**Введение**

Одноэтажные здания широко применяются в промышленности. Выполняются они, как правило, каркасными из сборных железобетонных конструкций и во многих случаях оборудуются мостовыми и подвесными кранами значительной грузоподъемности, создающими большие усилия в несущих элементах здания.

Курсовой проект предусматривает расчет и конструирование основных несущих железобетонных конструкций одноэтажного промышленного задания.

Пространственный каркас здания условно разделяют на поперечные и продольные рамы.

Поперечная рама состоит из колонн, жестко соединенных с фундаментом, и ригелей. В качестве ригелей покрытия применяют балки, фермы или арки. Ригели соединяются с колоннами шарнирно. В этом случае достигается независимая типизация ригелей и колонн и пространства этажа. Поперечная рама воспринимает нагрузку от массы покрытия и других конструкций здания, а так же снеговые, ветровые и крановые нагрузки. Конструкция поперечной рамы должна обеспечивать пространственную жесткость здания в поперечном направлении.

В продольную раму входит ряд колонн, а так же горизонтальные конструкции покрытия, подкрановые балки, связи.

Продольные рамы воспринимают нагрузку, действующую в продольном направлении (ветровую, действующую на торец здания; крановую от продольного торможения крана). Продольная рама должна обеспечивать жесткость здания в продольном направлении.

При разработке проекта необходимо решить следующие вопросы:

- выполнить компоновку конструктивной схемы здания;

- выполнить статистический расчет поперечной рамы здания;

- рассчитать и законструировать колонну здания;

- выполнить расчет и конструирование основной несущей конструкции покрытия (балка);

- рассчитать фундамент под одну из колонн здания.

**1. Компоновка конструктивной схемы здания**

В курсовом проекте необходимо запроектировать конструкции одноэтажного трехпролетного промышленного здания. Сетка колонн одноэтажного промышленного здания принимается по заданию, .



Привязка крайних колонн к продольным координационным осям составляет 250 мм, так как шаг колонн 12 м. Привязка колонн в торце здания и у температурного шва к поперечным координационным осям 500 мм.

Высота внутреннего помещения здания определяется технологическими условиями и назначается исходя из заданной отметки верха подкранового рельса . Высота колонны в нижней части от обреза фундамента до верха подкрановой консоли определяется по формуле:

;

- высота подкрановой балки, ;



- высота рельса, ;



- толщина конструкции пола,



Высота колонны от консоли до низа конструкции покрытия определяется по формуле:

;

- зазор, необходимый для нормальной работы крана, мм.



Полная расчетная высота колонны:

.



Высота здания:

.

В курсовом проекте принимаем безпрогонную схему покрытия с поперечным расположением ригелей. В качестве основной несущей конструкции принята двускатная стропильная балка пролетом 12 м. Балки устанавливают на колонны с шагом 12 м. Плиты покрытия - железобетонные ребристые с предварительно напряженной арматурой, размером 3×12 м.

Здание длиной 96 м разделено поперечным температурно-усадочным швом на 2 блока длиной 48 м каждый. Температурно-усадочный шов выполняется на спаренных колоннах с доведением шва да обреза фундамента.

По продольным рядам колонн в средних пролетах температурных блоков устанавливают вертикальные портальные связи из стального проката. Они устраиваются на высоту от пола здания до низа подкрановых балок и привариваются к закладным деталям колонн. По верху колонны связывают распорками. Так как высота ригелей на опорах не превышает 800 мм и имеется жесткое опорное ребро, вертикальные связевые фермы покрытия не устанавливаются.

Поперечное сечение крайних колонн назначаем сплошным прямоугольным.

Высота сечения в надкрановой части назначается из условия размещения кранового оборудования и зависит от привязки. При привязке крайних колонн к продольным координационным осям 250 мм имеем:

;



- расстояние от оси кранового рельса до края моста, зависит от грузоподъемности крана, принимается по ГОСТам на кран; для крана с грузоподъемностью 15/3 т ;



0,07 м - необходимый зазор между краем моста и колонной для нормальной эксплуатации крана.

Принимаем .



Высота сечения подкрановой части сплошных колонн определяется условиями прочности и пространственной жесткости здания:

.



Принимаем .



Ширина сечения колонны по требованиям жесткости:

;



.



Принимаем .



Поперечное сечение средних колонн назначаем сплошным.

Высота сечения в надкрановой части средних колонн назначают с учетом опирания двух ригелей непосредственно на торец колонны. Принимаем .



Высота сечения подкрановой части сплошных колонн определяется условиями прочности и пространственной жесткости здания:

.



Принимаем .



Ширина сечения колонны по требованиям жесткости:

;



.



Принимаем .



Рис. 3. Принятые размеры крайней колонны.



Рис. 4. Принятые размеры средней колонны.

**2. Расчет поперечной рамы здания**

**2.1. Сбор нагрузки на поперечную раму**

1. Постоянная нагрузка.

1.1 Постоянная нагрузка от покрытия.

Нагрузка передается на колонну как опорное давление ригеля.

Расчетное опорное давление балки на крайнюю колонну:



;



- расчетная нагрузка от веса кровли и плит покрытия, ;



- нормативная нагрузка от балки (по справочным данным), ;



- шаг колонн, ;



- пролет здания, ;



- коэффициент надежности по нагрузке, ;



- коэффициент надежности по назначению здания, .



Расчетная нагрузка от веса покрытия на среднюю колонну:

;



1.2. Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления.

Нагрузка от верхнего участка стены выше уровня подкрановой консоли передается на уровне подкрановой консоли:



;



и - нормативная нагрузка от веса 1 м2 стеновых панелей и оконных блоков соответственно, , ;



и - суммарная высота стеновых панелей и оконных блоков соответственно, , .



1.3. Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок и кранового пути.

;



- нормативная нагрузка от веса подкрановой балки, ;



- нормативная нагрузка от веса кранового пути, .



1.4. Расчетная нагрузка от веса колонн.

Надкрановая часть крайней колонны:

;



- средняя плотность тяжелого конструкционного бетона, .



Подкрановая часть крайней колонны:

;



Надкрановая часть средней колонны:

;



Подкрановая часть крайней колонны:

;



Нагрузки действуют на крайние колонны с эксцентриситетом.



Рис. 5. К определению изгибающих моментов действующих на колонну.

Нагрузка действует на крайние колонны с эксцентриситетом равным:



.



На уровне сопряжения арки с колонной возникает изгибающий момент :



.



На уровне подкрановой консоли возникает изгибающий момент от сил и :



.



.



.



- величина, зависящая от грузоподъемности и пролета крана.



На средние колонны нагрузка действует симметрично, изгибающий момент равен нулю.

2. Временная нагрузка.

2.1. Снеговая нагрузка.

Временная нагрузка зависит от географического района строительства и профиля кровли. Она передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля и подсчитывается по той же грузовой площади, что и нагрузка от массы покрытия. Расчетная снеговая нагрузка на покрытие определяется по формуле:

.

- расчетное значение веса снегового покрова на 1 м2 горизонтальной поверхности, для II снегового района ;



- коэффициент перехода от веса снегового покрова горизонтальной поверхности к снеговой нагрузке на покрытие, в учебном курсовом проекте принимаем .



Расчетная снеговая нагрузка на крайнюю колонну:

.

Момент от снеговой нагрузки:

.

На среднюю колонну действует сила:

.

Момент от этой нагрузки:

2.2. Ветровая нагрузка.

В зависимости от географического района и высоты здания значение ветрового давления на 1 м2 стены определяется по формуле:

.



- нормативное значение ветрового давления, для III района по ветровой нагрузке ;



- коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте здания, принимается в зависимости от типа местности, для открытой местности типа А при высоте 10 м - , при высоте 20 м - ;



- аэродинамический коэффициент, для вертикальной поверхности при положительном давлении ; при отрицательном давлении , в зависимости от отношения высоты здания к его ширине.



- коэффициент надежности оп нагрузке, .



Значение ветрового давления на уровне 10 м от поверхности земли:

.

Значение ветрового давления на уровне 20 м от поверхности земли:

.



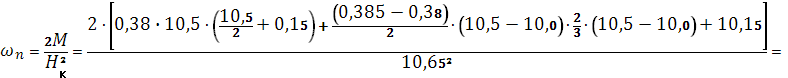
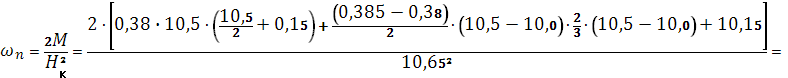
Рис. 6. К расчету ветровой нагрузки.

В соответствии с линейной интерполяцией определяем ветровой давление на высоте 10,5 м (уровень верха колонн) и на высоте 12,0 м (уровень верха стены).

.

.

Переменный по высоте скоростной напор ветра заменим равномерно распределенной эквивалентной по моменту в заделке консольной стойки длиной 10,65 м.



При отношении высоты здания к его ширине



с наветренной стороны ; с подветренной стороны . Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонну до отметки 10,5 м при :



- с наветренной стороны при :



;



- с подветренной стороны при :



.

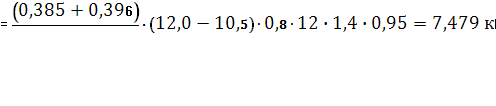
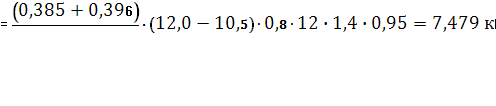


Неравномерную нагрузку на часть стены выше колонны в расчетной схеме приводим к сосредоточенной силе, приложенной на уровне верха колонн.

Для наветренной стороны:



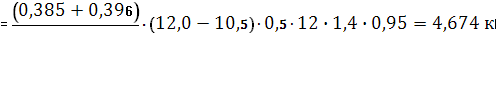
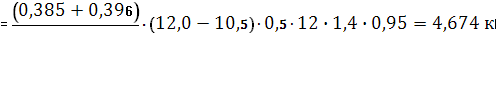
.



Для наветренной стороны:



.



2.3. Нагрузка от мостовых кранов.

Мостовой кран состоит из моста, тележки на четырех колесах, подъемного оборудования, включающего груз, и сообщает каркасу здания вертикальные и горизонтальные нагрузки. Максимальное нормативное давление на колесо крана возникает при крайнем положении тележки с полным грузом. При этом на колесо крана с противоположной стороны действуют минимальные нагрузки.

По ГОСТ 25546-82\* «Краны грузоподъемные. Режимы работы» для крана грузоподъемностью 30 т принимаем:

;



.



Расчетную нагрузку на крайнюю колонну вычисляем от двух максимально сближенных кранов по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок:

;



.



- максимально возможная сумма ординат линий влияния опорного давления взятая под колесами крана, ;



- коэффициент надежности по нагрузке, для крановой нагрузки ;



- коэффициент сочетаний, .



Рис. 7. К определению суммы ординат линии влияния опорной реакции.

;



.



Нагрузка на средние колонны определяется аналогично.

При торможении крана могут возникать поперечные и продольные тормозные усилия, нормативная горизонтальная поперечная нагрузка, вызываемая торможением тележки крана с грузом, принимается по формуле:

.



- вес груза, ;



- вес тележки крана, .



Расчетная горизонтальная сила действующая на колонну определяется от действия двух кранов по линиям влияния:

.



Вертикальные крановые нагрузки передаются на колонны с эксцентриситетами. На крайние колонны:

;



- привязка подкрановой балки к разбивочной оси, ;



- привязка колонн к разбивочной оси.



На средние колонны:

Эксцентриситет относительно оси сечения нижней части:

;



В момент, когда тележки с грузом двух сближенных кранов в пролете находятся в крайнем левом положении, на крайней колонне создается давление и соответствующий изгибающий момент , а на средней колонне действует сила и соответствующий изгибающий момент .



;



.



Когда тележка с грузом находится в крайнем правом положении, на крайние колоны будут действовать и , а на средние – и :



;



.



Горизонтальное давление от торможения кранов передается на колонны на уровне кранового рельса, т.е. на расстоянии 1,55 м от подкрановой консоли, и имеет знак «+» или «-».

**2.2. Расчет поперечной рамы в ПК ЛИРА 9.0.**

Поперечные рамы промышленных зданий являются статически неопределимыми системами. Их рассчитывают различными методами, основанными на методе сил и методе перемещений. Цель статического расчета - определение усилий в сечениях элементов рамы. Для расчета устанавливают расчетную схему, величины нагрузок и место их приложения. В расчетной схеме рамы сопряжение ригеля с колонной принимают шарнирным, соединение колонны с фундаментом - жестким. Геометрические оси ригелей принимают горизонтальными, жесткость ригелей - бесконечной. В такой системе расчет ригелей можно выполнить независимо от расчета поперечной рамы. Длину колонн принимают равной расстоянию от обреза фундамента до низа ригеля. Размеры пролетов принимают равными расстоянию между геометрическими осями колонн. Для ступенчатых колонн учитывают сдвиг оси в месте ступени. Рамы температурного блока объединены по верху жестким в своей плоскости диском покрытия, обеспечивающим их совместную пространственную работу. При действии общих для всего здания нагрузок (собственного веса конструкций, снега, ветра) пространственный характер работы каркаса не проявляется, так как все поперечные рамы находятся в одинаковых условиях и испытывают одинаковое горизонтальное смещение верха колонн. Каждую раму можно рассматривать как отдельную плоскую систему.

В проекте статический расчет поперечной рамы здания выполняется на компьютере с применением ПК ЛИРА 9.0. Многофункциональный ПК ЛИРА предназначен для автоматизированного расчета, исследования и проектирования различных строительных конструкций зданий и сооружений. Пакет программ функционирует на основе использования метода конечных элементов. Ядром пакета является формирование целостной математической модели объекта в виде системы линейных алгебраических уравнений. Расчетная схема представляет

собой идеализированную модель, которой заменяют реальное сооружение при расчете.

При выборе расчетной схемы учитывают следующие факторы:

- геометрические характеристики реальной конструкции;

- способ соединения различных частей элементов конструкции в узлах;

- тип опирания;

- вид нагружения.

Для составления расчетной схемы идеализированную модель конструкции разделяют на конечные элементы. Для стержневых систем конечные элементы представляют собой стержни, соединенные в узлах. При разбивке систем на конечные элементы учитывают предполагаемое очертание эпюр внутренних усилий изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, а также изменение жесткости по длине элементов. Конечные элементы, имеющие одинаковые жесткостные характеристики, объединяются в жесткостные типы, геометрия всей системы описывается в правой декартовой системе координат, оси координат наносят на расчетную схему. Расчетная схема не должна быть геометрически или мгновенно изменяемой.

Расчетная схема поперечной рамы, схемы загружений, результаты расчета в ПК ЛИРА 9.0. представлены в приложении 1 и включают в себя:

- расчетную схему поперечной рамы;

- схемы загружения;

- эпюры усилий в раме от постоянных нагрузок

- таблицу РСУ для элементов колонны

- таблицу усилий в нижних элементах колонны

- исходные данные для армирования элементов колонны

- результаты подбора арматуры в элементах колонны;

- схемы армирования элементов колонны.

**2.3. Конструирование элементов рамы.**

Во внецентренно сжатых элементах с расчетными экс­центриситетами продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента. Насыщение поперечного сечения внецентренно сжатых элементов оценивают коэффициентом армиро­вания по площади сечения рабочих стержней продоль­ной арматуры, расположенных у одной из коротких гра­ней. Армирование внецентренно сжатых стержней составляет 0,5...1,2% площади сечения элемента.

Если площади сечения арматуры и одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочти­тельнее, чем несимметричное армирование.



Минимальная площадь сечения продольной армату­ры и во внецентренно сжатых элементах, согласно нормам, допускается равной, %:



|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 0,05 | в элементах при |  |
| 0,1 | в элементах при |  |
| 0,2 | в элементах при |  |
| 0,25 | в элементах при |  |

Здесь - радиус инерции сечения элемента в плоскости эксцентриситета продольной силы; - расчетная длина сжатого элемента.



Соединять продольные стержни по длине элемента не рекомендуется.

Рабочие стержни в поперечном сечении колонны раз­мещают как можно ближе к поверхности элемента с со­блюдением минимальной толщины защитного слоя, которая по нормам должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 мм.

Колонны сечением до 400×400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры. Наименьшее рас­стояние между ними в свету допускается 50 мм, если стержни при бетонировании расположены вертикально; а при горизонтальном расположении - 25 мм для ниж­ней и 30 мм для верхней арматуры, но при всех случаях не менее наибольшего диаметра стержня. При расстоя­нии между рабочими стержнями более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения элемента с тем, чтобы расстояние между про­дельными стержнями не превышало 400 мм.

Поперечные стержни ставят без расчета, но с соблю­дением требований норм. Расстояние между ними (по условию предотвращения бокового выпучивания про­дольных стержней при сжатии) должно быть при сварных каркасах не более , но не более 500 мм (здесь - наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояния округляют до размеров, кратных 50 мм.



Диаметр поперечных стержней в сварных каркасах должен удовлетворять условиям свариваемости. Диаметр хомутов вязаных каркасов прини­мают не менее 5 мм и не менее , где - наиболь­ший диаметр продольных стержней. Толщина защитного слоя поперечных стержней должна быть не менее 15 мм. В местах стыков каркасов на длине перепуска стержней расстояние между поперечными стержнями должно быть не более ( - диаметр соединяемых стержней). Если общее насыщение элемента арматурой более 3%, то поперечные стержни необходимо устанавливать на расстоянии друг от друга не более и не более 300 мм.



Плоские сварные каркасы объединяют в пространст­венные с помощью поперечных стержней, приваривае­мых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням плоских каркасов. Если в сварных каркасах у больших граней сечения элемента размещены промежуточные стержни, то эти стержни (принадлежащие противоположным каркасам) соеди­няют между собой дополнительными шпильками, уста­навливаемыми по длине элемента с шагом, равным шагу поперечных стержней плоских каркасов.

Верхняя часть крайних колонн.

Элемент 1, сечение 1.

Требуемая площадь арматуры по расчетам ПК “ЛИРА”

.



Арматура по расчетам ПК “ЛИРА”:

- продольная Ø20 А-II, с ;



- поперечная Ø8 А-I, с , расстояние между поперечными стержнями .



По условиям свариваемости минимальный диаметр поперечных стержней .



Расстояние между поперечными стержнями из условия свариваемости .



Принимаем продольную арматуру 4 Ø20 А-II, с и 4 Ø16 А-II, с .



Принимаем поперечную арматуру Ø8 A-I.

Принимаем мм.



Рис. 8. Армирование верхней части крайней колонны.

Нижняя часть крайних колонн.

Элемент 2, сечение 1.

Требуемая площадь арматуры по расчетам ПК “ЛИРА”

.



Арматура по расчетам ПК “ЛИРА”:

- продольная Ø25 А-II, с ;



- поперечная Ø8 А-I, с , расстояние между поперечными стержнями .



По условиям свариваемости минимальный диаметр поперечных стержней .



Расстояние между поперечными стержнями из условия свариваемости .



Принимаем рабочую арматуру 4 Ø25 А-II, с и 4 Ø16 А-II, с .



Принимаем поперечную арматуру Ø8 A-I.

Принимаем мм.



Рис. 9. Армирование нижней части крайней колонны.

Верхняя часть средних колонн.

Элемент 4, сечение 1.

Требуемая площадь арматуры по расчетам ПК “ЛИРА”

.



Арматура по расчетам ПК “ЛИРА”:

- продольная Ø22 А-II, с ;



- поперечная Ø8 А-I, с , расстояние между поперечными стержнями .



По условиям свариваемости минимальный диаметр поперечных стержней .



Расстояние между поперечными стержнями из условия свариваемости .



Принимаем продольную арматуру 4 Ø22 А-II, с и 4 Ø16 А-II, с .



Принимаем поперечную арматуру Ø6 A-I, с .



Принимаем мм.



Рис. 10. Армирование верхней части средней колонны.

Нижняя часть средних колонн.

Элемент 3, сечение 1.

Требуемая площадь арматуры по расчетам ПК “ЛИРА”

.



Арматура по расчетам ПК “ЛИРА”:

- продольная Ø22 А-II, с ;



- поперечная Ø8 А-I, с , расстояние между поперечными стержнями .



По условиям свариваемости минимальный диаметр поперечных стержней .



Расстояние между поперечными стержнями из условия свариваемости .



Принимаем рабочую арматуру 4 Ø22 А-II, с и 4 Ø16 А-II, с .



Принимаем поперечную арматуру Ø6 A-I, с .



Принимаем мм.



Рис. 11. Армирование нижней части средней колонны.

**3. Расчет предварительно напряженной двускатной решетчатой балки пролетом 12 м.**

**3.1. Данные для проектирования.**

Бетон тяжелый класса В35 с расчетными характеристиками при коэффициенте условий работы бетона : ; ; ; ; . Обжатие производится при передаточной прочности бетона . Расчетные характеристики бетона для класса, численно равного передаточной прочности () и при : ; ; ; ; .



Предварительно напрягаемая арматура стержневая класса A-VI (; ; ).



Ненапрягаемая арматура класса A-II (; ; ).



Рис. 12. Опалубочные размеры решетчатой балки.

**3.2. Расчетный пролет, нагрузки, усилия.**

Расчетный пролет принимается равным расстоянию между анкерными болтами (рис. 13)

*.*



а б



в

Рис. 13. Расчетная схема балки и расположение сечений: а - расположение анкерных болтов; б – схема загружения балки; в – расположение расчетных сечений.

Масса балки по проектным данным 4,1 т, а погонная нагрузка от собственного веса балки

при : ;



при : .



Расчетная погонная нагрузка составляет:

постоянная ;



временная ;



в т.ч. длительно действующая ;



постоянная + временная полная ;



постоянная + длительно действующая ;



при



суммарная нагрузка .



Для определения усилий в качестве расчетных сечений принимаем следующие (рис. 7. в):

0 – 0 – по грани опоры балки;

I – I – на расстоянии 1/6 пролета опоры;

II – II – в месте установки монтажной петли;

III – III – на расстоянии 1/3 пролета от опоры;

IV – IV – на расстоянии 0,37 пролета от опоры (опасное сечение при изгибе);

V – V – в середине пролета.

Сечения 0 – 0, I – I, III – III и V – V рассматриваются при оценки трещиностойкости и жесткости балки в стадии эксплуатации; сечение II – II – для оценки прочности и трещиностойкости в стадии изготовления и монтажа; сечение IV – IV – для подбора продольной арматуры балки.

Изгибающие моменты в сечениях определяем из выражения



где *Q* – поперечная сила на опоре (опорная реакция); *xi* – расстояние от опоры до i-го сечения.

Поперечная сила на опоре:

при



от всей нагрузки ;



от продолжительно действующей ;



при



.



Значения изгибающих моментов приведены в таблице 1.

Таблица 1

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечения | *х*,  м | Моменты, кН∙м, при коэффициенте надежности | | |
|  | |  |
| от продолжительной нагрузки | от полной нагрузки | от полной нагрузки |
| 0 – 0 | 0,15 | 39,10 | 50,95 | 48,277 |
| I – I | 1,95 | 429,083 | 559,128 | 529,792 |
| II – II | 2,61 | 535,434 | 697,713 | 661,105 |
| III – III | 3,9 | 686,532 | 894,605 | 847,667 |
| IV – IV | 4,329 | 720,138 | 938,396 | 889,16 |
| V – V | 5,85 | 772,348 | 1006,43 | 953,625 |

**3.3. Предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры.**

Поскольку потери предварительного напряжения пока неизвестны, требуемую площадь сечения напрягаемой арматуры определим приближенно, а после вычисления потерь проверим несущую способность.

Рассмотрим сечение IV – IV как наиболее опасное: ; при симметричном расположении напрягаемой арматуры по высоте нижнего пояса. В верхнем поясе балки предусматриваем конструктивную арматуру в количестве 4Ø12 A-II ( мм2), ; в нижнем поясе – из 4Ø5 Вр-I ( мм2) в виде сетки, охватывающей напрягаемую арматуру.



1. Рабочая высота сечения

*.*



2. Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

,



где ;



;



;



при коэффициенте условий работы .



3. Устанавливаем положение границы сжатой зоны



*,* следовательно, нижняя граница сжатой зоны проходит в пределах верхнего пояса балки.



4. Вспомогательные коэффициенты (с учетом арматуры ):



;



,



т.е. сжатой арматуры достаточно;

;



*,* принимаем .



5. Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры



*.*



Принимаем напрягаемую арматуру в количестве 2Ø12 A-VI + 4Ø16 A-VI ( мм2), которую распределяем равномерно по периметру нижнего пояса балки.



**3.4. Определение геометрических характеристик приведенного сечения.**

Последовательность вычислений приведем для сечения IV – IV.

1. .



*.* Площадь приведенного сечения



+ мм2,



где – для арматуры A-VI;



- для арматуры Вр-I;



- для арматуры A-II.



3. Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

мм2.



4. Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани

.



5. Момент инерции сечения относительно центра тяжести

мм4.



6. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна

мм3

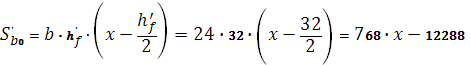
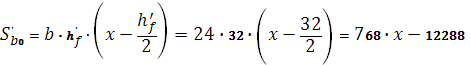


7. Положение нулевой линии сечения при растянутой нижней зоне определяем из условия

, (1)



где - статический момент площади бетона сжатой зоны относительно нулевой линии; - статический момент площади арматуры сжатой зоны относительно нулевой линии;



- статический момент площади арматуры растянутой зоны относительно нулевой линии;



см2 – площадь растянутой зоны и предположении, что .



Тогда из (1) получим см.



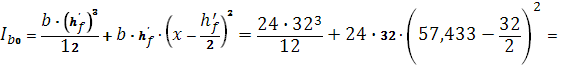
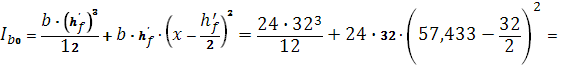
Упругопластический момент сопротивления для крайнего растянутого волокна



см3,



где



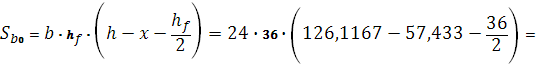
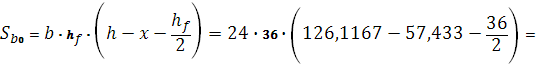
см4 - момент инерции площади сжатой зоны относительно нулевой линии;



см4 - момент инерции площади сечения арматуры растянутой зоны относительно нулевой линии;



см4 - момент инерции площади сечения арматуры сжатой зоны относительно нулевой линии;



см3 - статический момент площади растянутого бетона относительно нулевой линии.



Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего сжатого волокна

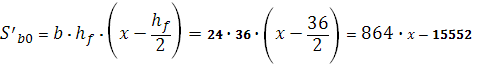
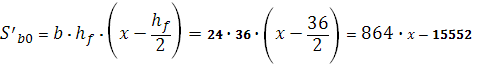
см3



8. Положение нулевой линии сечения с отверстием при растянутой верхней зоне определяем по той же методике в предположении, что :



;



;



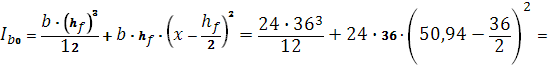
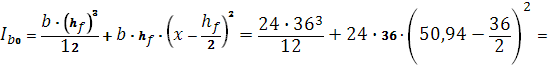
;



см2.



Из уравнения (1) получаем см. Упругопластический момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна вычисляем как и в п.7:



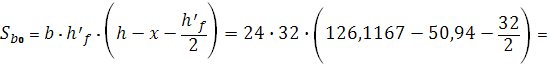
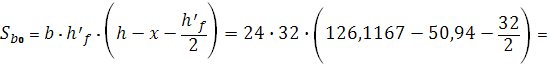
см4;



см4;



см4;



см3;



см3.



Геометрические характеристики остальных сечений вычислены по аналогии и приведены в таблицу 2.

Таблица 2

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечения | ,  см2 | ,  см | ,  см4 | ,  см3 | ,  см3 | ,  см3 | ,  см3 |
| 0 – 0 | 2289,1 | 45,7 | 1521700 | 33298 | 33377 | 67597 | 64739 |
| I – I | 1730,1 | 51,3 | 2406000 | 46898 | 43752 | 71423 | 61828 |
| II – II | 1730,1 | 53,9 | 2760800 | 51221 | 47689 | 76736 | 66199 |
| III – III | 1730,1 | 58,8 | 3529600 | 60028 | 55374 | 87179 | 74796 |
| IV – IV | 1730,1 | 60,5 | 3810000 | 62930 | 58100 | 90665 | 77670 |
| V – V | 1730,1 | 66,3 | 4881200 | 73622 | 67327 | 103069 | 87903 |

**3.5. Определение потерь предварительного напряжения**

Принятое предварительное напряжение должно находиться в пределах:



- условие выполняется.



Вычисление потерь приведем на примере сечения IV – IV.

Первые потери.

1. От релаксации напряжений стержневой арматуры при механическом способе натяжения

.



2. От температурного перепада

.



3. От деформации анкерных устройств

,



где - длина натягиваемого стержня диаметром *d*.



4. Потери от быстронатекаюшей ползучести определяем в следующих местах по высоте поперечного сечения:

- на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры, т.е. при

;



- на уровне крайнего сжатого волокна бетона, т.е. при

;



- на уровне центра тяжести сжатой арматуры, т.е. при

,



для чего вычисляем следующие параметры:

- усилие обжатия с учетом потерь



;



- напряжения в бетоне на уровне арматуры



,



где ;



;



- то же на уровне сжатой арматуры ()



;



- то же на уровне крайнего сжатого волокна ()



.



Коэффициент больше нормированного значения 0,8, поэтому принимаем .



Для всех уровней сечения отношение , тогда потери от быстронатекающей ползучести соответственно составляет:



;



;



;



Итого первые потери

.



Предварительное напряжение с учетом первых потерь

.



Усилия обжатия с учетом первых потерь



,



где и - напряжения в ненапрягаемой конструктивной арматуре соответственно .



Эксцентриситет усилия относительно центра тяжести приведенного сечения



мм,



где ;



.



Вторые потери

1. От усадки бетона .



2. От ползучести бетона:

- напряжение в бетоне на уровне центра тяжести предварительно напряженной арматуры



;



- то же на уровне сжатой арматуры



;



- то же на уровне крайнего волокна бетона ()



.



При потери от ползучести бетона:



;



;



.



Итого вторые потери .



Полные потери .



Предварительное напряжение с учетом полных потерь и при коэффициенте точности натяжения



.



Усилие обжатия с учетом всех потерь и при



.



Эксцентриситет усилия



мм,



где ;



.



Характеристики предварительного напряжения для остальных сечений вычислены аналогично и приведены в таблице 3. Для сечения 0 – 0, которое располагается в пределах длины зоны передачи предварительных напряжений с арматуры на бетон, при вычислении потерь, учтены коэффициенты



().



Таблица 3

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Сечение | Потери предварительного напряжения,  МПа | | | | | | Усилие обжатия, МПа | | Эксцентриситет, мм | |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 0 – 0 | 7,333 | -1,607 | 30,23 | -6,661 | 173,01 | 238,24 | 539,5 | 403,43 | 277 | 301 |
| I – I | 10,411 | -0,959 | 38,59 | -3,584 | 199,34 | 272,93 | 751,27 | 652,04 | 334 | 353 |
| II – II | 10,371 | -0,729 | 38,44 | -2,712 | 199,3 | 272,73 | 751,28 | 652,11 | 360 | 381 |
| III – III | 10,324 | -0,436 | 38,25 | -1,614 | 199,25 | 272,5 | 751,32 | 652,26 | 409 | 433 |
| IV – IV | 10,34 | -0,387 | 38,4 | -1,426 | 199,27 | 272,67 | 751,3 | 652,0 | 426 | 451 |
| V – V | 10,421 | -0,328 | 38,6 | -1,202 | 199,35 | 272,95 | 751,26 | 652,01 | 484 | 512 |

**3.6. Расчет прочности наклонных сечений**

Так как фактическая нагрузка на балку приложена в виде сосредоточенных сил с шагом, равным ширине плит покрытия 3 м, принимаем длину проекции наклонного сечения м (расстояние от опоры до ближайшего сосредоточенного груза). В опорном сечении мм, тогда в конце расчетного наклонного сечения рабочая высота составит



мм,



а средняя рабочая высота в пределах наклонного сечения

мм.



Величину усилия обжатия примем равной среднему значению для сечений 0 – 0, I – I и II – II

.



Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры

;



;



где .



Так как одно из условий не выполняется, поперечную арматуру подбираем по расчету.

Для рассматриваемого расчетного сечения (от грани опоры до первого сосредоточенного груза) имеем: ; ; (в запас прочности); .



1. .



*.* .



3. , принимаем .



4. .



5. .



6. При требуемая интенсивность поперечного армирования



.



7. , поэтому принимаем .



8. Максимально допустимый шаг поперечных стержней

.



9. Принимаем на приопорном участке шаг поперечных стержней



, тогда требуемая площадь сечения хомутов



.



Принимаем в поперечном сечении 2Ø10 A-II () с шагом 150 мм.



Выясним, на каком расстоянии от опоры шаг хомутов можно увеличить до 300 мм.

1. Фактическая интенсивность поперечного армирования:

- для шага ;



- для шага ;



.



2. Задаем длину участка с шагом хомутов равной расстоянию от опоры до первого груза. Длину проекции расчетного наклонного сечения принимаем равной расстоянию от опоры до второго груза, т.е. , но меньше расстояния от опоры до сечения с максимальным моментом.



3. Рабочая высота в конце расчетного наклонного сечения

.



4. Длина проекции наклонной трещины в пределах рассматриваемого наклонного сечения

;



.



5. При поперечная сила, воспринимаемая хомутами:



.



6. Поперечная сила, воспринимаемая батоном в наклонном сечении:

.



7. Наибольшая поперечная сила от внешних нагрузок для рассматриваемого наклонного сечения

,



где .



8. Проверяем условие прочности наклонного сечения

,



т.е. прочность обеспечена.

Окончательно принимаем на приопорных участках длиной шаг хомутов , на остальной части пролета балки шаг хомутов .



**3.7. Проверка прочности нормальных сечений.**

Стадия изготовления и монтажа. От совместного действия усилия обжатия *Р*  и собственного веса балки при ее подъеме возникают отрицательные изгибающие моменты, растягивающие верхнюю грань (рис. 14.а). Нагрузка от собственного веса принимается при коэффициенте надежности с учетом коэффициента динамичности и условно считается равномерно распределенной



.



Изгибающие моменты, возникающие в местах расположения подъемных петель, определяем по расчетным схемам на рис. 14.б по принципу независимости действия сил.

а б



Рис. 14. К расчету балки в стадии монтажа.

1. Нагрузка только в пролетах :



;



,



где фокусные отношения:

;



;



.



2. Нагрузка только на консолях



.



Для определения момента используем метод фокусов:



1. Фокусные отношения

;



.



2. Момент на опоре *В*

.



3. Суммарные изгибающие моменты

;



;



Расчетным является сечение II – II на опоре А; высота сечения ; рабочая высота при растянутой верхней грани составляет .



4. Усилие обжатия вводится в расчет как внешняя внецентренно приложенная сила *N* при коэффициенте точности натяжения



,



где - при механическом способе натяжения.



5. Эксцентриситет усилия обжатия

.



6. Расчетное сопротивление бетона в стадии изготовления и монтажа (т.е. для класса ) с учетом коэффициента условий работы :



.



7. Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

,



где ;



– так как в зоне, растянутой при обжатии, предусмотрена ненапрягаемая арматура класса A-II; - при коэффициенте условий работы больше 1.



8. Устанавливаем положение границы сжатой зоны



- граница сжатой зоны проходит в пределах нижнего пояса балки и сечение рассчитываем как прямоугольное высотой .



9. Высота сжатой зона

,



где , так как устойчивость проволочной арматуры Ø5 Вр-I в нижнем (сжатом) поясе балки не обеспечена.



10. При несущую способность проверяем из условия



, следовательно, прочность сечения в этой стадии обеспечена.



Стадия эксплуатации.Проверяем прочность наиболее опасного сечения IV – IV, расположенного на расстоянии от опоры.



1. .



*.* Граничная относительная высота сжатой зоны



,



где - вычислено ранее; ;



, где ;



;



;



.



3. Устанавливаем положение границы сжатой зоны, принимая в первом приближении коэффициент :



- граница сжатой зоны проходит в пределах верхнего пояса и расчет выполняем как для прямоугольного сечения высотой .



4. Высота сжатой зоны при значении



*.*



5. .



6.



- принимаем .



7. Предельный момент, воспринимаемый сечением IV – IV:



,



т.е. прочность обеспечена.

**3.8. Расчет по образованию нормальных трещин.**

Расчет выполняется для стадий изготовления и эксплуатации на действие расчетных нагрузок с коэффициентом надежности и коэффициентом точности натяжения .



Стадия изготовления. Рассматриваем следующие сечения по длине балки: II – II – наиболее опасное по раскрытию верхних (начальных) трещин в момент подъема; 0 – 0, I – I, III – III и V – V – для выяснения необходимости учета начальных трещин в сжатой зоне при расчете по трещиностойкости нижней зоны и деформациям.

Расчет выполним на примере сечения II – II. Исходные данные для расчета принимаем по табл. 1, 2 и 3. Образование верхних (начальных) трещин при обжатии элемента проверяем из условия

,



где - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки; - коэффициент, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и обусловленное ими уменьшение размеров ядра сечения; - момент от собственного веса элемента, принимается со знаком «+», когда направления этого момента и момента совпадают.



Усилия обжатия , эксцентриситет . Изгибающий момент от собственного веса для сечения II – II с учетом коэффициента динамичности при подъеме



.



Максимальное краевое напряжение в сжатом бетоне от действия собственного веса и усилия обжатия ()



.



Тогда ; . Проверяем условие



, следовательно, в сечении II – II при подъеме балки не образуются начальные (верхние) трещины, в связи с чем нет необходимости проверять ширину их раскрытия. Проверка трещиностойкости остальных сечений выполнена аналогично и результаты ее приведены в табл. 4.



Таблица 4

К расчету по образованию начальных (верхних) трещин

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Сечение | Моменты, кН | | Верхние трещины |
|  |  |
| 0 – 0 | 53,59 | 102,288 | Не образуются |
| I – I | 60,2 | 97,688 | Не образуются |
| II – II | 69,707 | 104,594 | Не образуются |
| III – III | 93,377 | 113,438 | Не образуются |
| IV – IV | 102,43 | 122,719 | Не образуются |
| V – V | 138,887 | 144,636 | Не образуются |

Стадия эксплуатации.Расчет по образованию нормальных трещин производится из условия

,



где - изгибающий момент от внешних нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке ; - момент, воспринимаемый сечением при образовании нормальных трещин; здесь – момент усилия обжатия относительно ядровой точки сечения, наиболее удаленной от грани, трещиностойкость которой проверяется (на данной стадии проверяется трещиностойкость нижней грани балки, следовательно, момент определяется относительно верхней ядровой точки сечения). Расчет приводим на примере сечения IV – IV. По табл. 3 усилие обжатия , его эксцентриситет , изгибающий момент в сечении IV – IV по табл.1 .



Максимальное напряжение в крайнем сжатом волокне бетона

( мм)



.



Коэффициент , принимаем . Расстояние до наиболее удаленной ядровой точки с учетом неупругих деформаций сжатого бетона



*.*



Момент образования трещин



. При в стадии эксплуатации на нижней грани балки образуются нормальные трещины и необходимо выполнить расчет по их раскрытию. Результаты определения момента образования трещин для остальных сечений приведены в таблице 5.



Таблица 5

К расчету по образованию трещин в стадии эксплуатации

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Сечения | Моменты, кН | | Нормальные трещины |
| от внешних нагрузок | образования трещин |
| 0 – 0 | 50,95 | 311,744 | Не образуются |
| I – I | 559,128 | 546,148 | Образуются |
| II – II | 697,713 | 591,114 | Образуются |
| III – III | 894,605 | 678,762 | Образуются |
| IV – IV | 938,396 | 233,521 | Образуются |
| V – V | 1006,43 | 788,446 | Образуются |

**3.9. Расчет по раскрытию нормальных трещин.**

Стадия эксплуатации.Рассматриваем наиболее напряженное сечение IV – IV, в котором действуют усилие обжатия с эксцентриситетом и момент от полной нагрузки , в т.ч. от продолжительно действующей нагрузки ; высота сечения , рабочая высота .



Определяем непродолжительное раскрытие трещин от полной нагрузки.

1. Вспомогательные коэффициенты и параметры:

;



;



;



;



где ; ;



- при непродолжительном действии нагрузки;



;



;



;

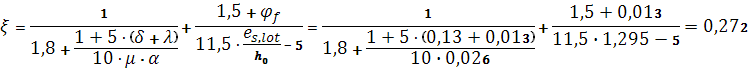
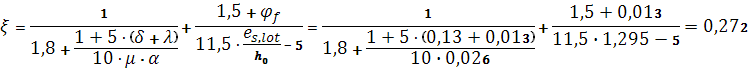


.



2. Относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной

.

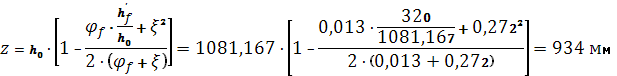
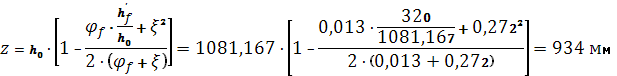


, отсюда .



3. Плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной

.



4. Так как растянутая арматура расположена в два ряда по высоте сечения нижнего пояса, напряжения в ней определяем с учетом коэффициента *δ*, равного

;



где - расстояние до центра тяжести всей растянутой арматуры нижнего пояса балки; - то же до нижнего ряда стержней.



5. Приращение напряжений в растянутой арматуре

.



6. Средний диаметр растянутой арматуры

.



7. Ширина непродолжительного раскрытия трещин

,



где .



Определим непродолжительное (начальное) раскрытие трещин от продолжительно действующей нагрузки.

Высоту сжатой зоны принимаем (так как в сечение с отверстием высота сжатой зоны не может превышать высоту верхнего пояса балки, а с уменьшением нагрузки она увеличивается), поэтому принимаем и , плечо внутренней пары сил не изменится . Тогда приращение напряжений в растянутой арматуре не изменится



,



а ширина непродолжительного раскрытия трещин от продолжительно действующей нагрузки

.



Определим продолжительное раскрытие трещин от продолжительно действующей нагрузки, для которой

*.*



Тогда ширина продолжительного раскрытия трещин

.



Полная (непродолжительная) ширина раскрытия трещин

, что меньше нормируемой величины .



**3.10. Определение прогиба балки**

Для элементов покрытий зданий производственного назначения прогиб ограничивается эстетико-психологическими требованиями и определяется только от продолжительно действующих нагрузок (постоянных и временных длительно действующих).

Решетчатая балка представляет сквозной стержень переменного сечения, прогиб которого приближенно можно определить по формуле



где - кривизна на опоре (сечение 0 – 0); - кривизна в сечении на расстоянии от опоры; - кривизна в сечении на расстоянии от опоры; - кривизна в сечении посреди пролета.



Значения этих кривизн определяются при отсутствии трещин в растянутой зоне. При действии момента от постоянной и временной длительной нагрузок трещины во всех расчетных сечениях отсутствуют (), и полные кривизны в сечениях должны определяться по формуле



,

где - кривизна от кратковременных нагрузок;

– кривизна от постоянных и временных длительно действующих нагрузок;

– кривизна выгиба элемента от действия усилия предварительного обжатия;

– кривизна выгиба от усадки и ползучести бетона при длительном действии усилия обжатия.

Здесь - относительные деформации усадки и ползучести бетона соответственно на уровне растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна бетона



; ;



где -для тяжелого бетона; - при продолжительном действии нагрузки и влажности воздуха 40…75%.



Кривизны в расчетных сечениях вычислены по этим формулам в таблице 6. При этом принимается не менее .

Прогиб балки от продолжительной нагрузки

,



где - предельно допустимы прогиб.



Таблица 6

Определение кривизн в расчетных сечениях балки

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Формула для вычисления параметров | Величины параметров в сечениях | | | |
| 0 – 0 | I – I | III – III | V – V |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |

Примечание. Значения коэффициентов и приняты для сечений с начальными трещинами в сжатой зоне (сеч. I – I табл. 4); для сечений без начальных трещин в сжатой зоне (сеч. 0 – 0, III – III, V – V).



Армирование решетчатой балки приведена на рисунке 15.



Рис. 15. Армирование решетчатой балки.

**4. Расчет фундамента под среднюю колонну**

**4.1. Данные для проектирования.**

Фундамент проектируется из бетона класса В25 с расчетными характеристиками при : , , . Арматура подошвы класса A-II (). Расчетное сопротивление грунта основания , средний вес материала фундамента и грунта на нем . Под фундаментом предусматривается бетонная подготовка из бетона класса В3,5 толщиной 100 мм. Глубину заложения подошвы фундамента не обусловлена глубиной промерзания грунта, технологическими или иными особенностями здания.



На фундамент в уровне его обреза передаются от колонны следующие усилия:

1. Комбинация (загружение 135912, табл. РСУ, прил. 1):



, , .



при : , , .



2. Комбинация (загружение 1246711, табл. РСУ, прил. 1):



, , .



при : , , .



**4.2. Определение размеров подошвы фундамента.**

Предварительно глубину заложения подошвы примем из конструктивных соображений, т.е. по минимально допустимой конструктивной высоте фундамента.

,



где - глубина стакана, обеспечивающая надежную заделку сплошной колонны и ее рихтовку по высоте;



- глубина заделки колонны в стакан;



- минимальная толщина дна стакана.



Принимаем унифицированную высоту фундамента , обрез располагается на отметке –0,15. Тогда глубина заложения подошвы фундамента:



.



Подошву проектируем прямоугольной с соотношением сторон . Размер меньшей стороны найдем в первом приближении как для центрально нагруженного фундамента:



;



принимаем , тогда , принимаем .



Площадь подошвы , момент сопротивления .



**4.3. Проверка давления под подошвой фундамента.**

Проверим краевые и средние давления от нагрузок с коэффициентом . Принятые размеры подошвы должны обеспечивать выполнение следующих условий:



, , .



Давление на грунт определяем с учетом веса фундамента и грунта на нем по формуле:

,



где , - усилия на уровне подошвы фундамента от нагрузок с коэффициентом .



Комбинация :



;



;



;



.



Комбинация :



;



;



;



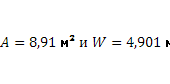
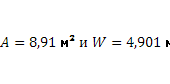
.



Ввиду значительных запасов уменьшим размеры подошвы до



, тогда .



Проверим давления для комбинации при новых размерах подошвы:



;



;



;



.



Принимаем окончательно размеры подошвы до . Давления под подошвой для комбинации при коэффициенте и без учета веса фундамента:



;



.



.



**4.4. Определение конфигурации фундамента.**

Проверим достаточность принятой высоты фундамента из условия продавливания от грани колонны по формуле:

, полагая, что фундамент состоит только из плитной части:



,



что меньше принятой рабочей высоты .



Принимаем одноступенчатый фундамент с высотой ступени: Выносы ступени принимаем равными , тогда размеры в плане:



;



.



Толщина стенок стакана при зазорах поверху между гранями колонны и стенками стакана Глубина стакана ; размеры дна стакана:



.



**4.5. Проверка высоты нижней ступени.**

Проверим нижнюю ступень с рабочей высотой



на продавливание. При площадь



, а средняя линия .



- продавливание не произойдет.



Далее проверим высоту по прочности наклонного сечения, начинающегося от грани второй ступени и имеющего длину горизонтальной проекции :



;



.



Так как , принятая высота ступени достаточна.



**4.6. Проверка фундамента на продавливание дна стакана и на раскалывание**

,



где ; тогда .



Условие не выполняется, следовательно, необходимо сделать проверку на продавливание от дна стакана:

,



где ; ;



;



.



Проверяем условие:

- условие выполняется, поэтому выполнять проверку на раскалывание фундамента не надо.



**4.7. Подбор арматуры подошвы**

Площадь сечения рабочей арматуры подошвы подбирается в обоих направлениях и вычисляется по формуле:

.



Подбор арматуры в направлении длинной стороны.

Рассматриваются сечения: I – I – по грани подколонника; II – II – по грани колонны (рис. 16).



Рис. 16. Размеры и расчетные сечения фундамента.

Сечение I – I ():



;



;



.



Сечение II – II ():



;



;



.



Принимаем в направлении длиной стороны подошвы 17Ø14 А-II (



) с шагом 200 мм.



Подбор арматуры в направлении короткой стороны.

Расчет ведем по среднему давлению по подошве . Учитываем, что стержни этого направления будут во втором ряду, поэтому рабочая высота . Полагаем, что диаметр стержней вдоль короткой стороны будет не более 14 мм. Рассматриваются сечения по граням тех же уступов, что и в направлении длинной стороны.



Сечение I’ – I’ ():



;



.



Сечение II’ – II’ ():



;



.



Принимаем в направлении длиной стороны подошвы 14Ø12 А-II (



) с шагом 200 мм.



Подошву армируем двумя плоскими сетками С1 и С2, укладываемыми друг на друга; при этом шаг стержней в каждой сетке составляет 200 мм. Так как размер одной стороны фундамента превышают 3 м, то в сетке С2 стержни в направлении длиной стороны составляют 0,8 длины стержней тех же направлений в сетке С1 (рис. 13).

4.8. **Расчет подколонника и его стаканной части.**

При толщине стенок стакана поверху стенки стакана необходимо армировать продольной и поперечной арматурой по расчету.



Подбор продольной арматуры.

Продольная арматура подбирается на внецентренное сжатие в сечениях III - III и IV – IV (рис. 17).



Рис. 17. К расчету подколонника.

Сечение III – III приводим к эквивалентному двутавровому:

;



;



;



.



Армирование подколонника принимаем симметричным, .



Усилия в сечении III – III:

;



;



.



Проверяем положение нулевой линии:

.



Нейтральная линия проходит в полке, поэтому арматуру подбираем как для прямоугольного сечения шириной и рабочей высотой .



Эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры:

.



Вспомогательные коэффициенты:

;



;



.



Требуемая площадь сечения симметричной арматуры:



.



По расчету продольная арматура не требуется, но по конструктивным требованиям ее количество должно быть не менее 0,05% площади поперечного сечения подколонника:

.



Принимаем по 6 Ø14 А-II () у граней подколонника, перпендикулярных плоскости изгиба. У смежных граней, параллельных плоскости изгиба, принимаем стержни минимально допустимого диаметра с шагом не более 400 мм, т.е. по 4 Ø10 А-II.



В сечении IV – IV усилия незначительно больше, чем в сечении III – III, поэтому арматуру оставляем без изменений.

Подбор поперечной арматуры стакана.

Стенки стакана армируют горизонтальными плоскимим сетками. Стержни сеток диаметром не менее 8 мм располагаются у наружных и внутренних граней стакана (рис. 11). Шаг сеток 100÷200 мм. Обычно задаются расположением сеток по высоте стакана, а диаметр стержней определяют расчетом.

Расчет производится в зависимости от величины эксцентриситета продольной силы, причем усилия *M* и *N* принимаются в уровне нижнего торца колонны.

Комбинация :



;



;



.



Комбинация :



;



;



.



Расчетной является комбинация .



Принимаем сетки из арматуры А-I () с шагом 200 мм; верхняя сетка устанавливается на расстоянии 50 мм от верха стакана.



При рассматривается наклонное сечение, проходящее через точку поворота колонны, т.е. момент от всех усилий относительно точки должен быть воспринят поперечной арматурой стакана. Требуемая площадь сечения арматуры одного уровня в этом случае равна:



,



где - расстояние от отметки ±0,000 до торца колонны;



- усилие от колонны на уровне верха стакана;



- сумма расстояний от каждого ряда сеток до нижнего торца колонны (см. рис. 15).



.



При четырех рабочих стержнях в сетке требуемая площадь одного стержня равна:

.



Принимаем стержни Ø10 А-I ().



Армирование фундамента и его арматурные изделия приведены на рис. 12.

Расчет фундамента также выполняем в ПК МОНОМАХ 4.2. Результаты автоматизированного расчета фундамента приведены в приложении 3. Сравнение результатов ручного и автоматизированного расчетов фундамента приведено в таблице 7.

Таблица 7.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Материалы | Ручной расчет | Расчет в ПК МОНОМАХ 4.2. | Разность, % |
| Бетон, м3 | 5,13 | 5,22 | -1,72 |
| Арматура рабочая, кг | 165,96 | 161,94 | +2,42 |
| Арматура конструктивная, кг | 21,32 | 24,62 | -13,4 |



Рис. 18. Армирование фундамента.



Рис. 19. Сечения и арматурные изделия для фундамента.

**Приложение 1**

**Приложение 2**