* 1. **Компоновка сечения**

Высота стенки *hw* = *hf* − 2 ⋅ *tf* = 100 − 2 ⋅ 1,4 = 97,2 *см*. Принимаем предварительно толщину полок *tf* = 1,4 *см*

Согласно формуле 14.15 [] при 1≤ *mx* ≤10 и из условия местной устойчивочти:

см

Поскольку сечение с такой стенкой неэкономично, принимаем *tw* = 1 *см* и включаем в расчетную площадь сечения колонны только устойчивую часть стенки, т.е. два участка шириной h1, примыкающие к полкам:

см.

Требуемая площадь сечения полки:

*Af.тр* = (*Aтр* − 2*tw* ⋅ *h1*)/2 = (95,42 − 2 ⋅ 1 ⋅ 17,7)/2 = 30,01 *см*2 .

Принимаем ширину полки bf=25 см; Af=251,4=35 см2.

Из условий местной устойчивости:

Устойчивость полк обеспечена.

**Геометрические характеристики сечения**

*A*0 = 2 ⋅ 25 ⋅ 1,4 + 1 ⋅ 97,2 =167,2 *см*2

Wx = Ix/(0,5 ⋅ h) = 246661,80/(0,5 ⋅ 100) = 5352,740 см4;

*px* = *Wx/Ao* = 5352*,*740/166 = 32*,*245 *см;*

; .

Проверка устойчивости верхней части колонны в плоскости действия момента по формуле:

*Af/Aw* = 1,2 ⋅ 32/72,6 ⋅ 1 = 0,529.

Значение коэффициента *η* определяем по приложению 11 [3]:

при *Af/Aw* = 0,5 ⇒*η* = (1,75 − 0,1*m*) − 0,02(5 − *m*)*λ =*

= (1,75 − 0,1 ⋅ 0,529) − 0,02(5 − 0,529) ⋅ 1,24 = 1,586;

при *Af/Aw* = 1⇒*η* = (1,9 − 0,1*m*) − 0,02(6 − *m*)*λ =*

= (1,9 − 0,1 ⋅ 0,529) − 0,02(6 − 0,529) ⋅ 1,24 = 1,711.

*mfx* =*η* ⋅ *mx* = 1,586 ⋅ 3,140 = 4,98 получаем *ϕe* = 0,237 из приложения 9 [3].

– условие выполняется.

Недонапряжение: (24 – 22,508)/24 ⋅ 100% = 6,2%

Проверка устойчивости верхней части колонны из плоскости действия момента.

согласно табл. 72 [1].

Для определения *mx* найдем максимальный момент в средней трети расчётной длины стержня верхней части колонны.

M1 = – 669,3 кН·м (1;2;3\*;4\*+;5) по сечению 1-1

M2 = – 253,58 кН·м (1;2;3\*;4\*+;5) по сечению 2-2

По модулю Mx ≥ Mmax/2 = 669,3/2 = 334,65 кН ⋅ м условие выполнено.

При λ*y* = 51,061 < λ*c* = 3*,*14= 92*.*

Коэффициент (с) при *mx* < 5 определяется по следующей формуле:

C=β/(1 + ανmx);

Значение коэффициентов β, α и ν определим по приложению 12 [3].

При

Принятое сечение удовлетворяет условию устойчивости из плоскости рамы.

* 1. **Конструирование и расчет сечения нижней части колонны**

Сечение нижней части сквозное, состоящее из двух ветвей, соединенных раскосной решеткой. Высота сечения *h*Η = 1250 *мм*. Подкрановую ветвь колонны принимаем из широкополосного двутавра, наружную – составного сечения из трёх листов (см. рис. 5).

Определим ориентировочное положение центра тяжести. Принимаем

Ζ0 = 10 *см*. *h*0 = *h’н* − 10 = 125 − 10 = 115 *см*.

*y*2 = *h*0 − *y*1 = 115 − 80,179 = 34,821 *cм*.

Усилия в ветвях колонны: 1-подкрановой и 2-наружной определяем по формулам 14.19 и 14.20 [3]:

Определим требуемую площадь сечения ветвей. Для этого зададимся *λ* = 70, при которой *ϕ* = 0,754.

;

;

Для подкрановой ветви (*AB*1) подбираем по сортаменту (двутавры стальные горячекатаные ГОСТ 8239-89) двутавр № 33:

*A*1 = 53,8 *см*2; *ix* = 13,5 *см*; *iy* = 2,79 *см*.

Для наружной ветви принимаем просвет между внутренними гранями полок составного сечения, равный высоте сечения двутавра – *hi*0= 308 *мм* Стенку принимаем из стандартного листа 380 × 16 *мм*.

Требуемая площадь полки:

*Af* = (*AB*2 − *Aw*)/2 = (121,162 − 1,6 ⋅ 38)/2 = 30,181 *см*2;

из условия местной устойчивости:

Принимаем: *tf* = 1,6 *см*; *bf* = 20 *см*; *Af* = 32 *см*2.

Геометрические характеристики ветвей:

*AB*2 = 1,6 ⋅ 38 + 2 ⋅ 20 ⋅ 1,6 = 124,8 *см2*

;

.

*Ix*2 = *tw* ⋅ *hw* ⋅ (*z*0 − *tw*/2)2 + 2 ⋅*tf* ⋅ *b*3*f* /12 + 2 ⋅ *bf* ⋅ *tf* ⋅ ((*bf* /2 + *tw*)− *z*0)2;

*Ix*2 = 1,6 ⋅ 38 ⋅ (6,338 − 1,6/2)2 + 2 ⋅ 1,6 ⋅ 203/12 + 2 ⋅ 20 ⋅ 1,6 ⋅ ((20/2 + 1,6) − 6,338)2 = 5770,109 *см*4

*Iy*2 = *tw* ⋅ *hw* /12 + 2 ⋅ *tf* ⋅ *bf* (*hi* /2 + *tf* /2)2;

*Iy*2 = 1,6 ⋅ 383/12 + 2 ⋅ 1,6 ⋅ 20(30,8/2 + 1,6/2)2 = 24112,427 см4;

;

;

Уточняем положение центра тяжести:

*h*0 = *h*H - *Z*0 = 125 – 6,338 = 118,662 см.

*см.*

*см.*

Изменение *y*1 и *y*2 отличаются от первоначально принятых значений, поэтому выполняем перерасчёт усилий.

*кН.*

*кН.*

Проверяем устойчивость ветвей из плоскости рамы:

Подкрановая ветвь:

по табл. 72 [1]⇒ ϕy1 = 0,869;

*Ryγy.*

Наружная ветвь:

по табл. 72 [1]⇒ ϕy2 = 0,879;

*Ryγy.*

Из условия равноустойчивости ветвей в плоскости и из плоскости рамы определяем требуемое расстояние между узлами решетки:

Окончательно принимаем *lB*1 = 200 *см* – как длину, разделившую нижнюю часть колонны на равные участки. Проверяем устойчивость ветвей в плоскости рамы:

– ветвь устойчива, ⇒ *ϕx*1 = 0,743

*R*

– ветвь устойчива, ⇒ *ϕx*2 = 0,934

*R*

*Расчёт решётки подкрановой части колонны*

Условная поперечная сила: *Qусл* = 0,2(53,8 + 124,8) = 35,72 *кН QMAX* = 123,88 *кН.*

В расчёте принимаем фактическую поперечную силу *QMAX* = 123,88 кН

Усилие сжатия в раскосе:

.

Задаёмся 100; *ϕ* = 0,56

Требуемая площадь раскоса:

*R* = 24*кН*/*см*2; C–245; *γ* = 0,75(сжатый уголок, прикреплённый одной полкой).

*Принимаем уголок стальной горячекатаный по ГОСТ 8509:*

80 × 6; *AP* = 9,38 *см*2; *i*min = 1,58 *см*.

; *ϕ*min = 0,534 (табл. 72 [1]).

*.*

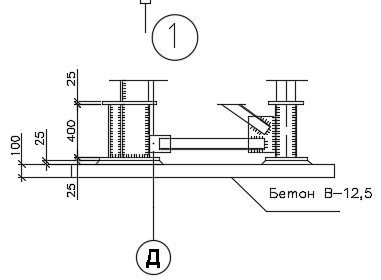
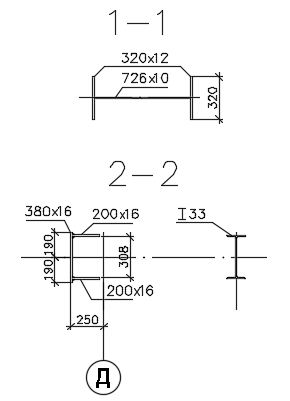
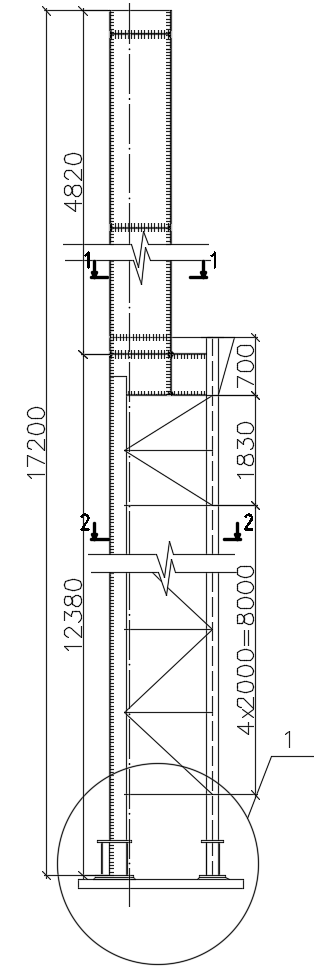


Рисунок 5. Конструктивная схема колонны

* 1. **Проверка устойчивости колонны в плоскости действия момента как единственного стержня**

Геометрические характеристики сечения:

*A* = *AB*1 + *AB*2 = 53,8 +124,8 = 178,6 *см*

*Ix*1 = *AB*1 ⋅ *y*21 + *AB*2 ⋅ *y*22 = 53,8 ⋅ 82,9172 + 124,8 ⋅ 35,7452 = 529344,901 *cм*4

*λx* = *lx*,1/*ix* = 2476/54,441 = 45,480.

Приведенная гибкость:

.

*Aр*1 = 2*A*Ρ = 2 ⋅ 9,38 = 18,76;

Для комбинации усилии, догружающих наружную ветвь (сечение 1-1).

*N*2 = 1927,08 *кН*; *M*2 = 976,32 *кНм*.

Так как *λ*ΠΡ = 1,662 ⇔ *ϕ*1 = 0,643 (приложение 9[3]);

Для комбинации усилий, догружающих подкрановую ветвь (сечение 2-2).

*N*1 = 1642,78 *кН*; *M*1 = − 424,0 *кНм*.

⇔ *ϕ*е = 0,642

Проверки показали, что устойчивость колонны как единого стержня в плоскости рамы обеспечена. Из плоскости рамы устойчивость как единого стержня не проверяется, так как это условие устойчивость из плоскости рамы каждой ветви в отдельности.

* 1. **Конструирование и расчет узла сопряжения верхней и нижней части колонны**

Расчётные комбинации усилий над уступом в сечении 2-2:

*M*1 = 143,2 *кН* ⋅ *м*; *N*1 = 352,9 *кН*.

*M*2 = −278,1 *кН* ⋅ *м*; *N*2 = 940,9 *кН*.

Давление кранов *D*max = 832 *кН*.

Прочность стыков шва Ш-1 (рис. 6) проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части. Площадь шва равна площади сечения колонны:

1-я комбинация усилия:

наружная полка:

внутренняя полка:

2-я комбинация:

наружная полка:

внутренняя полка:

Толщина стенки траверсы определяется из условия смятия:

Длина смятия *lef*, определяется шириной опорного ребра подкрановой балки, которую считаем принятой равной 30 см, и толщиной опорной плиты *tпл* = 2 *см*.

Толщину стенки траверсы определяем из условия ее смятия по формуле:

*lef* = *bd +* 2 ⋅ *t* = 30 + 2 ⋅ 2 = 34 *см* (по СНиП II-23-81\* п. 3) для листовой стали С-245.

Принимаем толщину траверсы *tтр* = 1,2 *см*.

Усилие во внутренней полке верхней части колонны при действии 2-ой комбинации:

Длина шва крепления вертикального ребра траверсы к стенке траверсы (шов 2 рис. 6).

Для полуавтоматической сварки принимаем сварочную проволоку марки Св-0.8А,

*d* = 1,4 ÷ 2*мм*; *β f* = 0,9; *β z* = 1,05. принимаем по табл. 34 [1].

Назначаем:

*k f* = 0,6 *см*; *γ wf* = 1; *Rwf* = 18 *кН*/*см*2; *Rwz* = 16,5 *кН*/*см*2 принимаем по табл. 3 [1].

*β f* ⋅ *Rwf* ⋅ *γ wf* = 0,9 ⋅ 18 ⋅ 1 = 16,2 < *β* ⋅ *Rwz* ⋅ *γ w* = 1,05 ⋅ 16,5 ⋅ 1 = 17,3 *кН*/*см*

В стенке подкрановой ветви делаем прорезь, в которую заводим стенку траверсы. Для расчёта шва крепления траверсы к подкрановой ветви (шов 3, рис. 6) составляем комбинацию, дающую наибольшую опорную реакцию траверсы *M*2 = − 278,100 *кН* ⋅ *м*; *N*2 = 940,900 *кН* (сечение 2-2).

Требуемая длина шва:

Из условия прочности стенки подкрановой ветви в месте крепления траверсы определяем высоту траверсы:

*кН*/*см*2

Принимаем *hTP* = 70 *см*. Из конструктивных соображений *hTP.*min ≥ 0,5*hH*, т. е. *h*min = 62,5 *см*.

Проверить прочность траверсы как балки, нагруженной усилиями N, M, *D*max. Найдём геометрические характеристики сечения траверсы (рис. 6). Нижний пояс траверсы принимаем конструктивно 320×20 мм, верхние горизонтальные рёбра – из двух листов 160×20 мм.

Положение центра тяжести сечения:

Максимальный изгибающий момент в траверсе возникает при 2-ой комбинации усилий.

*.*

Максимальная поперечная сила в траверсе с учетом усилия от кранов:

*k* = 1,2 – коэффициент, учитывающий неравномерную передачу усилий *D*max.

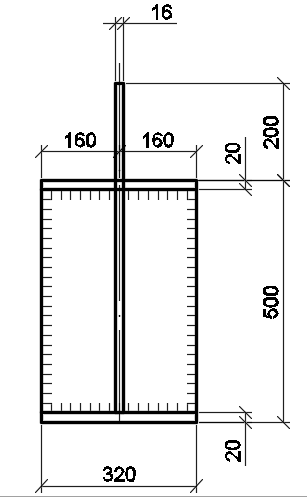
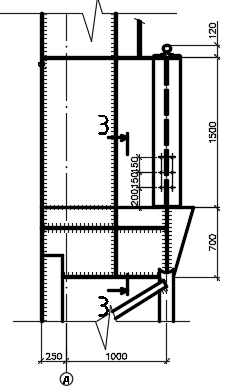


Рисунок 6. Сопряжение верхней и нижней частей колонны

* 1. **Расчет и конструирование базы колонны**

Ширина нижней части колонны равна 1,25 м. Базу проектируем раздельного типа. Расчётные комбинации усилий в нижнем сечении колонны (сечении 4-4):

М1 = +976,32 кН·м; N1 = 1927,08 кН (для расчета базы наружной ветви);

М1 = – 424,0 кН·м; N1 = 1642,78 кН (для расчета базы внутренней ветви).

Усилия в ветвях колонны:

.

.

* 1. **База наружной ветви**

Требуемая площадь плиты:

,

где *R*Φ = *γ* ⋅ *Rб* =1,2 ⋅ 0,75 = 0,9 *кН/см* (бетон В12,5).

Ширина плиты *bn* равна (см. рис. 8)

*.*

*AПЛ.ФАК* = 45 ⋅ 45 = 2025 *см2* ≥ *АПЛ.ТР*

Среднее напряжение в бетоне под плитой.

.

2(*bf* + *tw* − *z*0) = 2 ⋅ (20 + 1,0 − 6,338) = 29,324 *cм*.

Определяем изгибающие моменты на отдельных участках плиты.

При *tTP =* 1,2 *см*;

Принимаем C1 = 7 см.

Участок 1 (консольный свес *C*1 =7 *cм*).

*.*

Участок 2 (консольный свес *C* = *C*2 = 7,0 *cм*).

.

Участок 3 (плита, опёртая на 4 стороны).

табл. 8.5 [3].

*M*3 = *α* ⋅ *σ*Φ ⋅ *a*2 = 0,083 ⋅ 0,693 ⋅ 202 = 23,0 *кН*⋅*см*.

Участок 4 (плита, опёртая на 4 стороны).

*M*4 = 0,125 ⋅ 0,693 ⋅ 7,42 = 4,744 *кН*⋅*см*

Требуемая толщина плиты:

Принимаем *tпл* = 2,5 *см*; *R* = 24 *кН/см*2 для листовой стали С-245 t = 20–40 мм.

Высоту траверсы (Ш1) определяем из условия размещения сварных швов. Сварка полуавтоматическая, проволокой Св-0,8А, d = 1,4 – 2,0 мм, *k f* = 0,8 мм.

*lw* <85 ⋅ *kf* ⋅ *βf* = 85 ⋅ 0,8 ⋅ 0,9 = 61,2 *см*.

Принимаем высоту траверсы *hTP* = 40 *см*.

Проверка прочности траверсы производится как для балки на двух опорах.

Равномерно распределённая нагрузка:

*,*

*,*

Условие прочности траверсы имеет вид:

, где

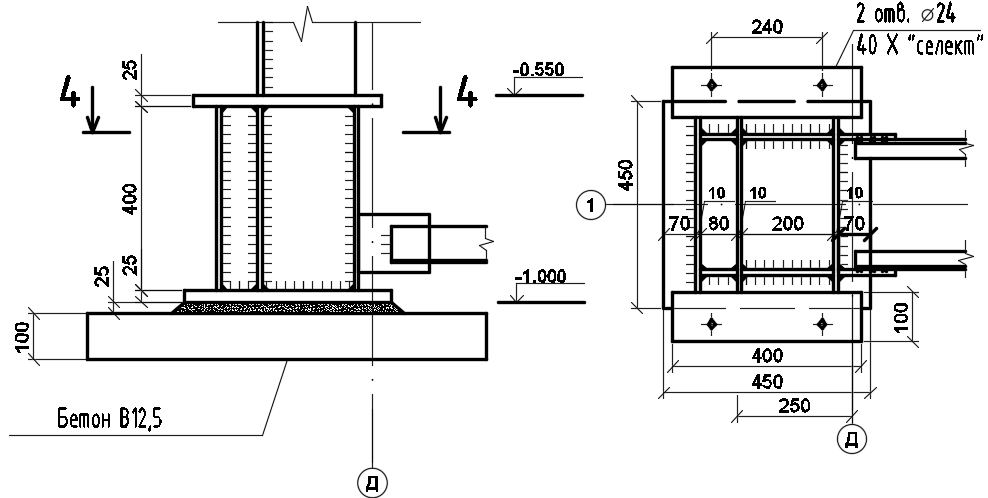
**

Рисунок 7. База колонны

* 1. **Расчет анкерных болтов**

Расчётные усилия в колонне для расчёта анкерных болтов:

*кН*; *М =* 680,6 *кН*⋅*м.*

Принимаем, что центр соединения анкерных болтов каждой ветви совпадает с центром оси ветви колонны. Усилия в анкерных болтах для сквозной колонны равны:

Принимаем анкерные болты из стали 40 Х «селект» *Rbt* = 11 *кН/см*2 – расчётное сопротивление болтов на растяжение по табл. 61\* [1].

Принимаем по восемь болтов с каждой стороны базы диаметром d = 24 мм.

*An* = 4,52 *см*2; *Abn* = 4,52 ⋅ 8 = 36,16 *cм*2 > 35,055 *см*2

Нагрузка на подкрановую ветвь меньше, чем на наружную.

Требуемая площадь опорной плиты:

*см*2

Принимаем размер плиты: 45 × 45 *cм*, *АПЛ* = 2025 *см*2.

Проверка фактического соотношения жесткости нижней и верхней частей колонны.

*.*

Отличие фактического соотношения составляет Δ :

- допустимого расхождения.