Министерство образования Российской Федерации

Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования

КУБАНСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра строительных конструкций

и гидротехнических сооружений

**"Расчет и проектирование стальных конструкций балочной клетки"**

Краснодар 2008

# Содержание

## 1. Выбор схемы балочной клетки

## 2. Расчет балок настила и сравнение вариантов

## 3. Расчет и конструирование главной балки

3.1 Расчетная схема. Расчетные нагрузки и усилия

3.2 Расчетная схема и усилие в главной балке

3.3 Подбор сечения главной балки

3.4 Изменение сечения главной балки

3.5 Проверка общей устойчивости балки

3.6 Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки

3.7 Расчет поясных швов главной балки

3.8 Конструирование и расчет опорной части балки

3.9 Конструирование и расчет укрупнительного стыка балки

## 4. Расчет и конструирование колоны

4.1 Подбор сечения сплошной колоны балочной площадки

4.2 Конструирование и расчет оголовки колоны

4.3 Конструирование и расчет базы колоны

## Список литературы

**1. Выбор схемы балочной клетки**



#### Рисунок 1. Этажное сопряжения балки

**2.1 Компоновка балочной клетки**

В зависимости от заданной нагрузки =кН/м2 и относительного прогиба [*f/l*] = 1/ *n*0 = 1/150 определяем наибольшее отношение пролета настила к его толщине *lн/tн*:



где *n*0 = *lн*/*f* = 150 – норма прогиба;

##### кН/м2,



где *ν* = 0,3 – коэффициент Пуассона.

Задаемся расстоянием между балками настила *lн* = 1000 м, тогда толщина настила будет: мм.



Окончательно принимаем *tн* = мм, поскольку пролет настила меньше шага балок настила на ширину полки балки.



Рисунок 2 – Схема балочной клетки (нормальный вариант)

Схема расстановки балок настила показана на рисунке 2, а сопряжение балок – на рисунке 1а или 1б.

###### Второй вариант. Усложненный тип балочной клетки



#### Рисунок 3 – Схема балочной клетки (усложненный вариант)

Принимаем шаг вспомогательных балок, а значит и пролет балок настила *aвб* = *lбн* = 2,8 м. Задаемся расстоянием между балками настила *lн* = 1000 м, тогда толщина настила, определяемая по формуле (2.1) будет:

##### мм



Окончательно принимаем *tн* = 11 мм, поскольку пролет настила меньше шага балок настила на ширину полки балки.

Схема компоновки второго варианта показана на рисунке 3. Схема сопряжения балок может быть принята по рисунку 1в.

**2.2 Расчет вспомогательных балок и балок настила**

После компоновки вариантов выполняется расчет балок по каждому из вариантов в такой последовательности:

– определение нормативных нагрузок;

– определение расчетных нагрузок с учетом коэффициентов надежности по нагрузке: для временной нагрузки *γf, p* = 1,2; для собственного веса стальных конструкций *γf, g* = 1,05.

– расчет балок настила и вспомогательных на прочность и проверка их прогибов по формулам:

; .



Предельный относительный прогиб для балок настила и вспомогательных принимается .



**Расчет швов прикрепления настила**

Сварка ручная электродная Э42

Определяем силу растягивающую кровлю:

= кн/см2



Для стали С245 и электродов Э42 Rwf=20 кн/см2

Для ручной сварки βf=0,7 и βz=1,0 требуемый катит шва составляет;



Учитывая что Rwz=0,45\*36,5=16,4 кн/см2 и βz=1,0, проверку можно не делать так как βf Rwf< βzRwz, окончательно принимаем для полки двутавра № tf = мм Kf= мм.

# 2. Расчет балок настила и сравнение вариантов

###### Таблица 1 – Расчет балок настила и сравнение вариантов

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| Расчетные величины и формулы | Результаты расчета | | | |
| Вариант 1 | Вариант 2 | | |
| Балка настила | Вспомогательная балка | |
| Толщина настила, см | 1,1 | 1,1 | | |
| Нормативная нагрузка от веса настила *gn*, кН/м2 | 1·1·0,011·78,5 = 0,86 | 1·1·0,011·78,5 = 0,86 | | |
| , кН/м | 1,02 (0,86+) 1 = | 1,02 (0,86+) 1 = | | 1,02 (0,86+) = |
| , кН·м | 1,02 (0,86·1,05+ ·1,2) 1= | 1,02 (0,86·1,05+ ·1,2) 1= | | 1,02 (0,86·1,05+ ·1,2) = |
| , кН·м |  |  | |  |
| , см3 |  |  | |  |
| Сечение | I № | I № | | I № |
| *Wx*, см3 |  |  | |  |
| *Ix*, см4 |  |  | |  |
| Масса 1 п.м, кг/м |  |  | |  |
|  |  |  | |  |

# 3. Расчет и конструирование главной балки

## 3.1 Расчетная схема. Расчетные нагрузки и усилия

Нагрузку на главную балку при передаче ее через 5 и более балок настила можно считать равномерно распределенной. Расчетная схема и эпюры усилий даны на рисунке 4. Постоянная нагрузка (вес настила, балок настила и вспомогательных балок) найдена при сравнении вариантов. Собственный вес главной балки может приниматься приближенно в размере 2–3% от нагрузки на нее. Грузовая площадь заштрихована на рисунке 5.



Рисунок 4 – Расчетная схема и усилия в главной балке



Рисунок 5 – К определению нагрузки на главную балку

## 4.2 Расчетная схема и усилие в главной балке

Высоту главной балки *hгб* целесообразно назначать близкой к оптимальной и кратной 100 мм при соблюдении условия (см. рис. 1). Минимальная высота определяется из условия обеспечения предельного прогиба при полном использовании расчетного сопротивления материала по формуле



. (3.1)



Оптимальная высота определяется по формуле



При этом гибкость стенки



Погонная нагрузка с учетом собственного веса (2%) и веса настила кН/м2

кН/м;



кН/м;



Расчетные усилия

кН·м;



кН·м.



Требуемый момент сопротивления

см3.



Расчетное сопротивление стали С245 при толщине поясных листов до 20 мм составляет кН/см2.



При этажном сопряжении балок настила (рисунок 1, а)

см.



Минимальная высота (по жесткости)

см.



Задаемся гибкостью стенки . Тогда



см.



Принимаем h= м, что больше *hmin*, меньше *hmax* и близко к *hopt*.

При расчете с учетом пластических диформаций, задаемся *с1=1,1*

см3



см



## 3.3 Подбор сечения главной балки

Находим толщину стенки пологая, что tf=2 cм, hw=h‑2 tf= -2·2= см

а) .



см = мм;



= 1,21 см = 12 мм.



Принимаем мм.



Находим требуемую площадь поясов :



см4;



см4;



см4;



см2;



см.



Принимаем пояса из листа 550×20 мм. При этом см2.



; ;



.



Таким образом, рекомендации выполнены. Принятое сечение балки показано имеет характеристики.



#### Рисунок 7 – Принятое сечение балки

Геометрические характеристики сечения:

см4,



см3.



Проверка прочности:

МПа



Недонапряжение составляет:



Проверки прогиба балки не требуется, так как принятая высота м больше, чем м.



## 3.4 Изменение сечения главной балки

Принимаем место изменения сечения на расстоянии 2,3 м от опор, т.е. приблизительно 1/6*l*, как показано на рисунке 8.



#### Рисунок 8 – Изменение сечения по длине

Находим расчетные усилия:

кН·м;



кН.



Подбираем сечение, исходя из прочности стыкового шва нижнего пояса. Требуемый момент сопротивления равен:

см3.



Для выполнения стыка принята полуавтоматическая сварка без физического контроля качества шва.

см4;



см4;



см2.



см.



Принимаем поясной лист 300×20 мм.

Геометрические характеристики измененного сечения:

см;



см4;



см3;



см3 – статический момент пояса (3.7)



см3. – статический момент половины сечения



Проверка прочности по максимальным растягивающим напряжениям в точке А по стыковому шву (рис. 9).



Рисунок 9 – К расчету балки в месте изменения сечения

кН/см2 < кН/см2



Наличие местных напряжений, действующих на стенку балки, требует проверки на совместное действие нормальных, касательных и местных напряжений в уровне поясного шва и под балкой настила по уменьшенному сечению вблизи места изменения ширины пояса. Так как под ближайшей балкой настила будет стоять ребро жесткости, которое воспринимает давление балок настила, передачи локального давления в этом месте на стенку не будет, .



Поэтому приведенные напряжения проверяем в месте изменения сечения на грани стенки (точка Б), где они будут наибольшими:

кН/см2;



кН/см2;



кН/см2 < кН/см2.=27.6 кН/см2



Проверка прочности опорного сечения на срез (по максимальным касательным напряжениям в точке В):

кН/см2 < кН/см2



Проверка прочности стенки на местное давление балок настила по формуле:

кН/см2 < кН/см2,



Где кН, кН/м м;



см



b = 14,5 см – ширина полки балки настила I №36 из сортамента;

см – толщина полки главной балки;



см – толщина стенки главной балки.



Таким образом, прочность принятого уменьшенного сечения главной балки обеспечена.

## 3.5 Проверить общую устойчивость балки

Устойчивость балок проверять не требуется, если выполняются следующие условия:

– нагрузка передается через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, в частности, железобетонные плиты или стальной лист;

– при отношении расчетной длины балки (расстояние между точками закрепления сжатого пояса от поперечных смещений) к ширине сжатого пояса «b» не более



(3.7)



Коэффициент принимается равным 0,3 при учете пластических деформаций. При отсутствии пластических деформаций . тогда;



> .



Следовательно, устойчивость балки можно не проверять.

## 3.6 Проверка местной устойчивости сжатого пояса и стенки

Устойчивость сжатого пояса при отсутствии пластических деформаций обеспечивается выполнением условия:

, где



.



В рассмотренном примере устойчивость обеспечена.

Расставим ребра жесткости и проверим местную устойчивость стенки.



Рисунок 10 – Расстановка ребер жесткости. Расчетные усилия для проверки устойчивости стенки

Ребра жесткости принимаем односторонние шириной

мм



и толщиной

мм.



В отсеке №1 стенка работает в упругой стадии и проверка устойчивости выполняется по формуле



Расчетные усилия принимаем приближенно по сечению м, м, , под балками настила.



кН·м;



кН;



кН/см2; кН/см2; (по 3.6)



кН/см2;



;



Предельное значение находим критические напряжения и



кН/см2;



кН/см22250



кН/см2



Проверяем устойчивость стенки отсека №1 по формуле (3.14):



Устойчивость стенки обеспечена.

В отсеке №2 расположено место изменения сечения, поэтому эпюра σх имеет скачок. Средние напряжения в пределах наиболее напряженного участка отсека (расчётного) длиной мм можно найти, разделив площадь эпюры σxна длину участка. Однако в настоящем примере приближённо примем средние напряжения для проверки устойчивости по сечению *x=*3,5 м, учитывая, что уменьшенное сечение находится близко к краю отсека и мало влияет на устойчивость стенки.



кН⋅м;



кН;



кН/см2;



кН/см2;



кН/см2;



;



Находим критические напряжения



кН/см2;



кН/см2;



кН/см2.



Проверяем устойчивость стенки отсека №2:



Устойчивость стенки обеспечена.

Проверяем устойчивость стенки отсека №3

кН⋅м;



кН;



кН/см2;



кН/см2;



кН/см2;



;



Находим критические напряжения



кН/см2;



кН/см2;



кН/см2.



Проверяем устойчивость стенки отсека №3:



Устойчивость стенки обеспечена.

Проверяем устойчивость стенки отсека №4

кН⋅м;



кН;



кН/см2;



кН/см2;



кН/см2;



;



Находим критические напряжения



кН/см2;



кН/см2;



кН/см2.



Проверяем устойчивость стенки отсека №4:



Устойчивость стенки обеспечена.

## 3.7 Расчет поясных швов главной балки

Поясные швы примем двусторонними, так как . Расчет выполняем для наиболее нагруженного участка шва у опоры под балкой настила. Расчетные усилия на единицу длины шва составляют



кН/см;



кН/см.



1 – сечение по металлу шва;

2 – сечение по металлу границы сплавления

Рисунок 11 – К расчету поясных швов

Сварка автоматическая, выполняется в положении «в лодочку» сварочной проволокой Св‑08Га. Для этих условий и стали С245 находим

кН/см2;



кН/см2;



.



Принимаем минимальный катет шва мм. (см. табл. 6 прил. Б)



Проверяем прочность шва:

кН/см2 < кН/см2;



по металлу границы сплавления

кН/см2 < кН/см2;



Таким образом, минимально допустимый катет шва достаточен по прочности.

## 3.8 Конструирование и расчет опорной части балки



#### Рисунок 13 – Вариант опорной части балки

Ребро крепится к стенке полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св‑08Г2С. Размер выступающей части опорного ребра принимаем 20 мм. Из условия смятия находим

см2;



Ширину опорного ребра принимаем равной ширине пояса уменьшенного сечения балки: . Тогда:



см.



Принимаем ребро из листа 300×14 мм.

Площадь см2 > см2.



Проверяем устойчивость опорной части

см;



см4; (моментом инерции участка стенки шириной пренебрегаем ввиду малости)



см2;



##### По таблице 16 прил. Б находим путем интерполяции



кН/см2<Ry=24 кН/см2.



##### Проверяем местную устойчивость опорного ребра

см;



Подбираем размер катета угловых швов по формуле:

откуда



см = 7 мм, где



кН/см2; кН/см2;



Проверку по металлу границы сплавления делать не нужно, так как . Принимаем мм.



## 3.9 Конструирование и расчет укрупнительного стыка балки



#### Рисунок 14 – Схема монтажного стыка на высокопрочных болтах

Принимаем болты диаметром 20 мм из стали 40Х «Селект», отверстия диаметром 23 мм. Тогда кН/см2, *Abn* = 2,45 см2. Способ подготовки поверхности – газопламенный без консервации, способ регулирования натяжения – по углу поворота гайки. Для этих условий коэффициент трения μ = 0,42, регулятор натяжения γ*h* =1,02. Тогда расчетное усилие на один болт



*Qbh== 0,7⋅110⋅2,45⋅0,42/1,02 = 77,7 кН.*



Стык поясов перекрываем накладками из стали С245 сечением 550×12 с наружной и 2×260×12 с внутренней стороны поясов. При этом суммарная площадь сечения накладок см2, что несколько больше площади сечения поясов.



Усилие в поясах кН.



##### Требуемое количество болтов в стыке поясов



Принимаем 18 болтов. Ставим их, как показано на рис. 14, в соответствии с требованиями

Стык стенки перекрываем парными накладками из листа *t* =10 мм. Болты ставим в двух вертикальных рядах с каждой стороны стыка на расстоянии в ряду *a*=100 мм (максимально допустимое расстояние мм. Число болтов в ряду 16 шт. мм. Момент, приходящийся на стенку, равен



кН⋅м;



Проверяем прочность болтового соединения на сдвиг

кН.



# 4. Расчет и конструирование колонны

## 4.1 Подбор сечения сплошной колоны балочной площадки

В соответствии с заданием принимаем сплошное сечение колонны. Принимаем шарнирное закрепление концов колонны (коэффициент μ=1). Материал – сталь класса С235, лист *t* = 4÷20 мм. *Ry*= 23 кН/см2.

Геометрическая длина колонны равна отметке верха настила (из задания) за вычетом толщины настила *tн,* высоты балки настила и главной балки *hг.б.*, с учетом выступающей части опорного ребра 2 см, заглубления колонны ниже отметки чистого пола на 0,6 м. с учетом μ=1 составляет м.



Усилие в колонне кН.



#### Рисунок 17 – К определению расчетной длины колонны

Определяем ориентировочную требуемую площадь сечения по формуле (4.1) при γс = 1



см2



Проектируя колонну с гибкостью, равной примерно λ=60, найдём наименьшие размеры *h* и *bf*

см



см



Поскольку ширину колонны *bf* не рекомендуется принимать больше высоты *h*, а толщину стенки принимают обычно мм и толщину поясов , то компонуем сечение колонны с см.



Принимаем:

пояса – 2 листа 420×15 мм, площадью 2Af=2×42×1,5=126,0 см2

стенка – 1 лист 460×10 мм, площадью Aw=4,6×1.0=46.0см2, рис. 18

Площадь сечения колонны см2.



#### Рисунок 18 – Сечение сплошной колонны

Находим геометрические характеристики принятого сечения:



см4;



см;



см.



Гибкость колонны в обоих направлениях будет соответственно равна:



По большей из гибкостей находим коэффициент продольного изгиба (табл. П.Б.16) и проверяем устойчивость стержня колонны



кН/см2<*Ry*=23 кН/см2.



Недонапряжение составляет

< 5%



Местная устойчивость стенки стержня колонны обеспечена. Таким образом, подобранное сечение удовлетворяет требованиям общей и местной устойчивости и может быть выполнено с помощью автоматической сварки.

Поперечные ребра не требуются т.к. .



## 4.2 Конструкция и расчет оголовка колонны

Принимаем плиту оголовка толщиной *tпл*= 25 мм и размерами 530x420 мм. Давление главных балок передается колонне через ребро, приваренное к стенке колонны четырьмя угловыми швами Д. Сварка полуавтоматическая, в углекислом газе, проволокой Св‑08Г2С, кН/см2, кН/см2, *βf=*0,7 *βz*=1,0.



Принимаем ширину ребер 200 мм, что обеспечивает необходимую длину участка смятия мм. Толщину ребер находим из условия смятия



см=25 мм.



#### Рисунок 21 – Оголовок колонны

Принимаем tp = 25 мм. Длину ребра lр находим из расчета на срез швов Д его прикрепления. Примем kf =10 мм. Тогда

см.



Принимаем *lp*=51 см. При этом условие см выполнено. Шов Е принимаем таким же, как и шов Д. Проверяем стенку на срез вдоль ребра



кН/см2>*Rs*=13,3 кН/см2.



Необходимо устройство вставки верхней части стенки. Принимаем ее толщину *tвст*=25 мм, а длину мм.



кН/см2<*Rs*=13,3 кН/см2.



Торец колонны фрезеруем после ее сварки, поэтому швы Г можно не рассчитывать По табл. 6 прил. Б принимаем конструктивно минимально допустимый катет шва *kf =* 7мм. Стенку колонны у конца ребра укрепляем поперечными ребрами, сечение которых принимаем 100x8 мм.

## 4.3 Конструкция и расчет базы колонны

Определяем требуемую площадь плиты из условия смятия бетона

,



где . Значение коэффициента γ зависит от отношения площадей фундамента и плиты. (принимать *γ* =1,2.) Для бетона класса В15 *Rпр* = 0,7 кН/см2. – расчетное сопротивление бетона на смятие *Rсм.б*=γ⋅*Rпр=*1,2 ⋅ 0,7=0,84 кН/см2



см2.



#### Рисунок 22 – База колонны

Принимаем плиту размером 650×560 мм. Тогда см2



кН/см2<*Rсм.б*



Рисунок 24 – Схема участка плиты 2 Рисунок 25 – Схема участка плиты 3

Находим изгибающие моменты на единицу длины *d* = 1 см на разных участках плиты.

***Участок 1***рассчитываем как балочную плиту, так как отношение сторон b/a=460/203 = 2,26 > 2

кН⋅см/см.



***Участок 2***(консольный) рис 24:

кН⋅см/см.



***Участок 3***работает так же, как консольный, так как отношение сторон 420/80=5,25>2. Свес консоли на 20 мм больше, чем на участке 2 для размещения анкерных болтов.

кН⋅см/см



Толщину плиты подбираем по наибольшему моменту M1, M2, M3 из условия

.



Момент сопротивления полоски плиты шириной d=1 см равен

, откуда, учитывая, что дли стали C235 при мм



кН/см2, см = 32 мм.



Принимаем tпл = 35 мм.

Прикрепление траверсы к колонне выполняем полуавтоматической сваркой в углекислом газе сварочной проволокой Св‑08Г2С. Соответствующие характеристики:

кН/см2, кН/см2, *βf*=0,7, *βz*=1,0.



Расчет выполняем по металлу шва, так как (3,2<4,08) Учитывая условие находим требуемую величину катета шва *kf* из условия



см = 9,2 мм.



Принимаем *kf* = 10 мм. При этом требуемая длина шва составит мм., поэтому высоту траверс принимаем 600 мм.



Крепление траверсы Кf=8 мм принимаем конструктивно, так как применен фрезеровочный торец колоны.

# Список рекомендуемой литературы.

1. Металлические конструкции /Под ред. Ю.И. Кудишин. Академия 2006. – 680 с.

2. Узлы балочных площадок: Метод. указ. / Моск. инж.-строит. ин-т им. В.В. Куйбышева. – М.: ШСИ, 1980. – Ч. 1.