**Содержание**

1. Введение

2. Компоновка балочных конструкций

2.1. Балочная клетка нормального типа

2.2. Балочная клетка усложненного типа

3.Компоновка и подбор сечения главной (составной, сварной) балки

3.1 Подбор сечения балки

3.2 Изменение сечения балки по длине

3.3 Проверка прочности балки

3.4 Проверка общей устойчивости балки

3.5 Проверка прогиба

3.6 Проверка местной устойчивости элементов балки

3.7 Конструирование промежуточных ребер жесткости

3.8 Расчет поясных швов балки

3.9 Расчет опорного ребра сварной балки

3.10 Расчет монтажного стыка балки

4. Расчет центрально сжатой колонны

4.1 Расчет стержня

4.2 Расчет базы

4.3 Расчет оголовка

Литература

**1. Введение**

В работе представлены принципы и правила проектирования металлических конструкций балочной площадки промышленного здания, отражена основная технологическая последовательность конструирования и расчета её элементов.

В состав площадки включены следующие конструкции: стальной настил, балки настила и вспомогательные балки из прокатных двутавров, главные балки составного двутаврового сечения (сварные), стальные колонны сквозного сечения.

Расчет элементов металлических конструкций производится по методу предельных состояний с использованием международной системы единиц СИ. Расчет конструкций произведено с необходимой точностью и в соответствие с положением по расчёту и конструктивными требованиями СНиП -23-81\* «Стальные конструкции».

Выполнение расчётно-графической работы производится по заданным исходным данным.

**2. Компоновка балочных конструкций**

Требуется запроектировать конструкцию балочной площадки размером 36x24 м. с металлическим настилом и размером ячейки АxB=12x6 м.

Временная нормативная равномерно-распределенная нагрузка

Pн=22 kH/м2; γfp=1.05 (коэффициент надежности для постоянной нагрузки настила, балки настила, вспомогательной балки); γс=1,0 (коэффициент условия работы конструкции).

Основными элементами рабочих площадок являются колонны и опирающаяся на них система продольных и поперечных балок. Полезную нагрузку воспринимает стальной или железобетонный настил, а пространственную жесткость конструкции рабочей площадки обеспечивает система вертикальных связей между колоннами.

Материал для балки настила БН, вспомогательной балки ВБ – группа конструкций: 3 – по табл. 50\* (СниП 2-23-81\*);

-сталь марки С235 (Вст3кп2)

-расчетное сопротивление стали Ry=220 Мпа = 22,5 кН/см2

-предел текучести стали Ru=350 Мпа = 36 кН/см2

Материал для главных балок ГБ – группа конструкций:

-сталь марки С255 (Вст3пс6)

-расчетное сопротивление стали Ry=230 Мпа = 23,5 кН/см2

-предел текучести стали Ru=360 Мпа = 37 кН/см2

Материал для колонн – группа конструкций:

-сталь марки С245 (Вст3кп2)

-расчетное сопротивление стали Ry=240 Мпа = 24,5 кН/см2

-предел текучести стали Ru=360 Мпа = 37 кН/см2

 Предельный прогиб стального листового настила:

 Предельный прогиб БН и ВБ:

 Предельный прогиб ГБ:

Рассмотрим два варианта компоновки балочной площадки.

1. Нормального типа
2. Усложненного типа

**2.1 Балочная клетка нормального типа**

Проектируем балочную клетку нормального типа. В балочной клетке такого типа нагрузка воспринимаемая настилом, передаётся на балки настила, которые в свою очередь перелают её на главные балки и колоны. Балки настила проектируются обычно из двутаврового профиля.

Рис. 1

Для определения шага БН делим пролет ГБ А=12000 мм. на 13 равных частей и получим: мм.

Толщина настила tн=8 мм.

Масса настила tн=8 мм. qнp=62,8 кг/м2

Материал для БН – группа конструкций:

-сталь марки С235 (Вст3кп2)

-расчетное сопротивление стали Ry=250 Мпа = 22,5 кН/м2

-предел текучести стали Ru=350 Мпа = 36 кН/м2

По Pн=22 kH/м2 и графику определяем отношение пролета настила к его толщине , в зависимости от кривой учитывающей относительный предельный прогиб настила :

мм.

Рис.2

Расчет БН.

Находим нормативную погонную нагрузку:

 кН/м

Находим расчетную погонную нагрузку:

 кН/м

=1,2 =1,05

Расчетный изгибающий момент:

 кНм=11457 кНсм

 кН

Требуемый момент сопротивления БН, см3

Требуемый момент сопротивления БН с учетом развития пластической деформации, см3

Из сортамента выбираем номер двутавра из условия, чтобы :

Принимаем двутавр №30

Ix=7080 см4

Wx=472 см3

qбн=36.5 кг/м2

bf=13.5 см

Проверка нормальных напряжений:

Проверка жесткости балки:

 см

Принятое сечение БН удовлетворяет условиям прочности и прогиба.

Расход металла:

 кг/м2 =1,023 кН/м2

**2.2 Балочная клетка усложненного типа**

Проектируем балочную клетку усложненного типа. В балочной клетке такого типа нагрузка воспринимаемая настилом, передаётся на балки настила, которые в свою очередь перелают её на вспомогательные балки, а они на главные балки и колоны.

Рис.3

Для определения шага БН делим пролет ВБ В=6000 мм. на 7 равных частей и получим: мм.

Толщина настила tн=8 мм.

Масса настила tн=8 мм. qнp=62,8 кг/м2

bБН=4000 мм

Материал для БН и ВБ – группа конструкций:

-сталь марки С235

-расчетное сопротивление стали Ry=250 Мпа = 22,5 кН/м2

-предел текучести стали Ru=350 Мпа = 36 кН/м2

По Pн=22 kH/м2 и графику определяем отношение пролета настила к его толщине , в зависимости от кривой учитывающей относительный предельный прогиб настила :

мм.

Расчет БН.

Находим нормативную погонную нагрузку:

 кН/м =0,197 кН/см

Находим расчетную погонную нагрузку:

 кН/м =0,236 кН/см

=1,2 =1,05

Расчетный изгибающий момент:

 кНм =4726 кНсм

 кН

Требуемый момент сопротивления БН, см3

Требуемый момент сопротивления БН с учетом развития пластической деформации, см3

Из сортамента выбираем номер двутавра из условия, чтобы :

Принимаем двутавр №22

Ix=2550 см4

Wx=232 см3

qбн=24 кг/м2

bf=11 см

Рис.4

Проверка нормальных напряжений:

Проверка жесткости балки:

 см

Принятое сечение БН удовлетворяет условиям прочности и прогиба.

Расход металла:

 кг/м2 =0,908 кН/м2

Расчет ВБ.

С целью упрощения расчета сосредоточенные силы F заменяем условной распределенной нагрузкой q.

Находим эквивалентную нормативную нагрузку:

 кН/м=0,933 кН/см

Находим эквивалентную расчетную нагрузку:

 кН/м =1,114 кН/см

=1,2 =1,05

Расчетный изгибающий момент:

кНм=50139 кНсм

Требуемый момент сопротивления, см3

Требуемый момент сопротивления с учетом развития пластической деформации, см3

Из сортамента выбираем номер двутавра из условия, чтобы :

Принимаем двутавр №55

Ix=55962 см4

Wx=2035 см3

qбн=92,6 кг/м2

bf=18 см

Рис.5

Проверка нормальных напряжений:

Проверка жесткости балки:

 см

Принятое сечение БН удовлетворяет условиям прочности и прогиба.

Расход металла, кг/м2:



|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| № вар. | Расход стали | Кол-во типоразмеровна ячейку | Кол-во монтажныхединиц на ячейку |
| На1 м2перекр., кг | На ячейку(АxB), м2 |
| I вар. | 102,34 | 7368,48 | 1 | БН |
| II вар. | 114 | 82,08 | 2 | БН; ВБ |

Вывод: По расходу металла I вариант балочной клетки – нормального типа выгоднее II варианта с усложненного типа балочной клетки.

**3. Компоновка и подбор сечения главной (составной, сварной) балки**

Необходимо подобрать сечение сварной главной балки. Для стали марки С255

-расчетное сопротивление стали Ry=230 Мпа = =23,5 кН/см2

-предел текучести стали Ru=360 Мпа = 37кН/см2

Собственный вес балки принимаем ориентировочно в размере

1 – 2 % от нагрузки на неё, вводя коэф. Α=1,02

Максимально возможная строительная высота перекрытия 1,6 м

Находим нормативную погонную нагрузку:

 кН/м

Находим расчетную погонную нагрузку:

 кН/м

=1,2 =1,05

Расчетный изгибающий момент:

 кНм =302616 кН/см

Рис.6

 кН

Требуемый момент сопротивления БН:

 см3

**3.1 Подбор сечения балки**

Компоновку сечения ГБ начинаем с определения ее высоты:

1) Предварительно задаемся высотой ГБ:

 мм.

2)Определяем толщину стенки ГБ:

 мм.

1. Определим оптимальную высоту ГБ из условия наименьшего расхода материала:

 см. ≈1250 мм.

k=1,0 – зависит от конструктивного оформления, для сварных, переменных сечений равен 1,0.

1. Из условия обеспечения требуемой жесткости (прогиба) высота ГБ должна быть не менее hmin

 см.

По заданию строительная высота перекрытия должна быть не больше 1,6 м.

5) Определяем строительную высоту ГБ исходя из максимально возможной заданной высоты перекрытия и его конструкции:

 см. = 1292 мм.

В нашем случае сопряжение балок – этажное.

Высоту балки h принимаем из условия, чтобы она была близка к hopt, не больше заданной высоты перекрытия и не меньше hmin:

hГБ=1250 мм.

Проверяем принятую толщину стенки из условия прочности балки на срез:

 см. = 89 мм.

Rs – расчетное сопротивление стенки срезу = 0,58Ry=13.5 кН/см2.

Чтобы проверить местную устойчивость стенки (для установки только поперечных ребер жесткости) необходимо определить высоту стенки балки hw. Для этого задаемся толщиной пояса: tf≤3tw; tf=25 мм.

 мм.

Проверяем принятую толщину стенки из условия обеспечения местной устойчивости стенки (без продольных ребер жесткости):

 см.

Окончательную толщину стенки принимаем tw=10 мм.

Уточним высоту стенки проката по таб. 5 прил. 14: hw=1200 мм.

Чтобы определить размер полок ГБ нужно определить:

1. Требуемый момент инерции: см4

1. Момент инерции стенки: см4

1. Момент инерции приходящего на пояс:

 см4

1. Требуемую площадь сечения поясов ГБ:

 см2

 см.

Ширину полки bf принимаем , при этом должно находиться в пределах .

Принимаем ширину полки bf=380 мм., так как она удовлетворяет требованиям.

Уточняем принятый ранее коэф. Учета принятой деформации С1,

исходя из по табл. 5 принимаем С1=1,1

 см2 см2

В балках отношение ширины свеса сжатого пояса к его толщине не должно превышать: в сечениях работающих с учетом пластических деформаций , но не более .

 см

 см

Принято сечение:

tw=1 см

hw=120 см

tf=2,5 см

bf=38 см

hf=122.5 см

h=125 см

Рис.7

Определим геометрические характеристики принятого сечения:

Ax=2Af+Aw=2\*95+120=310 см2

 см3

Af; Aw – см. с. 8

Принятое сечение проверяем на прочность:

В нашем случае принятая высота балки h больше hmin, поэтому прогиб балки проверять не надо.

**3.2 Изменение сечения балки по длине**

В целях экономии стали производим изменение сечения балки по длине.

Сечение балки можно уменьшать в местах снижения моментов следующими способами:

а) уменьшением ширины полки

б) уменьшением толщины полки

в) уменьшением высоты стенки

В нашем случае будем изменять ширину полки. При равномерно распределенной нагрузке наивыгоднейшее по расходу стали место изменения сечения полок балки находится на расстоянии 1/6 пролета.

В месте изменения сечения определим момент и поперечную нагрузку:

 кНм =16812 кНсм

 кН

где: x=1/6L=2 м

Подбор сечения ведем по упругой стадии работы (без учета пластических деформаций). Подбираем bf’ исходя из прочности стыкового шва нижнего пояса.

Определяем требуемый момент сопротивления измененного сечения:

 см3

 см2

Rwy=0.85Ry=19,55 кН/см2

Определим минимальную ширину и площадь измененной полки:

 см

 см2

Ширину измененной полки назначаем в соответствии с прокатными листами (таб. 5 прил. 14 Бел.) и исходя из конструктивных требований:

Принимаем окончательно ширину измененной полки – 250x25 мм

Определяем момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения:

 см4

 см3





Рис.8

**3.3 Проверка прочности балки**

1. проверяем нормальное напряжение в поясах в середине балки:

 кН/см2 (см. с.9)

1. проверяем максимальное касательное напряжение в стенке на опоре балки (в точке В):

 кН/см2

 см3

1. проверяем местные напряжения в стенке под балками настила:

 кН/см2

 см

 кН

1. проверим приведенные напряжения стенки балки на уровне поясного шва в месте изменения сечения (в точке Б):

 кН/см2

 кН/см2

 кН/см2

 см3

Проверка показала, что прочность балки обеспечена.

**3.4 Проверка общей устойчивости балки**

Потеря общей устойчивости наступает когда сжатый пояс балки не закреплён в боковых направлениях и напряжения достигли критического значения.

Общую устойчивость балки можно не проверять, так как передача нагрузки осуществляется через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс и надежно с ним связанный.

3.5 Проверка прогиба балки.

Проверку прогиба можно не проводить, так как принятая высота балки выше минимальной высоты hmin.

**3.6 Проверка местной устойчивости элементов балки**

1. Устойчивость сжатого пояса (с учетом развития пластических деформаций) обеспечена (см. с.8).
2. Устойчивость стенки:

Проверим необходимость установки ребер жесткости при условии, если λw≥2,5 необходимо ставить вертикальные ребра жесткости:

В средней части балки в зоне учета пластических деформаций необходимо установить ребра жесткости под каждой БН.

Определим зону учета пластических деформаций в стенке:

 см

Расстановку вертикальных ребер жесткости принимаем по рис.9

Рис.9

Проверим средние значения M и Q в 1 отсеке на расстоянии x=277 см от опоры (под БН):

 кНм

 кН

Определим действующее напряжение:

 кН/см2

 кН/см2

 кН/см2 (см. с.11)

Определим критические напряжения:

 кН/см2

Rs=0.58Ry=13,34

Размеры отсека кН/см2

По таб. 7.6 (Бел.) при значение . Расчетное значение , по этому σкр определим по формуле:

 кН/см2

Скр=34,6 (по таб. 7.4 Бел.)

Определим σlos,кр, подставляя в нее из таб. 7.5 (Бел.) значение а/2 вместо а:

 кН/см2

С1=12,8 (по таб. 7.4 Бел.)

По таб. 7.5 (Бел.) при

Проверка устойчивости стенки:

Проверка показала, что устойчивость стенки обеспечена и постановка ребер жесткости на расстоянии а=276,9≥2hw=2\*120=240 см возможна.

**3.7Конструирование промежуточных ребер жесткости**

Предусматриваем парные поперечные ребра, симметрично относительно стенки, со скосами для пропуска поясных швов.

Назначим размеры ребер.

Ширина выступающей части ребра:

 мм

Принимаем bp=100 мм

Толщина ребра:

 мм

Принимаем tp=8 мм

Высота ребра:

hp=hw=1200 мм

**3.8 Расчет поясных швов балки**

1-1 – сечение по металлу шва

2-2 – сечение по металлу границы сплавления

Расчет производится согласно пункту 11.16 СНиП II-23.81 по формулам:

 -- по металлу шва

 -- по границе сплава шва

В нашем случае kf=1,2tw=1,2\*1=1,2 см

Так как балка работает с учетом пластических деформаций швы, выполняются с двух сторон автоматической сваркой в лодочку, сварочной проволокой Cв-08А.

βf=0,95

βw=1,05

Коэф. условий работы шва:

γwf= γwz=1

Рассчитаем расчетные сопротивления углового шва:

 кН/см2

 кН/см2

Где: Rwun=410 МПа = 42 кН/см2 (по таб.4 СНиП II-23.81)

γwm=1,25 (по таб.3 СНиП II-23.81)

Run=360 МПа = 37 кН/см2 (по таб.51 СНиП II-23.81)

Проверим условие (\*):

Проверим прочность по металлу шва:

В сварных балках сдвигающую силу приходящуюся на 1 см длины определяют через касательные напряжения:

Qmax,Ix/,Sп – см. с.11

Таким образом прочность по металлу шва обеспечена.

Учитывая условие (\*) расчет прочности по границе сплава шва можно не делать.

**3.9 Расчет опорного ребра сварной балки.**

Определим требуемую площадь смятия торца ребра:

 см2

Принимаем ребро 250x12 мм, так как Ар=25x1,2=30≤Артр=28,41 см2

Проверяем опорную стойку балки на устойчивость относительно оси z:

 см

 см2

 см4

 см

 кН/см2

=0,963 (по прил. 7 Бел.)

Крепим опорное ребро к стенке балки двусторонними швами полуавтоматической сваркой проволокой Cв-08ГА.

Проверим прочность по границе сплавления шва:

 -- см. с.15

 см

Рассчитаем расчетные сопротивления углового шва:

Где: Rwun=450 МПа = 46 кН/см2 (по таб.4 СНиП II-23.81)

γwm=1,25 (по таб.3 СНиП II-23.81)

Run=360 МПа = 37 кН/см2 (по таб.51 СНиП II-23.81)

βf=0,95

βw=1,05

Коэф. условий работы шва:

γwf= γwz=1

Таким образом прочность по границе сплавления шва обеспечена.

Проверим условие (\*\*):

Так как условие (\*\*) выполняется проверку прочности по металлу шва можно не проводить.

Ребро приваривается к стенке по всей высоте сплошными швами.

Устройство опорного ребра главной балки см. рис.11

Рис. 11

**3.10 Расчет монтажного стыка сварной балки на высокопрочных болтах**

Стык делаем в середине пролета балки, где Мmax=3026,16 кНм и Q=0 кН

Стык осуществляем высокопрочными болтами d=20мм из стали 40Х «Селект», имеющих по таблице , обработка пескоструйная.

Определим несущую способность болта, имеющую две плоскости трения :

 кН

где:

, т.к. разница в номинальных диаметрах отверстия и болта больше 1мм

 и

к=2 - две плоскости трения

1) Стык поясов. Каждый пояс балки перекрываем тремя накладками сечениями 380х12 и 2х160х12 мм.

Общей площадью сечения:

Определяем усилие в поясе :

 кНм

 кН

Определим количество болтов для крепления площадок:

Принимаем 16 болтов

2) Стык стенки. Стенку перекрываем двумя накладками сечением 320х1150x8 мм

Определим момент действующий на стенку:

 кНм

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов:

 мм

Находим коэффициент стыка α:

Из таблицы 7.8 (Бел.) находим количество рядов болтов по вертикали k при α=2,12, k=11 и α=2,20>α=2,12

Принимаем 11 рядов с шагом 104 мм.

Проверяем стык стенки:

 кН

Стык стенки удовлетворяет условиям прочности.

Устройство монтажного стыка главной балки см. рис. 12

Рис. 12

**4. Расчет центрально сжатой колонны**

**4.1 Расчет стержня**

-сталь марки С245

-расчетное сопротивление стали Ry=240 МПа = 24,5 кН/см2

-предел текучести стали Ru=360 Мпа = 37 кН/см2

Колонны рабочей площадки рассчитываются

как центрально сжатые стержни с шарнирным

закреплением нижнего и верхнего концов.

Расчетная длина стержня равна:

 м

μ – коэффициент равный 1,0 при шарнирном

закреплении с двух сторон.

Расчетная нагрузка:

 кН

1,01 – коэффициент учитывающий собственную

массу колонны

Рис. 13

а) Определение требуемой площади сечения колонны:

Зададимся значением гибкости λ0=60, тогда коэффициент продольного изгиба φ0=0,805 по прил. 7 (Бел.).

Подбираем сечение стержня, рассчитывая его относительно материальной оси x, определяя требуемые: площадь сечения:

 см2

Радиус инерции:

По сортаменту (прил. 14 Бел.) принимаем два швеллера № 36.

Рассчитаем гибкость принятого сечения относительно оси x:

тогда φ=0,896

проверим устойчивость относительно оси x:

 кН/см2

Недонапряжение %,

Принимаем 2 швеллера №36.

б) Расчет относительно свободной оси y.

Определим ширину сечения b из условия равноустойчивости колонны λпр=λb. Для этого, в соответствии с рекомендациями принимаем гибкость ветви λb=30. Тогда можно определить требуемую гибкость:

Ей соответствует радиус инерции:

 см

Требуемое расстояние между обушками швеллеров, с полками ориентированными внутрь, находим из соотношения:

 см

Это расстояние должно быть не менее удвоенной ширины полки швеллера плюс зазор 10 см (для возможности очистки и окраски ветвей с внутренней стороны).

В нашем случае 46см ≥ 2\*11\*10=32 см, то есть найденная величина – приемлема.

в) Окончательная проверка подобранного сечения.

Швеллер №36 имеет:

Iy0=513 см4

А=53,4 см2

iy=3.1 см

z0=2.68 см

Определим момент инерции всего сечения:

 см4

Расчетная длина ветви:

 см

Принимаем расстояние между планками в свету lB=90 см

Радиус инерции сечения:

 см

Гибкость:

Приведенная гибкость:

Из этого следует, что проверку напряжений можно не делать.

Расчет планок.

Соединительную решетку центрально сжатых колонн рассчитывают на поперечную силу, которая возникает от искривления стержня при продольном изгибе:

 кН

Полагают, что поперечная сила постоянна по всей длине стержня.

В сварных колоннах:

 см

Толщину планок tпл назначают конструктивно 6-14 мм, примем tпл=10 мм

Площадь сечения планки:

 см2

Момент сопротивления планки:

 см

Погонная жесткость планки:

 см3

 см (см. рис.12 )

Погонная жесткость ветви:

деформацией планок можно пренебречь

Проверим напряжение в планке:

 кН/см2

 кНсм

 кН

Таким образом прочность обеспечена.

Рис.14

**4.2 Расчет базы.**

1. определение размеров плиты в плане.

Определим расчетное сопротивление смятию бетона фундамента:

 кН/см2

где: Rc – призменная прочность (для бетона М-150 Rc=0,7 кН/см2)

ξ – вначале расчета можно приближенно взять 1,2

Требуемая площадь плиты:

 см2

Ширина плиты принимается конструктивно:

 см

Требуемая длина плиты:

 см

где: а – принимается от 100 до 120 мм для размещения плавающей шайбы.

Принимаем Lпл=66 см

1. определение толщины плиты.

Плита работает как пластинка, опертая на траверсы и нагруженная равномерно-распределенным реактивным давление фундамента.

 кН/см2

Определим максимальные моменты для отдельных участков плиты.

1 участок. Плита работает как пластинка, опертая по контуру:

 кНсм

где: α – коэф. зависящий от отношения более длинной стороны участка а к более короткой b. a/b=46/36=1,28

2 участок. Плита работает как пластинка, опертая по трем сторонам:

 кНсм

где: α – коэф. зависящий от отношения закрепленной стороны а1 к незакрепленной b1. так как a1/b1=10/36≤0,5, плита проверяется как консоль вылетом а1.

3 участок. Плита работает как консоль:

 кНсм

Принимаем для плиты сталь С235 (по табл. 51 СНиП II-23-81), тогда Ry=2250 кг/см2

Требуемая толщина плиты:

 см

Принимаем tпл=40 мм.

3. расчет траверсы.

Требуемая высота траверсы определяется необходимой длиной каждого из четырех швов, соединяющих ее с ветвями колонны.

При kf=1 см ≤1,2 tтрав=1x1=1 см

 см

Принимаем hтрав=42 см

Проведем приближенную проверку траверсы по прочности:

Нагрузка на единицу длины одного листа траверсы:

 кН/см

Изгибающий момент и поперечная сила в месте приварки к колонне:

 кНсм

 кН

Момент сопротивления сечения листа:

 см3

Проверка прочности:

 кН/см

 кН/см

 кН/см2

Таким образом с запасом прочности усилие в колонне полностью передается на траверсы, не учитывая прикрепление торца колонны к плите.

Прикрепление траверсы к колонне выполняется полуавтоматической сваркой в углекислом газе. Толщину траверс принимаем tтр = 12 мм , высоту hтр = 420 мм

 .

Рис. 14

**4.3 Расчет оголовка**

Шарнирное опирание главных балок выполняется через передачу нагрузки на опорную плиту, через фрезерованные торцевые ребра жесткости.

Ширину опорной плиты принимаем b=58 см, толщина опорной плиты оголовка принимается конструктивно t/пл=2 см.

В зависимости от ширины опираемого торца балки принимаем ширину опорного оголовка bр = 27 см .

Так как, согласно условий задания, фрезирование торцевых поверхностей стержня колонны возможно, то толщина горизонтальных сварных швов принимается конструктивно kf=1см.

Высоту диафрагмы принимаем из условия прочности сварных швов:

см

Принимаем hд=42 см.

Требуемую толщину диафрагмы принимаем из условия прочности торца на смятие:

 см

Требуемую толщину диафрагмы принимаем из условия прочности на срез:

 см

Принимаем tд=2 см

Толщина планок, к которым крепится диафрагма:

 см

Принимаем tпл=2 см

Проверим прочность диафрагмы и стенки колонны на срез:

 кН/см2

 кН/см2

Заданный оголовок удовлетворяет условиям прочности.

Устройство оголовка см. рис. 14

Рис. 15

**Литература**

1. СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции».

2. Беленя Е.И. «Металлические конструкции». – М.: Стройиздат,

1985 г.