффициента надежности по ответственности здания :

-расчетная постоянная 

-полная расчетная 

-нормативная постоянная 

-полная нормативная 

-нормативная постоянная и длительная 

*6.4.2 Определение усилий в плите от внешней нагрузки.*

Расчетные усилия в плите определяем с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций.

Расчетные изгибающие моменты в сечения плиты:

- в крайнем пролете и на первой промежуточной опоре:

 кН ∙ м;

- в средних пролетах и на средних опорах:

 кН ∙ м.



Определяем требуемое количество продольной арматуры для обеспечения прочности нормальных сечений при рабочей высоте сечения см.

В сечениях средних пролетов и на средних опорах полосы А (моменты снижены на 20% из-за учета возникающего распора при заделке плиты по контуру):

. По прил. 10 при определяем , ; по прил. 11

.

см2/м.

В первом пролете и на первой промежуточной опоре полосы А.

. По прил. 10 при определяем , ; по прил. 11

см2/м.

6.4.4 Конструирование плиты.

При непрерывном армировании рулонными сварными сетками с продольной рабочей арматурой, укладываемыми по направлению главных балок, для участка между главными балками шириной 5.5 – 0,3 = 5,2 м. принимаем две сетки шириной 2.66 м. каждая. Сетки выбираются по сортаменту сварных сеток соответствующей ширины.

Для перекрытия с плитами, окаймленными балками по четырем сторонам, принимаем сетки с площадью продольной рабочей арматуры на 1 пог.м  см2см2.

Сетка принимается шириной 2660 мм и длиной 22,00 м.

В первом пролете над первой промежуточной опорой необходимо уложить дополнительные сетки

с площадью продольной рабочей арматуры на 1 пог.м  см2см2

**6.5 Расчет и конструирование второстепенной балки.**

Второстепенную балку рассчитываем как многопролетную неразрезную балку таврового сечения, нагрузка на которую приходится с ширины, равной расстоянию между осями смежных пролетов, что составляет 220 см.

6.5.1 Расчетные пролеты и нагрузки.

Расчетные пролеты:

- для крайних пролетов балки м;

- для средних пролетов балки м.

Нагрузки на второстепенную балку собирают с грузовой полосы, ширина которой равна шагу второстепенных балок: м.

Расчетные нагрузки на 1 пог.м длины второстепенной балки:

∙ постоянная:  кН/м;

- временная полезная нагрузка кН/м;

полная нагрузка:

кН/м.

кН/м.

Второстепенную балку рассчитываем как многопролетную неразрезную балку таврового сечения.

6.5.2 Определение усилий от внешней нагрузки во второстепенной балке.

Расчетные усилия в балке определяем с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций железобетона.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях балки вычисляются по формулам:

- в крайнем пролете кН ∙ м;

- на первой промежуточной опоре  кН∙м;

- в средних пролетах и на средних опорах: кН ∙ м.

Расчетные поперечные силы определяются из следующих отношений:

- на крайней опоре кН;

- на первой промежуточной опоре слева кН;

- на первой промежуточной опоре справа и на остальных средних опорах:

кН.



Высота сечения второстепенной балки.

Задаемся предварительно размерами поперечного сечения балки: см, см. Уточняем высоту сечения второстепенной балки по опорному изгибающему моменту  кН ∙ м при для обеспечения целесообразного распределения внутренних усилий за счет пластических деформаций бетона и арматуры.

При  находим .

Рабочую высоту сечения балки определяем как для элементов прямоугольного сечения с шириной см, т.к. для опорной части балки полка таврового сечения будет находиться в растянутой зоне: см.

см. Окончательно принимаем см.

Следовательно, см.

Проверяем достаточность высоты сечения балки для обеспечения сопротивления действию главных сжимающих усилий:



где Q – максимальное значение поперечной силы в нормальном сечении элемента;

 - коэффициент принимаемый равным 0,3

Q = 54.78 кН < 0,3х1.0х11.5х10-1х20х23 = 158,7 кН

Условие выполняется, следовательно, нет опасности раздробления бетона в наклонных сечениях.

6.5.3 Расчет прочности второстепенной балки по нормальным сечениям.

Для участков балки, где действуют положительные изгибающие моменты, за расчетное принимают тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Вводимую в расчет ширину сжатой полки  принимают из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более ½ пролета: м.

Принимаем  (м); м.

Принимаем меньшее из вычисленных значений, т.е.  м.Таким образом, второстепенную балку рассчитываем как многопролетную неразрезную балку двутаврового сечения с шириной тавровой полки, равной 183 см. Для участков балки, где действуют положительные изгибающие моменты, за расчетное принимаем прямоугольное сечение шириной м.

Граница сжатой зоны проходит в полке, если соблюдается условие:





Определяем требуемую площадь сечения продольной арматуры.

а) Сечение в крайнем пролете при см и положительном изгибающем моменте кН ∙ м.

Положение границы сжатой зоны определяем из условия .

кН ∙ смкН ∙ см. = 287.26 кН∙м.

кН∙м.

Следовательно, граница сжатой зоны походит в полке, и расчет сечения балки ведем как прямоугольного с шириной см.

, находим ; .

см2. Принимаем 3Ø16 А500 с см2 см2.

б) Сечение в среднем пролете при см и положительном изгибающем моменте

, находим ; .

см2. Принимаем 2Ø16 А500 с см2 см2.

На отрицательные пролетные и опорные изгибающие моменты сечения балки работают с полкой в растянутой зоне, поэтому рассчитываем их как прямоугольные с шириной см

в) Сечение у первой промежуточной опоры при см и положительном изгибающем моменте

, находим ; .

см2.

Принимаем

г) Сечение на средних опорах при см и отрицательном изгибающем моменте кН∙м.

, находим ; .

см2.

Принимаем

6.5.4. Расчет прочности второстепенной балки по сечениям, наклонным к продольной оси.

Диаметр поперечных стержней (хомутов) назначаем из условия сварки с продольной рабочей арматурой, максимальный диаметр которой (в первом пролете) составляет 18 мм. Назначаем диаметр хомутов Ø8 А240. Их шаг на приопорных участках предварительно принимаем по конструктивным требованиям: см что не превышает и 30 см.

Погонное усилие в хомутах при принятых параметрах поперечного армирования:

 см2; МПа; см; - число каркасов в поперечном сечении балки.

Следует также убедиться, что принятый шаг хомутов см не превышает максимального шага хомутов , при котором еще обеспечивается прочность балки по наклонному сечению между двумя соседними хомутами.

см см – условие выполнено.

Принимаем шаг хомутов см.

Проверяем прочность бетона между наклонными трещинами от главных сжимающих напряжений:



кН

Условие выполняется, т.е. прочность бетонной полосы обеспечена.

Постановка поперечной арматуры по расчету не требуется, если соблюдается следующее условие:



кН

Условие не соблюдается, следовательно требуется постановка поперечной рабочей арматуры. Погонное усилие воспринимаемое хомутами при двух плоских каркасах (число срезов n=2), равно

кН/см.

Поперечную арматуру учитывают в расчете полностью, если соблюдается условие:





Условие выполняется, следовательно, поперечную арматуру (хомуты) учитываем в расчете полностью и значение М­­b определяем по формуле:

кНм

Длина проекции наклонного сечения определяется при нагрузке:

кН/м.

Принимаем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения равной:

см.

Тогда поперечная сила воспринимаемая бетоном:

кН

При этом должны выполняться условия:



кН

Поперечная сила воспринимаемая хомутами

, где с0 = с, если с ≤ 2h0; в противном случае с0 = 2h0

Так как с = 20.41 см. < 2h0 = 2•23=46 см. принимаем с0 = с = 20.41 см.

 кН

кН

Проверяем условие:



кН

Прочность по наклонному сечению обеспечена.

Проверяем требования предъявляемые к шагу хомутов 

см см – условие выполнено.



мм. Требование выполнено.

мм. Требование выполнено.

Окончательно принимаем в приопорной зоне, равной четверти пролета балки, двухсрезные хомуты из арматуры класса А240 диаметром 8 мм. С шагом 57.5 мм. На остальной части балки принимаем хомуты с шагом мм. < 500 мм.

**Список использованной литературы.**

1. «Методические указания и справочные материалы к курсовому проекту.» М.2009.

Н.Г.Головин, А.И.Плотников, А.Ю.Родина.

2. СНиП 2.01.07-85\* «Нагрузки и воздействия». М.:ГУП ЦПП,2003.

3. СНиП 52-01-2003. «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.» М.:

ФГУП ЦПП,2004.

4. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного

напряжения арматуры» М.:ФГУП ЦПП, 2005.

5. СП 52-102-2004. «Предварительно напряженные железобетонные конструкции.» М.: ФГУП

ЦПП,2005

6.Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 520101-2003). М.: ФГУП ЦПП,2005

7.Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 520101-2003). М.: ФГУП ЦПП, 2005.