***Федеральное государственное автономное образовательное учреждение высшего профессионального образования***

***«Уральский федеральный университет имени первого   
Президента России Б.Н. Ельцина»***

# **Курсовой проект**

***по курсу «Металлические конструкции»***

Расчет и конструирование основных несущих конструкций стальной балочной площадки

Студент: Михеенков В.М.

Группа: С – 47022

Преподаватель: Кудрявцев С.В.

Екатеринбург

2010

**Содержание.**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 1. | Компоновка балочной клетки | | | 3 |
| 2. | Расчет прокатных балок | | | 4 |
| 3. | Расчет составных балок | | | 7 |
| 4. | Узлы главной балки: | | |  |
|  |  | | Узел1: Опорный узел главной балки | 16 |
|  |  | | Узел 2: Монтажный узел главной балки | 17 |
|  |  | | Узел 3: Узел сопряжения главной балки и балки настила | 18 |
| 5. | Расчет колонн сплошного сечения | | | 19 |
| 6. | Расчет колонн сквозного сечения | | | 23 |
| 7. | Узлы колонны: | | |  |
|  |  | База колонны | | 26 |
|  |  | Оголовок колонны | | 28 |

**Компоновка балочной клетки.**

Рассмотрим 2 варианта компоновки балочной клетки и на основании экономического сравнения по расходу материала на балки настила и настил выберем вариант для дальней шей разработки. Учтем, что при железобетонном настиле шаг балок настила 1,5-3,5 м (а - шаг балок настила).

1 вариант:

а=3.0 м четное число шагов

5

3

3

3

3

3

3

18м

2 вариант:

а=2 м нечетное число шагов

5

2

2

2

2

2

2

2

2

2

18м

**Расчет прокатных балок.**

Расчетная схема балки

q

Эп «Q»

Эп «М»

q – расчетная погонная нагрузка

1. Определение постоянной нормативной нагрузки от пола.

Керамическая плитка γ=1600 кг/м2, t=20 mm

Цементная стяжка, γ=2200 кг/м2, t=30 mm

Ж/б плита, γ=2200 кг/м2

gн – нормативная постоянная нагрузка от пола

gн = γкер\*tкер + γстяж\*tсяж = 1600\*0,02 + 2200\*0,03 = 98 кг/м2

по табл. 2 при а1 = 3 м и Рн = 25 кН/м2 tнаст. = 14 см.

gннаст= 2200\*0,14 = 308 кг/м2 = 3,08 кН/м2

Σ gн = 3,08 + 0,98 = 4,06 кН/м2

по табл. 2 при а2 = 2 м и Рн = 25 кН/м2 tнаст. = 12 см.

gннаст= 2200\*0,12 = 264 кг/м2 = 2,64 кН/м2

Σ gн = 2,64 + 0,98 = 3,62 кН/м2

1. Определение нормативной погонной нагрузки на балку настила.

qн = (ΣgH + PH)\*a\*γn

γn = 1,0 – коэффициент надежности по назначению.

|  |  |
| --- | --- |
| q1н = (4,02 + 25)\*3,0\*1,0 = 87,06 кН/м | q2н = (3,62 + 25)\*2,0\*1,0 = 57,24 кН/м |

3. Определение расчетной погонной нагрузки на балку настила.

q = (ΣgH\*γf1 + PH\*γf2)\*a\*γn

γf1 = 1,1; γf2 = 1,2 – коэффициенты надежности по нагрузке

|  |  |
| --- | --- |
| q1 = (4,02\*1,1 + 25\*1,2)\*3\*1,0 =103,3 кН/м | q2 = (3,62\*1,1 + 25\*1,2)\*2\*1,0 =68,0 кН/м |

1. Определение максимального расчетного изгибающего момента.



|  |  |
| --- | --- |
|  |  |

1. Предварительный подбор сечения балки



|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
|  | |  | |
| По сортаменту принимаем: | | |
| I № 50 с Wx = 1598 cм3 | I № 40 с Wx = 953 cм3 | |
| Общая масса балок настила: | | |
| 78,5\*5,0\*7 = 2747,5 кг | 57\*5,0\*9 = 2565 кг | |

Для дальнейшей разработки принимаем 2 вариант компоновки балочной клетки с

а = 2 м.

Ix = 19062 cm4

Sx = 545 cm3

tw = 13,0 mm = 1,3 cm

1. Проверка подобранного сечения.

**- по первой группе предельных состояний**

* 1. Проверка максимальных нормальных напряжений:



Недонапряжение7,1% < 10%

6.2. Проверка максимальных касательных напряжений



* 1. Проверка общей устойчивости не требуется, т.к. верхний сжатый пояс балки развязан настилом.
  2. Проверка местной устойчивости элементов балки не требуется, т.к. она обеспечивается сортаментом.

**- по второй группе предельных состояний**



**Расчет составных балок.(сварка)**

5 м

5 м

18 м м

l = 18,0 м – пролет главных балок

В = 5,0 м – шаг главных балок

gн = 3,62 кН/м2 – постоянная нормативная нагрузка

Рн = 25 кН/м2 – временная нормативная нагрузка

γf1 = 1,1; γf2 = 1,2 – коэффициенты надежности по нагрузке

- предельный относительный прогиб

материал балки – сталь 245

1. Составление расчетной схемы.

Т.к. на балку действует 7 сосредоточенных сил (7 балок настила), то нагрузку на главную балку считаем равномерно распределенной.

q

Эп «Q»

Эп «М»

q

1. Определение погонной нагрузки
   1. нормативной – qн



γn = 1,0 – коэффициент надежности по назначению

qн = (3,62+25)\*5\*1,0 = 143,1 кн/м

* 1. расчетной – q



q = (3,62\*1,1+25\*1,2)\*5\*1,0 = 169,91 кН/м

1. Определение максимальных усилий в балке
   1. **максимальный расчетный изгибающий момент**



α = 1,04 – коэффициент учитывающий собственный вес балки



* 1. **максимальный нормативный изгибающий момент**





* 1. **максимальная поперечная сила**



1. Подбор и компоновка сечения главной балки



Ry = 24 кН/см2 – расчетное сопротивление по пределу текучести

γс = 1,0 – коэффициент условий работы



h

hw

hf

hw

4

hf

2

tw

tf

tf

bf

bf‘

X

X

X

X

### Основное

**сечение**

### Уменьшенное

**сечение**

**4.1. Определение высоты балки**

Оптимальная высота балки – это такая высота балки, при которой масса балки минимальна.



k = 1,15 – для сварных балок

h = (1/8 – 1/10)l = 1/10 \* 18,0 = 1,8м

tw = 7+3h = 7+3\*1,8 = 13,0 мм



Минимальная высота балки – это такая высота, при которой прогиб балки максимально-возможный, т.е. равный допустимому





Принимаем высоту балки h = 170 см.

Проверим толщину стенки из условия прочности ее на срез.



- в балке оптимального сечения



Rs = 0,58Ry – расчетное сопротивление срезу



Принятая tw = 13 мм удовлетворяет условию прочности на срез.

**4.2. Компоновка поясов балки**

Ix = I2f + Iw, где

Iх – момент инерции сечения балки

I2f - момент инерции поясов

Iw - момент инерции стенки



Принимаю tf = 36мм =3,6см

hw = h – 2tf = 170- 2\*3,6 = 162,8 см

hf = h – tf = 170 –3,6 = 166,4см



I2f = – = 2002391 cm4





**Конструктивные требования**

1) bf = (1/3 – 1/5)h - условие общей устойчивости

57см > 42см > 34см

2) - технологическое требование



3) bf ≥ 180 мм – монтажное требование

bf = 420 мм > 180 мм

### Фактические геометрические характеристики

****

****

****

****

**4.3. Изменение сечения балки по длине**

x = 1/6 l = 1/6\*18,0 = 3,0 м

Х

Х

М1

Q1

Определение М1 и Q1 в местах изменения сечения







Определение W’х,тр – требуемого момента сопротивления уменьшенного сечения











### Конструктивные требования

b’f > bf /2 b’f = 420/2=210 мм.

b’f = 200 мм < 210 мм.

Принимаем b’f =220 мм.

### Фактические геометрические характеристики









# **Условная гибкость стенки:**



4,23 > 3,2 – необходима постановка поперечных ребер жесткости.

Принимаем шаг ребер жесткости равный шагу балок настила 3,0 м

Ширина ребер жесткости:



Принимаем bp = 100 мм



Принимаем tp = 7 мм5. Проверка подобранных сечений главной балки

**- по первой группе предельных состояний**

**5.1. Проверка прочности**

**5.1.1 Проверка максимальных нормальных напряжений (в середине балки по длине, в основном сечении)**

 



* + 1. Проверка максимальных касательных напряжений (на опорах в уменьшенном сечении)



* + 1. **Проверка приведенных напряжений**

σloc = 0, следовательно σef определяется в месте изменения сечения балки

, где

σ1- нормальное напряжение в стенке на уровне поясного шва.

τ1 – касательное напряжение в стенке на уровне поясного шва.

“σ”

“τ”

h

Bf’

τ1

σ1







**5.2. Проверка общей устойчивости балки**

Если соблюдается условие , то общая устойчивость балки обеспечена.







6,67<15,38– общая устойчивость главной балки обеспечена

**5.3. Проверка местной устойчивости элементов главной балки**

**5.3.1. Проверка местной устойчивости полки**

tf

tw

bf

bef

bef – ширина свеса полки





, но не более 



5,66< 13,77 – местная устойчивость полки обеспечена

**5.3.2. Проверка местной устойчивости стенки**

⇒ необходима проверка местной устойчивости стенки на совместное действие σ и τ напряжений.

- условие местной устойчивости стенки



Коэффициент Сcr принимается по табл. 21 [1] в зависимости от коэффициента .



ссr = 34,6







Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена.

Проверка прогиба главной балки может не производиться, т. к. принятая высота главной балки больше минимальной высоты: h = 170 [см] > hmin = 140 [см].

**Узлы главной балки.**

**Узел 1:** **опорный узел главной балки**

Принимаем шарнирное опирание балки сбоку через опорный столик.



1. **Расчет опорного ребра на смятие**

bоп.р.= bf’=22,0 см – ширина опорного ребра

=N = кН

Условие прочности на смятие опорного ребра:



Rp = Ru = 327 МПа = 32,7 кН/см2



По сортаменту принимаю tоп.р. = 22 мм

1. **Расчет сварных швов**

, где

Rwf – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва

γwf – коэффициент условий работы шва

γс – коэффициент условий работы конструкции

Σlw – расчетная длина шва

βf – коэффициент, принимаемый при сварке элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа по табл. 34 СНиПа II-23-81\*

Принимаю полуавтоматическую сварку, сварочный материал Св-08А, Rwf = 180 МПа.

Определяю менее прочное сечение шва

Rwf\*βf = 180\*0,7 = 126 МПа

Rwz\*βz = 0,45\*370\*1 = 162 МПа

В дальнейшем расчет угловых швов веду по металлу шва.

Принимаю lw = 85kfβf





Принимаю kf = 1,1см

Проверяем полученный катет шва по металлу границы сплавления по формуле :

 , где

βz =1; kf =11 мм ; lw =hw - 10 мм = 1628 - 10 =1618 ;

γwz = 1; Rwz =162 МПа= 16.2 кН/см2 ;

имеем = 4,5 кН/см2 < 16.2⋅1⋅1=16.2 кН/см2 ;

Принимаю kf = 11 мм

**Узел 2: Монтажный узел**

Монтажный узел главной балки должен быть решен на высокопрочных болтах, одинаковых для полок и стенки.

Принимаем:

dб = 24 мм – диаметр ВП болтов.

Марка стали: 40Х «селект»

Способ обработки поверхности – дробеструйный 2-х поверхностей без консервации

Определяем несущую способность соединения, стянутого одним ВП болтом:



 - коэффициент трения по табл. 36\* [1];

 - коэффициент надежности по табл. 36\* [1];

 - площадь сечения болта нетто по табл. 62\* [1];

- коэффициент условий работы;

*k* - количество плоскостей трения;

- расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта.

 = 0,7\*Rbun = 0,7\*110 = 77 kH/cm2

= 1,0 , (при n ≥ 10)











Определим количество болтов в полустыке:



Принимаю 14 болтов.



hmax = 162,8 – 2\*10 = 142,8 мм



Принимаю k=9 – количество болтов в 1-ом вертикальном ряду при 2-х рядном расположении болтов в полустыке.

Определяем толщину накладок из условия  и принимаем толщину накладок полок 22 мм, толщину накладок стенки16 мм.

**Узел 3: узел сопряжения главной балки и балки настила**

1. **Назначаю диаметр болтов 20 мм, класс прочности 5.8**
2. **Определяю несущую способность одного болта:**
   1. *по срезу:*



где  - расчетная прочность болта на срез по табл. 58\* [1];

 - коэффициент условий работы соединения, по табл. 35\* [1];

 - количество плоскостей среза.

* 1. *по смятию:*



где  - расчетное сопротивление на смятие одного болта, по табл. 59\* [1];

 - толщина листов сминаемых в одном направлении. Берём *tmin*= *tр* = 7 мм.



1. **Определяю количество болтов в полустыке:**



Принимаю 5 болтов.

**Расчет колонн сплошного сечения.**

1. Составление расчетной схемы



Н – отметка пола 1-го этажа

hг.б. – высота главной балки

hз – глубина заделки колонны

hз = (0,8÷1) м, принимаю 0,8 м.

l – геометрическая длинна колонны

l = Н + hз - hг.б. = 800+80-170 = 710см

Определение расчетных длин:

lx = ly = l\*μ; μ = 0,7⇒ lx = ly = 710\*0,7=497 см



1. Определение нагрузки, действующей на колонну



 

1. Предварительный подбор и компоновка сечения

Условие устойчивости:

 

γс = 1

ϕmin = (0,7÷0,9) – коэффициент продольного изгиба, принимаем принимаем ϕmin = 0,8 (λ=61) По табл. 72 [1]



В оптимальном сечении:

А2f ≈ 0,8Атр = 132,53см2

Аw ≈ 0,2Атр = 33,14 см2

гибкость колонны относительно оси Х-Х

гибкость колонны относительно оси Y-Y

ix = αxh; iy = αyb

αx, αy – коэффициент пропорциональности между радиусами инерции и соответствующими геометрическими размерами.

Для сварного двутавра:

αx, = 0,42;

αy =0,24

 

Для равноустойчивой колонны: λх = λу = 70 (при ϕmin = 0,754 и Ry = 240 МПа)





Принимаю h = b = 40см.

, принимаю 18 мм

, принимаю 10 мм

**Конструктивные требования:**

1. tf = 10 ÷ 40 мм: 10 мм < 18 мм < 40 мм
2. tw = 6 ÷ 16 мм: 6 мм < 10мм < 16 мм
3. 

**Определение геометрических характеристик:**









1. Проверка подобранного сечения
   1. **Проверка устойчивости относительно оси Y-Y**





ϕy → f(λy)

ϕy = 0,776



* 1. **Проверка местной устойчивости полки**













10,83 < 17,21 ⇒ местная устойчивость полки обеспечена.

* 1. **Проверка местной устойчивости стенки**

λw ≤ [λw]









36,4 < 60,35 ⇒ местная устойчивость стенки обеспечена.

**Расчет колонн сквозного сечения.**

Пункты 1, 2 аналогичны расчету колонн сплошного сечения

1. Подбор и компоновка сечения:



Принимаю 2 Ι № 45 ΣА = 2\*84,7 = 169,4 см2, ix = 18,1 см, iy = 3,09 см,bf=160 см,Iy=808 см4

Iy= 27696 см4



«b» - определяем из условия равноустойчивости

λх = 1,2λу



αх = 0,39 αу = 0,50



 см, принимаю b = 45 см

х = b-bf = 450-160 = 290см

**Компоновка планок**

tпл = (6 ÷ 16) мм, принимаю tпл = 12 мм

dпл = (0,6 ÷ 0,8)b, принимаю dпл = 30см

i1-1 = 3,09 см

l ≤ 40 i1-1 = 40\*3,09 = 123,6 cм

принимаю l = 120 см

lb = l – dпл = 120 – 30 = 90 см

**Проверка подобранного сечения**

1. **Проверка устойчивости относительно материальной оси Х:**







ϕx = 0,949



1. **Проверка устойчивости относительно свободной оси Y:**





λef – приведенная гибкость относительно оси Y.

Погонная жесткость планки:



Погонная жесткость ветви:



Отношение погонных жестокостей планки и ветви:







 ()







1. **Проверка устойчивости отдельной ветви:**



**Расчет базы колонны.**

1. Расчет опорной плиты.

* 1. **Определение размеров опорной плиты в плане:**

Площадь опорной плиты определяется из условия прочности материала фундамента.

Принимаю для фундамента бетон класса В10 с Rпр = 6 МПа





ψ – коэффициент, учитывающий отношение площади обреза фундамента к площади опорной плиты = 1.2.

В = b + 2tтр + 2C = 40+ 2\*1,2 + 2\*8,8 = 60 см

b – ширина сечения колонны = 40см

tтр – толщина траверса = 1.2 см

с- консольный участок = 8,8 см

L = A / B = 4417,67 /60= 73,62 см

Принимаю L = 75 см

Фактическая площадь опорной плиты:

А оп.пл = 75\*60 = 4500 см2

* 1. **Определение толщины опорной плиты.**



qб = σб\*1см = 0,72 \* 1см = 0,72 кН/см

Система траверс и стержня колонны делит плиту на 3 типа участков.

Участок 1 – консольный:



Участок 2 – опертый по 4 сторонам:

Большая сторона участка : b1 = hw = 40см

Меньшая сторона участка: а1 = bef = 19.5см



М2 = qб\*19,52\*α



М2 = 0,71\*19,52\*0,096 = 25,91 кН\*см

Участок 3 – опертый по 3 сторонам:

М3 = qб\*402\*β

< 0,5

При таких соотношениях сторон участка плита работает как консоль с длиной консоли 1 см. Следовательно, момент на участке 3 меньше момента на консольном участке 1.

Сравнивая моменты М1, М2, М’3 выбираем Mmax = М1 =27,49кН\*см



γс = 1,2 для опорной плиты

Принимаю толщины опорной плиты 25мм.

Конструктивные требования:

tоп.пл = (20 ÷ 40) мм → 20 <25 <40.

Расчет траверсы

* 1. **Определение высоты траверсы:**



Назначаем вид сварки: полуавтоматическая, в качестве сварного материала используется проволока СВ-08. Задаемся катетом шва kf=1,2 мм

Принимаю полуавтоматическую сварку, сварочный материал Св-08А, Rwf = 180 МПа.

Определяю менее прочное сечение шва

Rwf\*βf = 180\*0,7 = 126 МПа

Rwz\*βz = 0,45\*370\*1 = 162 МПа

В дальнейшем расчет угловых швов веду по металлу шва.



Rwf – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва

γwf – коэффициент условий работы шва

γс – коэффициент условий работы конструкции

Σlw – расчетная длина шва

βf – коэффициент, принимаемый при сварке элементов из стали с пределом текучести до 580 МПа по табл. 34 СНиПа II-23-81\*



Принимаю hтр = 55 см

* 1. **Проверка прочности траверсы:**

Проверку прочности траверсы производим в месте крепления траверсы к ветви колонны.

qтр – погонная нагрузка на траверсу

 кН/см





Приведенное напряжение в траверсе:



 1,15Ryγc = 1,15\*24\*1 = 27,6 кН/см2

12,79 кН/см2 < 27,6 кН/см2

Анкерные болты принимаем конструктивно d = 24 мм

**Расчет оголовка колонны.**

 Назначаем вид сварки: полуавтоматическая, в качестве сварного материала используется проволока СВ-08. Задаемся катетом шва kf=3,0 мм

Опирание главных балок на колонну сбоку

tоп.ст. = tоп.л. + (15 ÷ 20 мм) = 22+20 = 42 мм

Принимаю 45 мм





Принимаю hоп.ст = 60 см

**Литература.**

1. СНиП II-23-81\*. Нормы проектирования. Стальные конструкции.
2. М/у к выполнению курсового проекта по курсу «Металлические конструкции – Расчет и конструирование основных несущих конструкций стальной балочной площадки» – Екатеринбург: УГТУ-УПИ, 2007.
3. ГОСТ 82-70: Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный
4. ГОСТ 8239-89: Двутавры стальные горячекатаные
5. СНиП 2.02.07–85\*. Нагрузки и воздействия.
6. Беленя Е.И. Металлические конструкции: учеб. для строит. вузов  . М.:, 2007.
7. ГОСТ 19903-74: Сталь листовая горячекатаная