**Курсовая работа**

"Расчет и конструирование конструкций балочной клетки"

**1 Сравнение вариантов**

Рисунок 1 – Схема балочной клетки рабочей площадки

Расчетная ячейка будет находиться в осях 2–3 и Б-В. На пересечении осей будут колонны.

**1.1 Первый вариант балочной клетки нормального типа**

Рисунок 2 – Схема первого варианта балочной клетки нормального типа

Шаг балок настила определяем исходя из расчета настила. Нагрузка задана и равна 22 кн/м2.

По графику Лейтеса в зависимости от нагрузки и относительного прогиба определяем отношение .



Толщина настила tн = 10 мм. в зависимости от q = 22 кн/м2.

Определяем расчетный пролет Lрасч. = 110\*10 = 1100 мм.

;



Т.к. количество шагов n не может быть четным, то принимаем n = 13.

Следовательно а1 = 1100 мм.; а2 = 950 мм.

L = 11\*1100+2\*950 = 14000 мм.

**1.1.1 Расчет балки настила первого варианта**

Рисунок 3 – Расчетная схема балки настила первого варианта

Погонная равномерно-распределенная нагрузка на единицу длины балки определяется:

qn = (qвр + qпост)\*а1, (1.1)

где qвр = 22 кн/м2;

qпост = 0,785 кн/м2;

а1 = 1.1 м.

qn = (22 + 0,785) \* 1.1 = 25,064 кн/м

Расчетная нагрузка на единицу длины балки настила равна:

q = (qвр \* γf1 + qпост \* f1) \* а1, (1.2)



где γf1 – коэффициент надежности по временной нагрузке, равен -1,2;

γf2 – коэффициент надежности по постоянной нагрузке, равен -1,05.

q = (22 \* 1,2 + 0,785 \* 1,05) \* 1.1 = 29,946 кн/м

Определяем максимальный расчетный изгибающий момент в балке настила:

Ммах = (1.3)



Ммах = =134,76 кн\*м



Определяем максимальную поперечную силу:

Qmax = (1.4)



Qmax = = 89,838 кн.



Определяем требуемый момент сопротивления балки с учетом упругой работы материала:

WpL =, (1.5)



где Ry – расчетное сопротивление стали, равно 24 кн/см2, для стали С255, t=20 мм [принимаем из СНиП II 23–81\* по табл. 51\*];

γc – коэффициент условий работы, равен 1.0 [принимается по табл. 7 приложения],

WpL = см3



Принимаем прокатную балку в соответствии с ГОСТ 8239–72\*

№33

Wx = 597 см3;

Jx = 9840 см4;

Линейная плотность = 42.2 кг/м

Если разрезные прокатные балки рассчитываются с учетом пластической работы материала, то требуемый момент сопротивления равен:

W = , (1.6)



где с1 – коэффициент, учитывающий развитие пластической деформации, равный 1,12.

W = 501,34 см3



По полученному моменту сопротивления по сортаменту подбираем ближайший номер двутавровой балки ГОСТ 8239 – 72\*

№33

Wx = 597 см3;

Jx = 9840 см4;

Линейная плотность = 42,2 кг/м

Производим проверку принятого сечения:

1) по первому предельному состоянию на прочность по формуле:

= ≤ Ry \* γi; (1.7)



< 24\*1 кн/см2



22,57 < 24 кн/см2 –условие выполняется

2) по второму предельному состоянию по деформациям.

Относительный прогиб балки должен быть менее или равен продольному

; (1.8)



где qn – нормативная погонная нагрузка;

Е – модуль упругости стали, равен 2,06 \* 104 кн/см2

J – момент инерции балки

[] – предельный прогиб, равен



0,003 ≤ 0,004 – условие выполняется

**1.2 Второй вариант балочной клетки нормального типа**

Рисунок 4 – Схема второго варианта балочной клетки нормального типа

По графику Лейтеса в зависимости от нагрузки и относительного прогиба определяем отношение

Толщина настила tн = tн+ 2 мм = 12 мм.

Определяем расчетный пролет Lрасч. = 110 \* 12 = 1320 мм.

;



Т.к. количество шагов n не может быть четным, то принимаем n = 11.

Следовательно а1 = 1,3 м., а2 = 1,15 м.

L = 9 \*1,3 + 2 \* 1,15 = 14 м.

**1.2.1 Расчет балки настила второго варианта**

Рисунок 5 – Расчетная схема балки настила второго варианта

Погонная равномерно-распределенная нагрузка на единицу длины балки определяется по формуле 1.1:

qп = (22 + 0,942) \* 1,3 = 29,824 кн/м

где qвр = 22 кн/м2;

qпост = qпост \*1,2

qпост = 0,785 \* 1,2 = 0,942 кн/м2.

Расчетная нагрузка на единицу длины балки настила определяется по формуле 1.2:

q = (22 \* 1,2 + 0,942 \* 1,05) \* 1,3 = 35,606 кн/м

Определяем максимальный расчетный изгибающий момент в балке настила по формуле 1.3:

Ммах = кн\*м



Определяем максимальную поперечную силу по формуле 1.4:

Qмах = кн



Определяем требуемый момент сопротивления балки с учетом упругой работы материала по формуле 1.5:

WPL= см3



Принимаем прокатную балку в соответствии с ГОСТ 8239–72\*

№36

Wx = 743 см3;

Jx = 13380 см4;

Линейная плотность 48.6 кг/м;

Если разрезные прокатные балки рассчитываются с учетом пластической работы материала, то требуемый момент сопротивления рассчитывается по формуле 1.6:

W = cм3



По полученному моменту сопротивления по сортаменту подбираем ближайший номер двутавровой балки в соответствии с ГОСТ 8239–72\*

№33

Wx = 597 см;



I = 9840 см;



Линейная плотность 42,2 кг/м;

Принимаем двутавр №36

Производим проверку полученного сечения:

1) по первому предельному состоянию на прочность по формуле 1.7:

кн/см2



19,25 24 кн/см2–условие выполняется



2) по второму предельному состоянию по деформациям по формуле 1.8:



0,003 ≤ 0,004 – условие выполняется

**1.3 Расчет балочной клетки усложненного типа**

Рисунок 6 – Схема балочной клетки усложненного типа

Принимаем количество главных балок n равным 6.

Шаг главных балок Lб.н. настила равен 2.8 м.

Толщина настила tн = 12 мм, в зависимости от q = 22 кн/м.

Определяем расчетный пролет Lрасч. = 110 \* 10 = 1120 мм.

Определяем количество вспомогательных балок настила, как n=, тогда принимаем n=6



Определяем шаг вспомогательных балок настила а4=



**1.3.1 Расчет главной балки настила третьего варианта**



Рисунок 7 – Расчетная схема третьего варианта балочной клетки рабочей площадки

Погонная равномерно-распределена нагрузка на единицу длины балки определяется по формуле 1.1:

qn = (22 + 0,785) \* 1.1 = 25,0635 кн/м

где qвр = 22 кн/м2;

qпост = 0,785 кн/м2.

Расчетная нагрузка на единицу длины балки настила определяется по формуле 1.2:

q = (22 \* 1,2 + 0,785 \* 1,05) \* 1.1 = 29,946 кн/м

Определяем максимальный расчетный изгибающий момент в балки настила по формуле 1.3:

М= кн\*м



Определяем максимальную поперечную силу по формуле 1.4:

кн



Определяем требуемый момент сопротивления балки с учетом упругой работы материала по формуле 1.5:

см



Принимаем прокатную балку в соответствии с ГОСТ 8239–72\*

№18

W =143 см;



I =1290 см;



Линейная плотность 18,4 кг/м;

Если разрезные прокатные балки рассчитываются с учетом пластической работы материала, то требуемый момент сопротивления рассчитываются по формуле 1.6:

W = см



По полученному моменту сопротивления по сортаменту подбираем ближайший номер двутавровой балки ГОСТ 8239–72\*

№18

Производим проверку полученного сечения:

1) по первому предельному состоянию на прочность по формуле 1.7:

кн/см2



18,324 < 24 кн/см2–условие выполняется

2) по второму предельному состоянию по деформациям по формуле 1.8:



0,002 < 0,004 – условие выполняется

**1.3.2 Расчет вспомогательной балки третьего варианта**

Погонная равномерно-распределенная нагрузка на единицу длины балки определяется по формуле:

q = (q+q+q)\*a, (1.10)



где q= 22 кн/м;



q= лин. пл/Lбн = 0,184**/**1,1=0,1673 кн/м;



q= 0,785 кн/м;



q = (22+0,785+0,167)\*2,8 = 64,266 кн/м

Расчетная нагрузка на единицу длины балки настила определяется по формуле 1.2:

q = (22\*1,2+0,785\*1,05+0,1673\*1,05)\*2,8 = 76,717 кН/м

Определяем максимальный расчетный изгибающий момент в балке настила по формуле 1.3:

кн\*м



Определяем максимальную поперечную силу по формуле 1.4:

кн



Определяем требуемый момент сопротивления балки с учетом упругой работы материала по формуле 1.5:

см3



Принимаем профиль в соответствии с ГОСТ 8239–72\*

№50

Wx =1589 см3;

Jx=39727 см;



Линейная плотность 78,5 кг/м;

Если разрезные прокатные балки рассчитываются с учетом пластической работы материала, то требуемый момент сопротивления рассчитываются по формуле 1.6:

см3



По полученному моменту сопротивления по сортаменту подбираем ближайший номер двутавровой балки ГОСТ 8239–72\*

№50

Wx = 1589 см3;

Jx= 39727 см;



Линейная плотность 78,5 кг/м;

Производим проверку полученного сечения:

1) по первому предельному состоянию на прочность по формуле 1.7:

кн/см2



21,73 < 24 кн/см2–условие выполняется

2) по второму предельному состоянию по деформациям по формуле 1.8:



0,00221 < 0,004 – условие выполняется

**1.4 Сравнение вариантов**

Таблица 1: Сравнение вариантов

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Элемент | I вариант | II вариант | III вариант |
|  | Расход стали кг/м | Расход стали кг/м | Расход стали кг/м |
| Настил | 78,5 | 94.2 | 78,5 |
| Балка настила | 42,2/1 | 48.6/1 | 78.5/1 |
| Второст. балка | \_\_\_ | 42.2/2.8=15.07 | - |
| Итого | 120,7 | 157.87 | 157.0 |

В окончательном расчете принимаем I вариант.

**2. Расчет сварной главной балки**



Рисунок 9 – Расчетная схема сварной главной балки.

Нормативная нагрузка на единицу длины балки

q = (q + q)\*a, (2.0)



где q = 22 кн/м;



q – постоянная нагрузка, равная весу листов и балок и главных балок. Вес главных балок принимаем ориентировочно 1–2% на нее



q = 1,207+1%=1,219 кн/м;



a = 6,0 м.

q = (22 + 1,219)\*6,0 =139,31 кн/м.



Расчетная нагрузка на единицу длины балки определяется по формуле 1.2:

q = (22\*1,2 + 1,219\*1,05)\*6,0 = 166,07 кн/м

Определяем максимальные усилия от расчетных нагрузок

Расчетный изгиб моментов в середине пролета разрезной балки определяется по формуле 1.3:

кн\*м



Расчетная поперечная сила на опоре определяется по формуле:

кн



В целях экономии металла проектируют балку переменного по длине сечения, а поэтому развитие пластических деформаций можно допустить только в одном сечении с максимальным изгибающимся моментом по формуле 1.5. Для главной балки С255. Ry=24 кн/см2

см3



Рисунок 10 – Сечение главной балки

Устанавливаем высоту балки h, исходя из трех условий:

1. наименьшего расхода металла;
2. требуемой жесткости балки;
3. ограниченной строительной высоты конструкции перекрытия.

Оптимальная высота, обеспечивающая расход стали:

h= k\*, мм (2.1)



где k – коэффициент зависящий от конструктивного оформления балки, принимаемый равным 1,1;

t- толщина стенки.



Толщина стенки определяется по формуле:

t= 7+3h, мм (2.2)



t= 7+3\*1,167=10,5 мм,



принимаем t=10 мм.



где h – высота балки, равна см.



h= 1,1\* см



Минимальная высота, обеспечивающая необходимую жесткость балки:

h=, (2.3)



где - допустимый относительный прогиб, принимается по табл. 9.



см



Высоту балки h определяют исходя из заданной строительной высоты перекрытия и сравнивая полученные высоты. Окончательную высоту балки принимают и в пределах строительной высоты.



Определяем высоту главной балки:

(2.4)



мм



Высота балки должна быть в пределах:

(2.5)



135,375 h 114,002 см



В целях унификации конструкции высота балки должна быть кратной 100 мм. Высота стенки предварительно принимается на 4 или 6 см меньше высоты балки с учетом сортамента прокатной толстолистовой стали за вычетом 10 мм на фрезеровку кромок.

Принимаем h=1250 мм, то есть h = t+ 2\*20 = 1270 мм.



Определяем толщину стенки из двух условий:

1. прочности стенки на срез;
2. местной устойчивости стенки.

Требуемая толщина из условий прочности стенки на срез:

(2.6)



где Rs=0,58\*Ry – расчетное сопротивление материала стенки срезу.

Rs =0,58\*24=13,92 кн/см2

см



Так как толщина большая, изменяем сопряжение переходим к сопряжению в одном уровне.

Рисунок 12 – Сопряжение в одном уровне

Определяем высоту главной балки определяется по формуле 2.4:

мм



Принимаем h=1500 мм, то есть h = h+ 2tf



h = 1500+2\*20 = 1540 мм

Определяем толщину стенки из двух условий:

1. прочности стенки на срез;
2. местной устойчивости стенки.

Требуемая толщина из условий прочности стенки на срез определяется по формуле 2.6:

см (2.6)



Для обеспечения местной устойчивости стенки без укрепления продольным ребром жесткости в балки высотой до 2 м и должно соблюдаться условие

(2.7)



см



Принимаем tw=10 мм.

Определяем размеры поясных листов.

Требуемая площадь сечения пояса определяется по формуле 2.8:

(2.8)



см



Минимальная ширина поясного листа задаем из условия общей устойчивости балки определяется по формуле

(1/3 ÷1/5) h (2.9)



154 = 51,33 см.



154 = 30,8 см.



см



По технологическим соображениям (для удобства автоматической сварки) ширина поясного листа должна быть не менее 180 мм. Толщину поясного листа обычно задают в пределах 8 … 40 мм (но не менее толщины стенки) с градацией по ГОСТ 82–70\*. Применение листов из малоуглеродистой стали толщиной более 40 мм и из низколегированной стали толщиной не более 32 мм невыгодно из-за пониженного предела текучести, а в следовательно, и пониженных расчетных сопротивлений.



Принимаем =20 мм; =400 мм.



Проверка прочности.

Подобранное сечение балки необходимо проверить на прочность. По назначенным размерам балки вычисляют фактические геометрические характеристики поперечного сечения. Момент инерции сечения:

(2.10)



см



Статический момент площади половины сечения:

(2.11)



см



Момент сопротивления сечения:

(2.12)



см



Определяют наибольшие нормальные напряжения в балки:

(2.13)



< 24 кн/см



Определяем наибольшие касательные напряжения в балки:

(2.14)



кн/см



8,58 < 13,92 кн/см-условие выполняется.



Проверку на местное давление не произвожу, так как сопряжение в одном уровне, к верхнему поясу балки сосредоточенная нагрузка не приложена .



Проверка жесткости.

Относительный прогиб балки:

(2.15)



0,002 < 0,0025

В процессе окончательного расчета размеры поперечного сечения балки могут корректироваться. Сечение считается подобранным правильно, если оно удовлетворяет перечисленным условиям прочности и жесткости.

Изменения сечения балки.

Место изменения сечения поясов балки принимают на расстоянии x от опоры (рисунок 13):

X = (1/5 ÷ 1/6)\*L (2.16)

1/5\*L=1/5\*14=2.8 м.

1/6\*L=1/6\*14=2,33 м.

Принимаем X=2,33 м.

Находим расчетный момент в сечении:

, (2.17)



кНм



Рисунок 13 – К месту изменения сечения

Требуемый момент сопротивления сечения балки при выполнении стыка полуавтоматической сваркой:

, (2.18)



где = 0,85\*R – расчетное сопротивление сварного соединения на растяжения и изгиб



= 0,85\*24 = 20,4 кН/см



см3



Требуемый момент инерции измененного сечения:

(2.19)



см



Момент инерции, приходящейся на поясные листы:

, (2.20)



Где см



см



Требуемая площадь поясных листов:

, (2.21)



см



Ширину поясных листов назначают не менее 180 мм и не менее =400/2=200 мм. Кроме того, должно соблюдаться соотношение , то есть > 154 мм.



Принимаем = см, ширину поясных листов принимаем по сортаменту равным 32 см.



Момент инерции измененного состояния балки:

(2.22)



см



Момент сопротивления измененного сечения балки:

, (2.23)



см



Проверяем нормальные напряжения:

, (2.24)



кН/см



17,03 кн/см< 20,4 кн/см-условие выполняется.



Проверяем наибольшие касательные напряжения по нейтральной оси сечения, расположенного у опоры балки:

, (2.25)



где - статический момент балки, определяется по формуле:



(2.26)



см



кН/см



5,54 < 13,92 кн/см-условие выполняется.



Проверяют совместное действие нормальных и касательных напряжений на уровне поясного шва в уменьшенном сечении балки.

При (примыкание балок настила в один уровень) приведенные напряжения:



(2.27)



где =1,15 – коэффициент, учитывающий развитие в стенке пластических деформаций.



(2.28)



кН/см



(2.29)



кН/см



Q= (2.30)



Q= кН



кН/см



17,8 кН/см < 27,6 кН/см-условие выполняется.



Устойчивость обеспечена, так как настил опирается непосредственно на балку.

Проверка устойчивости сжатого пояса балки.

Рисунок 13 – К проверке местной устойчивости пояса

Местная устойчивость сжатого поясного листа считается обеспеченной, если отношение расчетной ширины его свеса к толщине (рисунок 13) не превышает следующих значений



При развитии пластических деформаций

(2.31)



но (2.32)



bef =



bef =



=



=<=16.5



=<=14.65



Условие выполняется, устойчивость обеспечена.

Проверка местной устойчивости стенки балки.

Местная устойчивость стенок балки обеспечена, если условная гибкость стенки не превышает значение:

(2.33)



Местная устойчивость стенок балки не обеспечена, укрепляем их поперечными ребрами жесткости, так как



Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать a=2h

a=2\*154=308 см, принимаем а =280 см

Рисунок 14 – К проверке устойчивости стенки

Ширина выступающего ребра:

(2.34)



=90 мм



Толщина ребра:

(2.35)



мм



Принимаем tn=8 мм по сортаменту стали

В остальных случаях требуется проверка местной устойчивости стенки.

Расчет на устойчивость стенок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, следует производить:

– при отсутствии местного напряжения и условие гибкости стенки по формуле:



, (2.36)



где – краевое сжимающее напряжение у расчетной границы отсека, принимаемое со знаком +;



– касательное напряжение, вычисленное по среднему значению поперечной силы.



Критические нормальные напряжения определяются по формуле:

, (2.37)



где – следует принимать по таблице 9 в зависимости от значения коэффициента , который определяется по формуле:



, (2.38)



где



Принимаем С2=Ссr=32.4

кН/м



Критические касательные напряжения равны:

, (2.39)



где – отношение большей стороны к меньшей.



, (2.40)



где d=150 – меньшая из сторон пластинки.



кН/см



0,91 < 1

Расчет соединений поясов со стенкой балки.

При поперечном изгибе пояса составной балки стремятся сдвинуться относительно стенки (рисунок 15):



Рисунок 15 – К расчету сварных швов

Сила сдвига возникает за счет разности нормальных напряжений в смежных сечениях пояса. Ее воспринимают непрерывные угловые сварные швы. Требуемая толщина швов:

, (2.41)



где =1162,49 кн/м – максимальная поперечная сила;



=4864 см3 – статический момент площади сечения пояса относительно нейтральной оси;



=0,7 – коэффициент глубины провара шва, при автоматической сварке.



=18кН/см2 – расчетное сопротивление металла шва сварных соединений с угловыми швами принимаем по таблице 56 СНиП II-23–81\* в зависимости от вида электродов.



см



В соответствии с видом сварки-ручная, пределом текучести стали

Ryx ≤ 430 мПа, tf=20 мм по таблице 38\* принимаем kf= 7 мм.

Вид электродов, принимается в зависимости от марки стали и вида сварки, по таблице 55\* СНиП II-23–81\*. Сталь С255 материал для сварки электродом Э 42А.

Во избежание больших усадочных напряжений поясные швы следует устраивать сплошными, одинаковой толщины, используя ручную сварку.

Поясные швы, выполненные с полным проваром на всю толщину стенки, считаются равнопрочными со стенкой.

Расчет опорной части балки.

При шарнирном опирании сварных балок на нижележащие конструкции передача опорной реакции осуществляется через парные опорные ребра, плотно приваренные к нижнему поясу балки, или соединенные при помощи торцевого ребра жесткости (рисунок 16).

Размеры опорного ребра устанавливают из расчета на смятие его торцов:

, (2.42)



где - расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности,



принимаемое по таблице 52\* СНиП II-23–81\* в зависимости от временного сопротивления проката.Rp=327кН/м2 т. к. Ru=360 кН/м2



Рисунок 16 – К расчету опорных ребер.

см.



Обычно задаются шириной опорного ребра, а толщину определяют, исходя из требуемой площади смятия:

, (2.43)



где см.



см,



принимаем td=12 мм.

Вследствие недостаточных размеров ребра опорный участок стенки может потерять устойчивость из своей плоскости, поэтому его рассчитывают на продольный изгиб как стойку с расчетной длиной, равной высоте стенки:

, (2.44)



где – коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от гибкости стенки.



Гибкость стенки равна:

(2.45)



– радиус инерции сечения относительно оси z, равен:



(2.46)



– момент инерции сечения относительно оси z без учета момента инерции стенки, равен:



(2.47)



см



– площадь условного крестового сечения, принятого в расчете, включающая опорные ребра и полосу стенки шириной S с каждой стороны ребра.



Находим ширину полосы стенки:

(2.48)



см



Находим площадь сечения:

(2.49)



см



Находим радиус инерции сечения:

см



Находим гибкость стенки:



принимаем φ=0,9

кн/см



16,9 < 24 кн/см



условие выполняется.

Сопряжения отправочных марок

Чтобы уменьшить сварочные напряжения, сначала сваривают поперечные стыковые швы стенки и поясов, имеющие наибольшую поперечную усадку. Оставленные не заваренными на заводе участки поясных швов длиной около 500 мм дают возможность поясным листам несколько вытянуться при усадке швов. Последними заваривают угловые швы, имеющие небольшую продольную усадку.

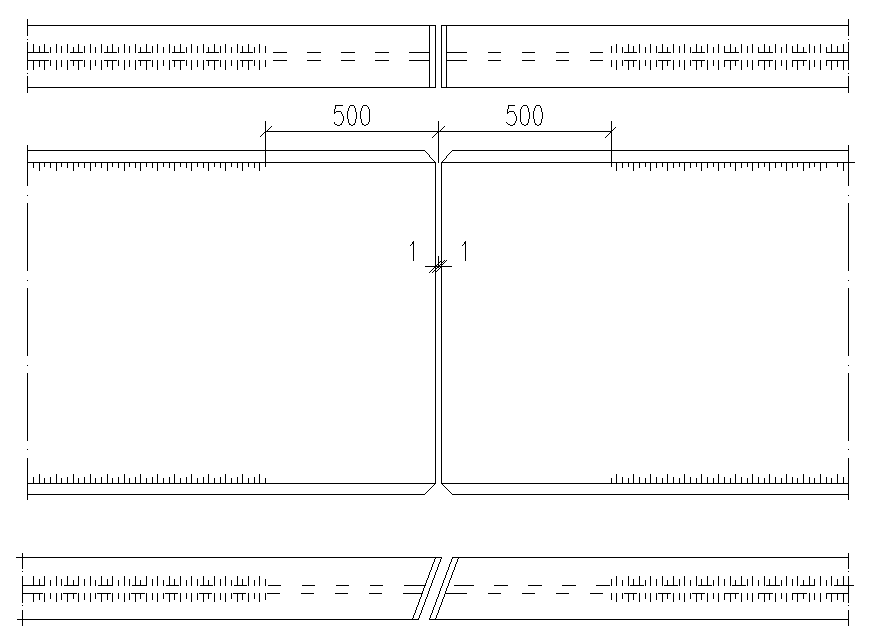


Рисунок 17 – Монтажный стык составных сварных балок

**3. Расчет центрально-сжатых колонн**

Колонна состоит из трех основных частей: оголовка 1, воспринимающего нагрузку от вышележащих конструкций; стержня 2, передающего нагрузку от оголовка базе 3, которая в свою очередь передает нагрузку от стержня на фундамент (рисунок 18).



Рисунок 18 – Центрально-сжатая колонна

При проектировании центрально-сжатых колонн необходимо обеспечить устойчивость колонны относительно главных осей ее сечения.

Расчетная приведенная длина колонны:

, (3.1)



где l – полная длина колонны от основания опорной плиты башмака до верха оголовка, определяется по формуле:

, (3.2)



где H – отметка верха настила, равна 6,5 м;

- высота перекрытия, которая включает высоту главных балок, балок настила, настила, равна (так как сопряжение в одном уровне);



1,54+0.01=1,55 м



– заглубление колонны ниже отметки 0.000, принимаемое равным 1,0 м;



– коэффициент, учитывающий способ закрепления концов колонны, при шарнирном закреплении верхнего и нижнего концов колонны, =1



=5,95 м.



м.



Определяем расчетную нагрузку, действующую на колонну:

, (3.3)



Где V=Q – опорная реакция главной балки, равна 1162,49 кН;

– коэффициент, учитывающий собственный вес колонны, равный 1,02.



кН



Принимаем сплошное сечение колонны, так как N > 2000 кн. Расчетная схема колонны показана на рисунке 18.

Предварительно задаемся гибкостью колонны =75 и по таблице 1 приложения находим соответствующее значение коэффициента продольного изгиба =0,720.



Определяем требуемую площадь сечения колонны:

, (3.4)



где R – расчетное сопротивление стали, R = 24 кН/см2, С245



Рисунок 19 – Расчетная схема центрально-сжатой колонны

– коэффициент условия работы колонны, равный 0,95.



см



Находим требуемые радиусы инерции:

(3.5)



см



Определяем требуемую высоту и ширину сечения колонны:

, (3.6)



, (3.7)



Где и – коэффициенты, зависящие от вида колонны и равны соответственно 0,42 и 0,24.



см



см



Руководствуясь конструктивными соображениями принимаем h=b и c учетом сортамента компонуем сечения. Согласно ГОСТ 82–70\* предварительно принимаем b=340 мм, h=340 мм, tf=20 мм

Высота сечения колонны



/20\*595=29,8 см.

Рисунок 20 – Сечения центрально-сжатой колонны

Для увеличения радиуса инерции следует стремиться, чтобы площадь сечения поясов составляла 80% общей площади колонны.



(3.8)



см



Тогда толщина стенки должна составлять:

, (3.9)



где см.



см



Принимаем tw=10 мм

На долю поясов приходится площадь:

(3.10)



см



Требуемая толщина одного пояса:

(3.11)



см



Для поясов принимаем листы =20 мм.



Принятое сечение проверяют на устойчивость.

Фактическая площадь сечения стержня:

(3.12)



см



Минимальный момент инерции:

(3.13)



см



Минимальный радиус инерции:

(3.14)



см



Наибольшая гибкость:

(3.15)



< 120



Используя полученное значение , по таблице 1 приложения определяем



Проверяют сечение колонны по условию:

(3,16)



кн/см



21,36 кН/см2 < 22.8 кН/см



Условие выполняется.

Проверка местной устойчивости поясов колонны.

(3.17)



Для обеспечения местной устойчивости пояса колонны двутаврового сечения с условной гибкостью отношение расчётной ширины свеса поясного листа к толщине принимаю не более:



, (3.18)



где , (3.19)



Рисунок 21 – К проверке местной устойчивости полки

Проверка местной устойчивости стенки колонны

Очень тонкая стенка может выпучиться, поэтому для обеспечения её устойчивости должны выполняться следующие условия:

при



, (3.20)



, (3.21)



Местная устойчивость стенки обеспечена.

**4. Расчёт базы колонны**

Конструкция базы должна отвечать принятому в расчётной схеме колонны способу закрепления её нижнего конца. При шарнирном опирании анкерные болты крепят непосредственно к опорной плите, за счёт гибкости которой обеспечивается податливость соединения. При жёстком сопряжении болты (не менее четырёх) крепят к стержню колонны посредством специальных столиков и затягивают с напряжением, близким к расчётному сопротивлению, что устраняет возможность поворота стержня.

Расчётная сила давления на фундамент с учётом веса колонны:

, (4.1)



где – усилие в колонне, = 2371,58кН



– плотность стали, =7,85т/м3;



– площадь сечения колонны,=152,4см2;



– ускорение свободного падения,=;



– высота колонны, =5,95 м;



– коэффициент надёжности по нагрузке, =1,05;



Требуемая площадь опорной плиты базы колонны:

, (4.2)



где – расчётное сопротивление сжатию (смятию) бетона фундамента



, (4.3)



где – расчётное сопротивление сжатию бетона (призменная прочность),



бетон класса В12,5 ;



– ;



– площадь фундамента;



Ширина опорной плиты базы:

, (4.4)



где – ширина колонны; =340 мм



– толщина траверсы , принимаю ;



– свес плиты базы , принимаю



Длина опорной части базы:

, (4.5)



,



принимаю



Определение толщины опорной плиты базы. Плита работает на изгиб как пластинка на упругом основании от равномерно распределённой нагрузки (реактивного давления фундамента). В соответствии с конструкцией базы плита может иметь участки, опёртые на 4, 3, 2 канта и консольные. Участки опорной плиты базы рассчитаны по таблицам Галёркина.



Рисунок 22 – к расчету базы колонны

Наибольшие изгибающие моменты, действующие на полосе шириной :



* в пластинах, опёртых на 4 канта

, (4.6)



где – коэффициент, зависящий от отношения более длинной стороны



участка к более короткой , принимаемый по табл. 5 приложения



, принимаю



– давление на плиты, равное среднему напряжению в бетоне



фундамента под ней

, (4.7)



* в пластинках, опёртых на 3 канта

, (4.8)



где – коэффициент, зависящий от отношения закреплённой стороны



пластинки к свободной , принимаемый по табл. 6 приложения



, принимаю



* в консольных участках плиты

, (4.9)



где – вылет консоли ,



По наибольшему из найденных для различных участков плиты изгибающих моментов определяю толщину опорной плиты базы:



, (4.10)



,



Так как сталь С245 ограничивается толщиной 20 мм, то переходим на сталь марки С255 при толщине проката от 20 до 40 мм, с расчетным сопротивлением стали, установленным по пределу текучести равным

Ry =23кН, для опорной плиты.

,



Принимаем tpl = 28 мм

Определяем высоту траверсы

Высота траверсы определяется требуемой длиной сварных швов, прикрепляющих ветви траверсы к стержню колонны:

, (4.11)



где – коэффициент, зависящий от вида сварки 0,7;



– высота катета сварного шва, принимается по табл. 4, но не более



, принимаю ;



– минимальная несущая способность сварных швов по



металлу шва или по границе сплавления;

– ,



По металлу шва:



По металлу границы сплавления: ,



где , , ,



По металлу шва:



По металлу границы сплавления:



Для расчёта высоты траверсы использую значение коэффициента по металлу границы сплавления 2



,



Согласно ГОСТ 82–70\* принимаю высоту траверсы



Расчёт оголовка колонны

Так как нагрузка через опорное ребро передаётся непосредственно на полку колонны, которая приварена сплошными сварными швами по всей длине, то расчёт оголовка не требуется.



Рисунок 23 – К расчёту оголовка колонны