

## ИННОВАЦИОННАЯ ОБРАЗОВАТЕЛЬНАЯ ПРОГРАММА



**Проект 4:** развитие инфраструктуры и систем жизнеобеспечения

**Цель:** обеспечение профессиональных компетенций выпускников университета в области строительства, реставрации и экспертизы памятников архитектуры, жилищно-коммунального хозяйства и ресурсо-энергосберегающих технологий функционирования безопасной и комфортной среды жизнедеятельности

---

Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
Владимирский государственный университет  
Кафедра строительных конструкций

# **МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К КУРСОВОЙ РАБОТЕ «РАСЧЕТ УЗЛОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ» ДЛЯ СПЕЦИАЛЬНОСТИ 270105 – ГОРОДСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО И ХОЗЯЙСТВО**

Составители:  
В.А. РЕПИН  
М.В. ПОПОВА  
М.В. ГРЯЗНОВ

Владимир 2008

УДК 624.014  
ББК 38.54  
М54

Рецензент  
Кандидат технических наук профессор  
кафедры строительных конструкций  
Владимирского государственного университета  
*В.И. Воронов*

Печатается по решению редакционного совета  
Владимирского государственного университета

М54      **Методические** указания к курсовой работе «Расчет узлов металлических конструкций» для специальности 270105 – городское строительство и хозяйство / Владим. гос. ун-т ; сост. : В. А. Репин, М. В. Попова, М. В. Грязнов. – Владимир : Изд-во Владим. гос. ун-та, 2008. – 76 с.

Приведены рекомендации по расчету узлов металлических конструкций. Рассмотрены примеры расчета сопряжений металлических балок, балок с колоннами, баз колонн, узлов стропильных ферм. Содержатся конструктивные требования к проектированию болтовых и сварных соединений.

Составлены в помощь студентам 3-го курса дневной формы обучения специальности 270105 – городское строительство и хозяйство в соответствии с программой курса «Конструкции городских сооружений и зданий».

Табл. 2. Ил. 34. Библиогр.: 4 назв.

УДК 624.014  
ББК 38.54

## Введение

В методических указаниях приведены примеры и справочные данные для расчета узлов, применяемых в расчетно-графической работе «Балочная клетка». Настоящее издание составлено в соответствии с основными методическими положениями учебника «Металлические конструкции» (под редакцией профессора Е.И. Беленя, М., 1985) и нормами проектирования главы СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции».

При курсовом проектировании студенту следует обратить особое внимание на выбор усилий (или комбинацию усилий), действующих на узел в конкретной проектируемой конструкции, и четко представить себе последовательность передачи усилий через элементы и соединения узла и характер их напряженного состояния. Такой анализ условий нагружения и работы узла совершенно необходим до выполнения его расчета, так как в противном случае расчет сведется лишь к формальным вычислениям, оторванным от реальной конструкции.

Степень полноты расчета узлов согласовывается с руководителем проекта.

### 1. УКРУПНИТЕЛЬНЫЙ СТЫК СВАРНОЙ БАЛКИ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

#### Пример 1

*Исходные данные:*

материал балки – сталь 18пс;

расчетный момент в сечении стыка  $M = 3\ 160$  кН·м;

поперечная сила  $Q = 0$ ;

моменты инерции относительно оси  $x-x$ :

- для балки –  $I = 1\,010\,000\text{ см}^4$ ;
- для стенки –  $I_{ст} = 196\,000\text{ см}^4$ .

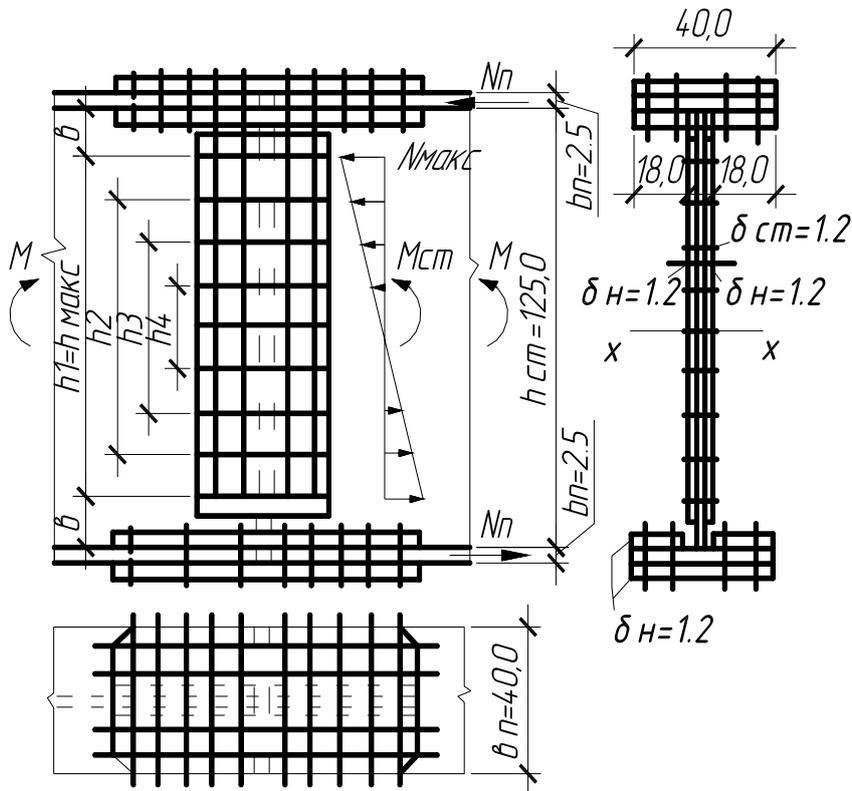


Рис. 1. Монтажный стык сварной балки на высокопрочных болтах

Произведем расчет стыка стенки (рис. 1). Условие сдвигоустойчивости стыка:

$$N_{\text{макс}} \leq Q_{bh},$$

где  $Q_{bh} = 0,7R_{bun}\gamma_b A_{bn}(\mu/\gamma_h)n_s$  – предельное сдвигающее усилие по трению в расчете на один высокопрочный болт;

$R_{bun}$  – наименьшее временное сопротивление болта разрыву (табл. 1);

$\gamma_b$  – коэффициент условия работы соединения; зависит от количества болтов  $n$  и равен 0,8 при  $n < 5$ ; 0,9 при  $5 \leq n < 10$ ; 1,0 при  $n \geq 10$ ;

$A_{bn}$  – площадь сечения болта нетто (табл. П1); рекомендуемые диаметры болтов 20, 24, 27 мм;

$\gamma_h$  – коэффициент надежности;  $\mu$  – коэффициент трения в зависимости от способа обработки поверхности и метода регулирования натяжения болтов; принимаются по табл. 36 [1];

$n_s$  – количество плоскостей трения;

$$N_{\text{макс}} = \frac{M_{\text{ст}} h_{\text{макс}}}{m_b \sum h_i^2} - \text{сдвигающее усилие на один болт крайнего}$$

горизонтального ряда от изгибающего момента, передаваемого стенкой балки на накладки,  $M_{\text{ст}} = M \frac{I_{\text{ст}}}{I}$  ;

$m_b$  – число вертикальных рядов болтов по одну сторону от оси стыка;  $h_{\text{макс}}$ ,  $h_i$  см. на рис. 1. Для упрощения расчета выражаем  $\sum h_i^2$  через число болтов в вертикальном ряду  $K$  и  $h_{\text{макс}}$ :

$$\sum h_i^2 = h_{\text{макс}}^2 \frac{K(K+1)}{6(K-1)} = h_{\text{макс}}^2 \beta(K),$$

где  $\beta(K)$  дано в табл. 2.

Таблица 1

Временные сопротивления болта разрыву

Марка стали болта	40Х	38ХС	30Х3МФ 30Х2НМФА
$R_{\text{бун}}$ , МПа	1100	1350	1550

$$\text{Тогда } N_{\text{макс}} = \frac{M_{\text{ст}}}{m_b h_{\text{макс}} \beta(K)}.$$

По конструктивным соображениям толщина накладки  $\delta_{\text{н}} = \delta_{\text{ст}} = 1,2$  см.

Таблица 2

Значения коэффициентов  $K$  и  $\beta(K)$

$K$	$\beta(K)$	$K$	$\beta(K)$
6	1,40	11	2,20
7	1,55	12	2,36
8	1,71	13	2,52
9	1,88	14	2,69
10	2,04	15	2,86

Минимальное расстояние от крайнего ряда болтов до грани

стенки (при диаметре болтов 20 – 27 мм)  $b = 5,0 \dots 6,0$  см.

По условиям плотности соединения максимальный шаг болтов в вертикальном ряду  $a_{\text{макс}} = 12\delta_{\text{н}} = 12 \cdot 1,2 = 14,4$  см.

*1-й вариант решения.* Ориентировочно  $h_{\text{макс}} = h_{\text{ст}} - 2b = 125 - 2 \cdot 6 = 113$  см. С учетом ограничения  $a_{\text{макс}}$  назначаем девять рядов болтов ( $K = 9$ ) с шагом  $Q = 14,0$  см, тогда  $h_{\text{макс}} = (K - 1)a = 8 \cdot 14,0 = 112$  см,  $\beta(K) = 1,88$ ; принимаем  $m_b = 2$ .

$$M_{\text{ст}} = 3160 \frac{196 \cdot 10^3}{1010 \cdot 10^3} = 613 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$N_{\text{макс}} = \frac{613 \cdot 10^2}{2 \cdot 112 \cdot 1,88} = 146 \text{ кН}.$$

Принимаем болты из стали 40Х ( $R_{\text{бун}} = 1100$  МПа = 110 кН/см<sup>2</sup>), газопламенную обработку поверхности  $\mu = 0,42$ , разность диаметров болта и отверстия не более 4 мм, способ регулирования натяжения болта по углу закручивания гайки с учетом  $\gamma_h = 1,02$ .

Из условия  $N_{\text{макс}} \leq Q_{bh}$  определяем требуемую площадь  $A_{bn}$ ;  $n = 2$ .

$$A_{bn} \geq \frac{N_{\text{макс}}}{0,7 R_{\text{бун}} \gamma_b (\mu / \gamma_h) n_s} = \frac{146}{0,7 \cdot 110 \cdot 1(0,42/1,02)2} = 2,3 \text{ см}^2.$$

По табл. П1 подбираем болт М20 –  $A_{bn} = 2,49 \text{ см}^2 > 2,3 \text{ см}^2$ .

*2-й вариант решения.* Ориентировочно  $h_{\text{макс}} = h_{\text{ст}} - 2b = 125 - 2 \cdot 6 = 113$  см.

Принимаем болты М29 из стали 40Х с газопламенной обработкой соединяемых поверхностей, тогда при  $n_s = 2$

$$Q_{bh} = 0,7 \cdot 110 \cdot 1(0,42/1,02)2 \cdot 2,49 = 157,9 \text{ кН}.$$

Из условия сдвигоустойчивости стыка

$$\frac{M_{\text{ст}}}{m_b h_{\text{макс}} \beta(K)} \leq Q_{bh}$$

$$\text{определяем } \beta(K) \geq \frac{M_{\text{ст}}}{m_b h_{\text{макс}} Q_{bh}} = \frac{613 \cdot 10^2}{2 \cdot 113 \cdot 159,9} = 1,78. \text{ По}$$

табл. 2 подбираем ближайшее значение  $\beta(K) = 1,88$ , которому соответствует  $K = 9$ , при этом

$$a = \frac{h_{\text{макс}}}{K - 1} = \frac{113}{9 - 1} = 14,1 \text{ см}.$$

Принимаем окончательно  $a = 14 \text{ см} < a_{\text{макс}} = 14,4 \text{ см}$  и  $h_{\text{макс}} = (9 - 1)14 = 112 \text{ см}$ .

$$N_{\text{макс}} = \frac{M_{\text{ст}}}{m_b h_{\text{макс}} \beta(K)} = \frac{613 \cdot 10^2}{2 \cdot 112 \cdot 1,88} = 146 \text{ кН} < 157,9 \text{ кН}.$$

Произведем расчет стыка поясных листов. Площадь сечения накладок должна быть не меньше площади сечения поясного листа:  $\Sigma A_n \geq A_n$ , откуда

$$\delta_n \geq \frac{A_n}{\sum b_n} = \frac{40 \cdot 2,5}{40 + 2 \cdot 18} = 1,31 \text{ см},$$

принимаем  $\delta_n = 1,4 \text{ см}$ .

Требуемое число болтов на длине полунакладки (по одну сторону от оси стыка поясного листа)

$$n = \frac{N_n}{Q_{bh}},$$

где  $N_n = \frac{M - M_{\text{ст}}}{h_{\text{ст}} + \delta_n} = \frac{(3160 - 613)10^2}{125 + 2,5} = 2000 \text{ кН}$ ;  $Q_{bh} = 157,9 \text{ кН}$ .

Используем такие же болты, как и в стыке стенки.

$$n = \frac{2000}{157,9} = 12,66.$$

Принимаем  $n = 14$ . Для уменьшения ослабления сечения поясного листа отверстиями в крайних рядах полунакладки размещаем по два болта.

## 2. ОПИРАНИЕ БАЛОК НАСТИЛА И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ БАЛОК НА ГЛАВНЫЕ

### Пример 2

*Исходные данные:*

материал прокатной балки – сталь марки 18кп;

$$R_y = 220 \text{ МПа} = 22 \text{ кН/см}^2;$$

материал составной балки – сталь марки 16пс;

$$R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2;$$

опорная реакция  $Q = 56 \text{ кН}$ ; электроды типа Э42;

$$R_{\omega f} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

*Прочность стенки балки настила.* Местное нормальное напряжение в сечении *n-n* стенки (начало закругления при переходе к полке)

$$\sigma = \frac{Q}{Z\delta_{ст}} = \frac{56}{15,2 \cdot 0,56} = 6,58 \text{ кН/см}^2 < R_y = 22 \text{ кН/см}^2,$$

где  $Z = \frac{b_n}{2} - 1,0 + K = \frac{28}{2} - 1 + 2,2 = 15,2 \text{ см};$

$K = 2,2 \text{ см}$  (табл. 2 прил. 22 в [2]).

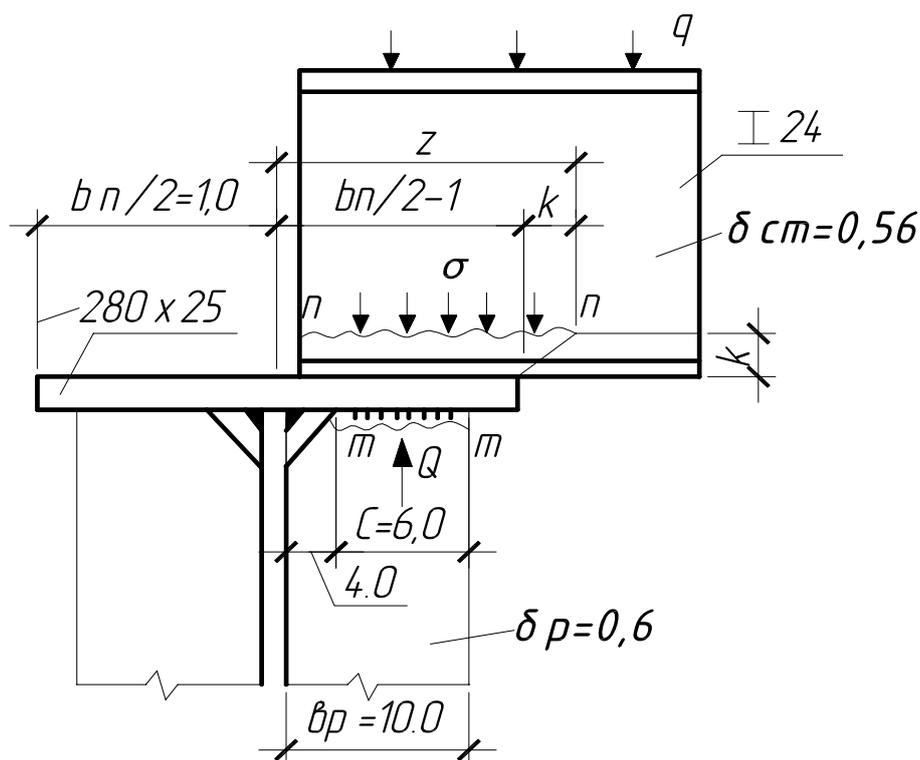


Рис. 2. Расчет шва прикрепления поперечного ребра жесткости к полке главной балки

*Прочность сварных швов прикрепления поперечного ребра жесткости к полке главной балки (рис. 2).* Принимаем  $K_f = 0,6 \text{ см}, \beta_f = 0,9$  (полуавтоматическая сварка, табл. ПЗ).

Прочность угловых швов при условном срезе

$$\tau_{\omega} = \frac{Q}{2K_f\beta_f l_{\omega}} = \frac{56}{2 \cdot 0,6 \cdot 0,9(6-1)} = 10,4 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c,$$

где  $K_f$  – катет шва;  $\beta_f$  – коэффициент, принимаемый по табл. ПЗ;  $l_{\omega}$  – длина шва;  $R_{\omega f}$  – сопротивление срезу по металлу шва;  $\gamma_{\omega f}$  – коэф-

коэффициент условий работы шва;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы (по СНиП II-23-81\*).

*Прочность сечения т-т ребра жесткости.* Нормальные напряжения в сечении т-т

$$\sigma = \frac{Q}{c\delta_p} = \frac{56}{6 \cdot 0,6} = 15,6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

### Пример 3

*Исходные данные:*

материал конструкций – сталь марки 18кп;

опорная реакция балки настила (вспомогательной балки)  $Q = 156$  кН.

*Прикрепление балки настила к ребру жесткости (рис. 3).* Принимаем болты нормальной точности М20 ( $d = 2,0$  см) класса 5,6;  $R_{bs} = 190$  МПа =  $19,0$  кН/см<sup>2</sup>;  $R_{bp} = 365$  МПа =  $36,5$  кН/см<sup>2</sup> (соединяемые элементы из стали 18кп,  $R_{bun} = 365$  МПа) [1]. Электроды типа Э42;  $R_{wf} = 180$  МПа =  $18,0$  кН/см<sup>2</sup>.

Предельное усилие (несущая способность) одного болта:

$$- \text{ по срезу } N_b = R_{bs} \gamma_b n_s A = 19,0 \cdot 0,9 \frac{3,14 \cdot 2,0^2}{4} 1 = 50,7 \text{ кН},$$

где  $\gamma_b$  – коэффициент условий работы соединения;

$n_s$  – число расчетных срезов;

$A$  – площадь сечения болта;

$$- \text{ по смятию } N_b = R_{bs} \gamma_b d \Sigma t = 36,5 \cdot 0,9 \cdot 2,0 \cdot 0,8 = 52,6 \text{ кН}.$$

При болтах нормальной точности в многоболтовых соединениях  $\gamma_b = 0,9$ .

$\Sigma t$  – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении.

$$\Sigma t = \delta_{\min} = 0,8 \text{ см}.$$

$$\text{Требуемое для прикрепления число болтов } n \geq \frac{K_0 Q}{N_{b \min}} = \frac{1,2 \cdot 156}{50,7} = 3,7; \text{ принимаем } n = 4.$$

$K_0 = 1,2$  учитывает увеличение усилий в крайних болтах от момента частичного защемления балки настила.

$$N_{b \min} = 50,7 \text{ кН}.$$



где  $e_1 = 4,0 + 4,5 = 8,5$  см.

Приведенное напряжение

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{8,84^2 + 3 \cdot 5,2^2} = 12,6 \text{ кН/см}^2 < R_y.$$

*Прикрепление накладки к стенке балки настила (рис. 4).*

Принимаем швы  $K_f = 0,6$  см,  $\beta_f = 0,9$  (полуавтоматическая сварка, см. табл. ПЗ). В швах возникают касательные напряжения от поперечной силы  $Q$  и крутящего момента  $M_{\text{кр}} = Q e_2 = 156 \cdot 11,5 = 1795$  кН·см, где  $e_2 = e_1 + \frac{6,0}{2} = 11,5$  см.

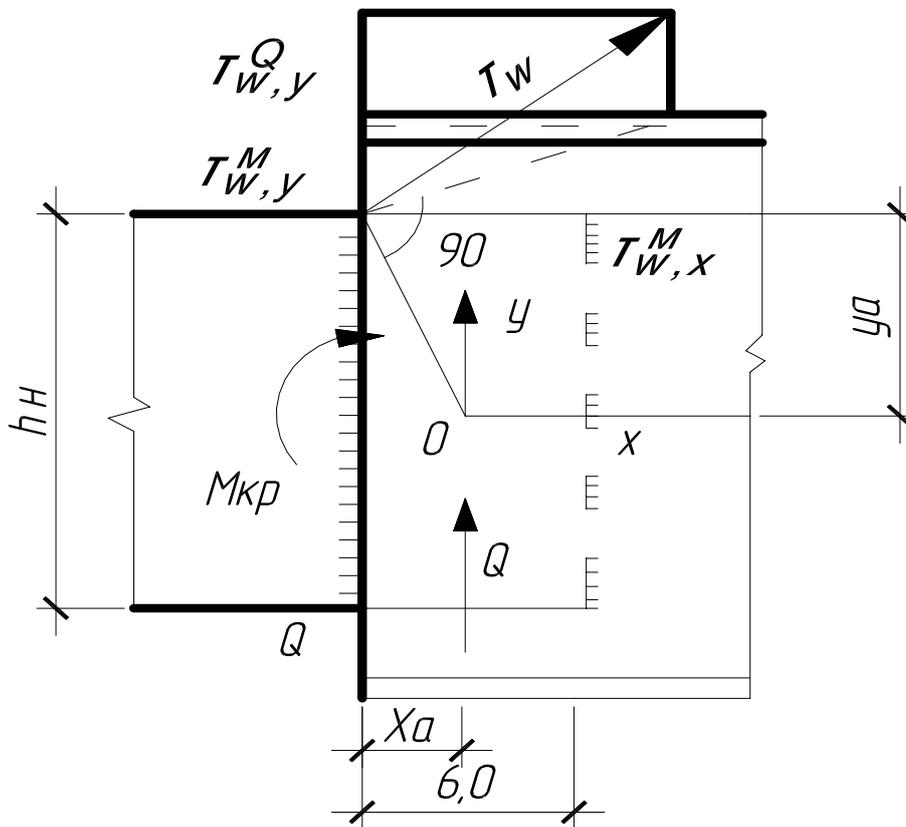


Рис. 4. Расчет прикрепления накладки к стенке балки настила

$$\tau_{\omega y}^Q = \frac{Q}{A_{\omega}} = \frac{156}{31} = 5,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$A_{\omega} = 2\beta_f K_f l_{\omega} = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 29,0 = 31 \text{ см}^2;$$

$$l_{\omega} = h_{\text{н}} - 1,0 = 30,0 - 1 = 29,0 \text{ см};$$

$$\tau_{\omega x}^M = \frac{M_{\text{кр}}}{I_{p\omega}} Y_A = \frac{1795}{2440} 15 = 11 \text{ кН/см}^2;$$

$$Y_A = \frac{h_{\text{н}}}{2} = \frac{30,0}{2} = 15,0 \text{ см};$$

$$\tau_{\omega y}^M = \frac{M_{\text{кр}}}{I_{p\omega}} X_A = \frac{1795}{2440} 3 = 2,2 \text{ кН};$$

$$I_{p\omega} = I_{x\omega} + I_{y\omega} = 2 \frac{\beta_f K_f l_{\omega}^3}{12} + 2\beta_f K_f l_{\omega} X_A^2 =$$

$$= 2 \frac{0,9 \cdot 0,6 \cdot 29,0^3}{12} + 2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 29,0 \cdot 3,0^2 = 2440 \text{ см}^4 -$$

полярный момент инерции расчетного сечения швов относительно центра сварного соединения.

Результирующее напряжение в наиболее напряженной точке А (или Б) левого сварного шва

$$\tau_{\omega} = \sqrt{(\tau_{\omega y}^Q + \tau_{\omega y}^M)^2 + (\tau_{\omega x}^M)^2} = \sqrt{(5,1 + 2,2)^2 + 11,0^2} =$$

$$= 13,2 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c = 18 \text{ кН/см}^2 .$$

### 3. ОГОЛОВОК ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

*Общие указания.* Толщина плиты оголовка, передающей опорное давление балок на вертикальные ребра (траверсы) и торец колонны, принимается конструктивно:  $\delta_{\text{ог}} = 20 \dots 25 \text{ мм}$ .

Площадь торцевой поверхности ребер (траверс), воспринимающих давление от плиты, определяется из условия прочности при смятии:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{см}}} \leq R_p ; \quad (1)$$

$$A_{\text{см}} \geq \frac{N}{R_p}. \quad (2)$$

При этом границы площади смятия устанавливаются с учетом распределения давления балок  $N$  плитой оголовка под углом  $45^\circ$  к вертикали.

При передаче опорного давления на торец стенки или полки колонны (примеры 5, 6) их прочность проверяется по формуле (1), а если она не обеспечена, предусматривается местное усиление стенки (полки) вставкой из более толстого листа.

Прикрепление ребер (траверс) к стержню колонны угловыми швами проверяется на прочность швов при срезе:

$$\tau_\omega = \frac{N}{n\beta_f K_f l_\omega} \leq R_{\omega f} \gamma_{\omega f} \gamma_c, \quad (3)$$

где  $n$  – число швов, передающих силу  $N$ .

Из формулы (3) определяется требуемая длина шва

$$l_\omega^{\text{треб}} = \frac{N}{n\beta_f K_f R_{\omega f}} \quad (4)$$

и высота ребра (траверсы)

$$h_{\text{р(тр)}}^{\text{треб}} = l_\omega^{\text{треб}} + 1 \text{ см.}$$

Расчетная длина шва не должна превышать  $85\beta_f K_f$ .

Проверяется также прочность при срезе стенки колонны в месте прикрепления ребра, траверсы (примеры 4, 7), а при необходимости – прочность траверсы (пример 7). Если прочность недостаточна, увеличивается толщина проверяемых элементов или высота ребра, траверсы.

Если обеспечено плотное прилегание плиты оголовка к торцевой поверхности колонны, ребер, траверс (фрезерование торца колонны), то швы прикрепления плиты к колонне на прочность не рассчитываются и принимаются минимальной толщины (табл. П4).

**Пример 4 (рис. 5)**

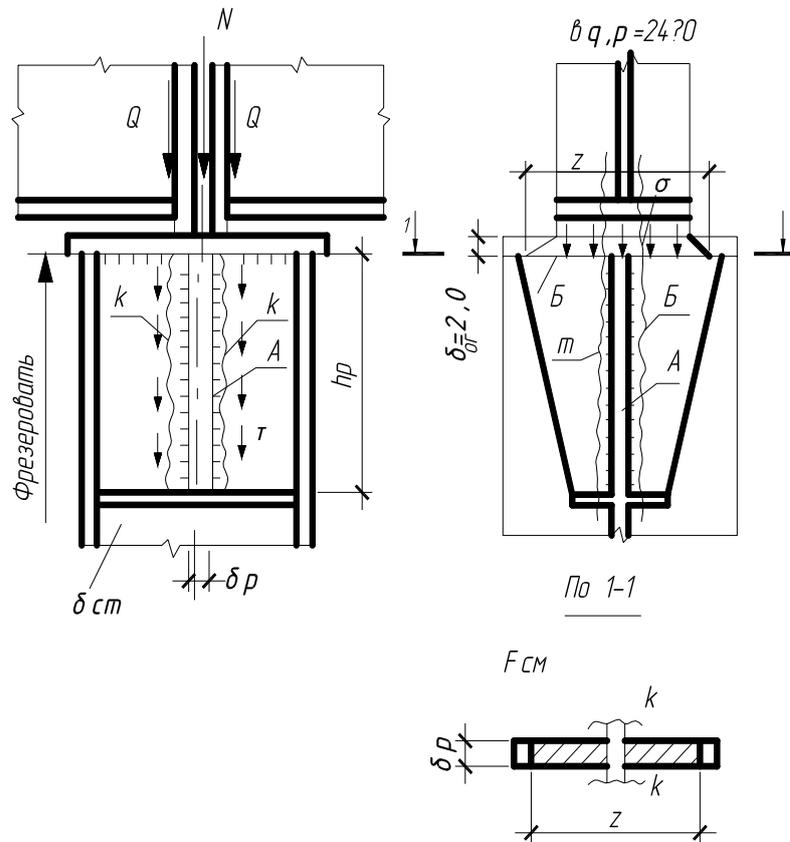


Рис. 5. Расчет ребер балки

Исходные данные:

материал колонны – сталь 18кп; электроды типа Э42;

$R_{yn} = 225 \text{ МПа}$ ;  $R_{un} = 365 \text{ МПа}$ ;

$R_y = 220 \text{ МПа} = 22,0 \text{ кН/см}^2$ ;

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{365}{1,025} = 355 \text{ МПа} = 35,5 \text{ кН/см}^2$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 22,0 = 13 \text{ кН/см}^2$$

$$R_{\omega f} = 180 \text{ МПа} = 18,0 \text{ кН/см}^2$$

опорное давление двух балок  $N = 2Q$ :

1-й вариант –  $N = 700 \text{ кН}$ ;

2-й вариант –  $N = 1300 \text{ кН}$ .

1-й вариант решения. Толщина ребра оголовка находится по формуле (2)

$$A_{cm}^{тр} = \frac{N}{R_p} = \frac{700}{35,5} = 19,7 \text{ см}^2$$

$$\delta_p^{\text{тр}} = \frac{A_{\text{см}}}{Z} = \frac{19,7}{28} = 0,8 \text{ см};$$

$Z = b_p + 2\delta_{\text{ог}} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см}$ . Принимаем  $\delta_{\text{ог}} = 1,0 \text{ см}$ .

*Высота ребра.* Из условия прочности швов “А” по формуле (4) определяем требуемую длину шва:

$$l_{\omega}^{\text{тр}} = \frac{N}{n\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{700}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 18 \text{ см},$$

которая не должна превышать  $85 \beta_f K_f = 46 \text{ см}$  (см. табл. П3);  $K_f = 0,6 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,9$  (сварка полуавтоматическая, см. табл. П3).

$h_p^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см} = 18 + 1,0 = 19 \text{ см}$ , принимаем  $h_p = 20 \text{ см}$ .

Касательные напряжения в стенке по плоскостям среза “к”

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{2h_p \delta_{\text{ст}}} = \frac{700}{2 \cdot 20 \cdot 1} = 17,5 \text{ кН/см}^2 > R_s = 13,0 \text{ кН/см}^2;$$

прочность не обеспечена.

Определяем требуемую высоту ребра из условия  $\tau = R_s$ :

$$h_p^{\text{треб}} = \frac{N}{2\delta_{\text{ст}} R_s} = \frac{700}{2 \cdot 1,0 \cdot 13,0} = 27,4 \text{ см};$$

принимаем окончательно  $h_p = 28 \text{ см}$ .

Проверка касательных напряжений в ребрах оголовка по плоскостям среза “m” не нужна, поскольку: 1) толщина ребра  $\delta_p$  не меньше  $\delta_{\text{ст}}$ ; 2) по кинематическим условиям срез ребер оголовка требует одновременного среза опорных ребер балки на продолжении плоскостей среза “m” и поэтому практически невозможен.

*Прикрепление плиты оголовка.* Швы “Б” назначаем минимальной толщины  $K_f = 6 \text{ мм}$  (см. табл. П4) (при  $\delta_{\text{ст}} = 20 \text{ мм}$ ).

*2-й вариант решения.* Толщина ребра оголовка определяется в зависимости от требуемой площади смятия

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_p} = \frac{1300}{35,5} = 37,0 \text{ см}^2;$$

$$\delta_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{Z} = \frac{37}{28} = 1,4 \text{ см}, \text{ принимаем } \delta_p = 1,6 \text{ см}.$$

*Высота ребра.* Из условия прочности швов “А” по формуле (4)

определяем требуемую длину шва:

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{1300}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 33,5 \text{ см, которая не должна}$$

превышать  $85 \beta_f K_f = 46 \text{ см.}$

$$h_p = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см} = 33,5 + 1,0 = 34,5 \text{ см, принимаем } h_p = 36 \text{ см.}$$

Касательные напряжения в стенке по плоскостям среза “к”

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{2h_p \delta_{\text{ст}}} = \frac{1300}{2 \cdot 36 \cdot 1} = 18,05 \text{ кН/см}^2 > R_s = 13,0 \text{ кН/см}^2.$$

Заменяем стенку на участке размером  $(h_p + (5...10)) \text{ см}$  более толстой вставкой. Из условия  $\tau = R_s$

$$\delta_{\text{вст}}^{\text{треб}} = \frac{N}{2h_p R_s} = \frac{1300}{2 \cdot 36 \cdot 13,0} = 1,4 \text{ см, принимаем } \delta_{\text{вст}} = 1,4 \text{ см.}$$

**Пример 5 (рис. 6)**

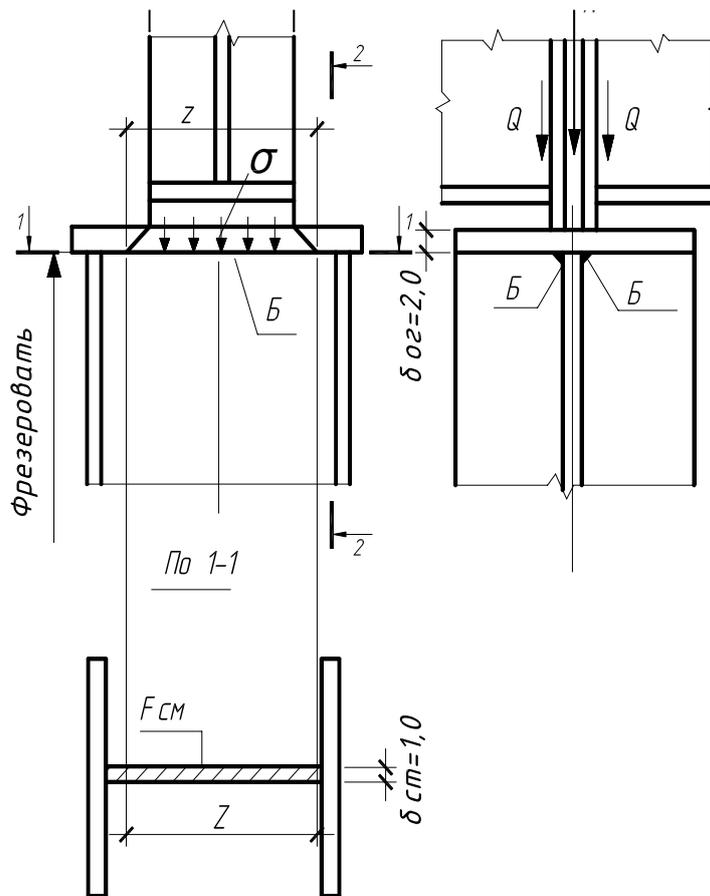


Рис. 6. Расчет торца стенки на смятие

Исходные данные: по примеру 4.

1-й вариант решения. Проверяем торец стенки на смятие по формуле (1):

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{N}{\delta_{\text{ст}} Z} = \frac{700}{1 \cdot 28} = 25 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_p = 35,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$Z = b_{\text{ор}} + 2\delta_{\text{ор}} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см.}$$

Швы "Б" прикрепления плиты оголовка принимаются минимальной толщины,  $K_f = 6 \text{ мм}$  (см. табл. П4) при  $\delta_{\text{ор}} = 20 \text{ мм}$ .

2-й вариант решения. Проверяем торец стенки на смятие:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{1300}{1 \cdot 28} = 46,4 \text{ кН/см}^2 > R_p = 35,5 \text{ кН/см}^2.$$

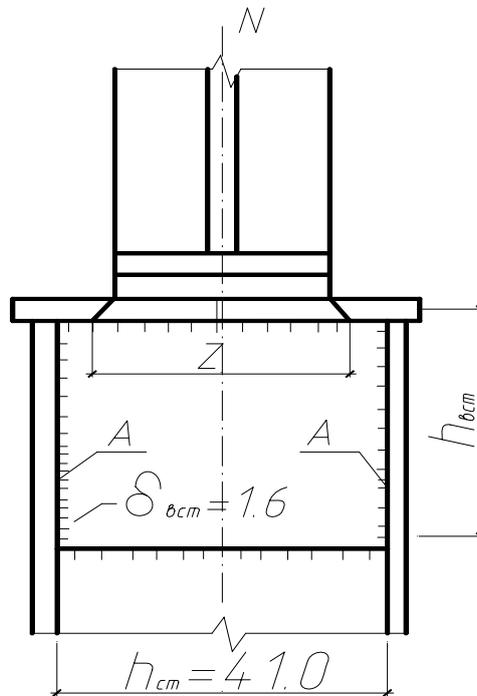


Рис. 7. Расчет ребер оголовка колонны

Заменяем стенку более толстой вставкой; из условия  $\delta = R_p$

$$\delta_{\text{вст}}^{\text{треб}} = \frac{N}{ZR_p} = \frac{1300}{28 \cdot 35,5} = 1,3 \text{ см, принимаем } \delta_{\text{вст}} = 1,4 \text{ см.}$$

Высота вставки (рис. 7). Из условия прочности швов "А" по формуле (4) определяем требуемую длину шва:

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N}{n\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{1300}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 33,5 \text{ см, которая не долж-}$$

на превышать  $85\beta_f K_f = 46 \text{ см}$  (см. табл. ПЗ);  $K_f = 0,6 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,9$  (сварка полуавтоматическая, см. табл. ПЗ).

$$h_{\text{вст}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см} = 33,5 + 1,0 = 34,5 \text{ см, принимаем } h_{\text{вст}} = 36 \text{ см.}$$

Более точно, с учетом сопротивления сжатию стыкового шва, соединяющего вставку со стенкой,

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N - A_{\omega} R_{\omega u}}{n\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{1300 - 1,0 \cdot 41,0 \cdot 21}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 11,4 \text{ см,}$$

$$h_{\text{вст}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см} = 11,4 + 1,0 = 12,4 \text{ см, принимаем } h_{\text{вст}} = 15 \text{ см.}$$

### Пример 6 (рис. 8)

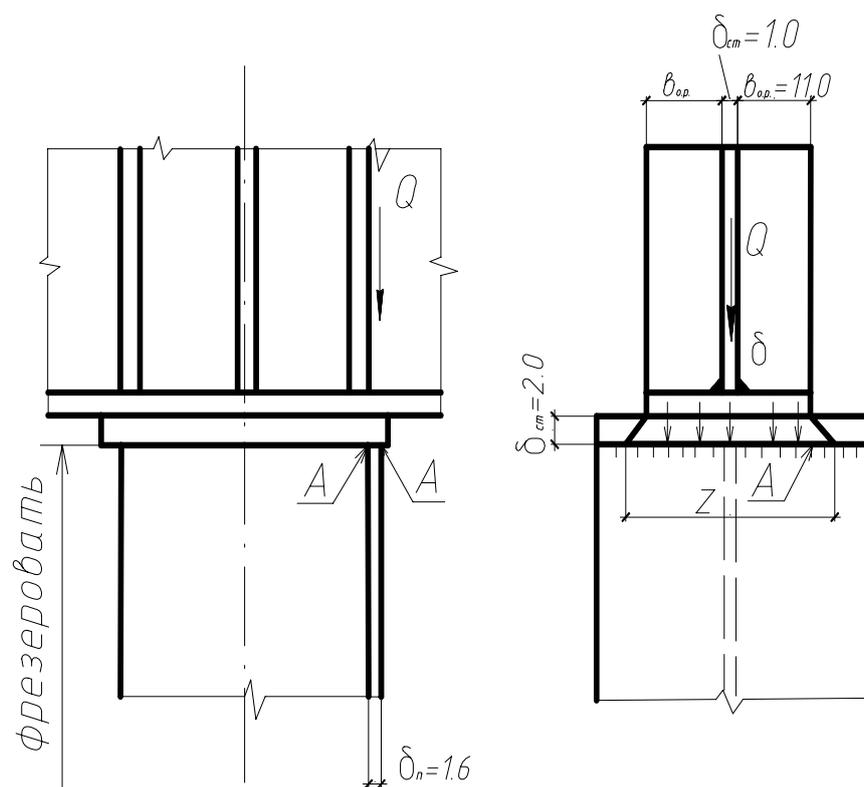


Рис. 8. Расчет опорного ребра

*Исходные данные:* по примеру 4.

Опорное давление одной балки  $Q = 700 \text{ кН}$ .

Проверяем торец полки на смятие по формуле (1):

$$\sigma = \frac{Q}{A_{\text{см}}} = \frac{Q}{\delta_{\text{п}} Z} = \frac{700}{1,6 \cdot 27} = 16,2 \text{ кН/см}^2 < R_p = 35,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$Z = 2b_{\text{оп}} + \delta_{\text{ст}} + 2\delta_{\text{ор}} = 2 \cdot 11 + 1 + 2 \cdot 2 = 27 \text{ см.}$$

Швы "А" прикрепления плиты оголовка к торцу колонны назначаем минимальной толщины  $K_f = 6 \text{ мм}$  (см. табл. П4) при  $\delta_{\text{ор}} = 20 \text{ мм}$ .

### Пример 7 (рис. 9)

*Исходные данные:* по примеру 4.

Суммарное давление балок  $N = 2Q = 1200 \text{ кН}$ .

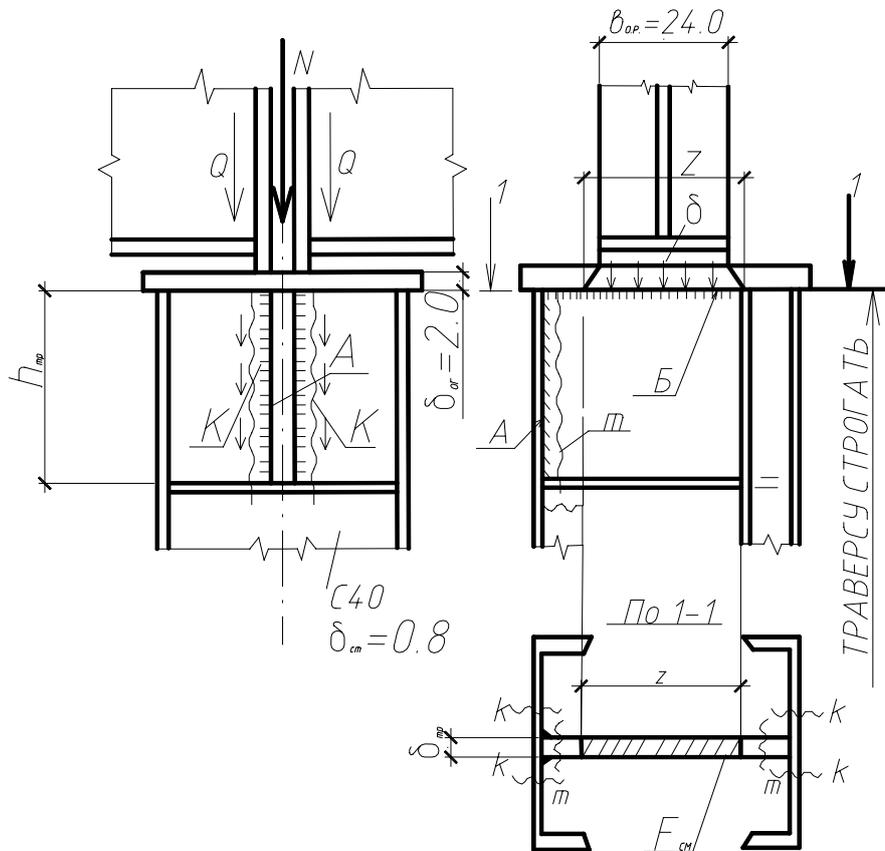


Рис. 9. Определение толщины траверсы

*Толщина траверсы. По формуле (2)*

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_p} = \frac{1200}{35,5} = 33,8 \text{ см}^2.$$

$$\delta_{\text{тр}}^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{Z} = \frac{33,8}{28} = 1,2 \text{ см};$$

$Z = b_{ор} + 2\delta_{ор} = 24 + 2 \cdot 2 = 28$  см; принимаем  $\delta_{тр} = 1,4$  см.

*Высота траверсы.* Из условия прочности швов “А” по формуле (4) определяем требуемую длину шва:

$$l_{\omega}^{тр\epsilonб} = \frac{N}{n \beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{1200}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 30,8 \text{ см, которая}$$

не должна превышать  $85\beta_f K_f = 46$  см (см. табл. П3);  $K_f = 0,6$  см;  $\beta_f = 0,9$  (сварка полуавтоматическая, см. табл. П3).

$$h_{тр}^{тр\epsilonб} = l_{\omega}^{тр\epsilonб} + 1,0 \text{ см} = 30,8 + 1,0 = 31,8 \text{ см, принимаем } h_{тр} = 35 \text{ см.}$$

Касательные напряжения в траверсе по плоскостям среза “m”:

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{2\delta_{тр} h_{тр}} = \frac{1200}{2 \cdot 1,4 \cdot 35} = 12,2 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13,0 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения в стенках швеллеров по плоскостям “К”

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{4\delta_{тр} h_{тр}} = \frac{1200}{4 \cdot 0,8 \cdot 35} = 10,7 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13,0 \text{ кН/см}^2.$$

Поскольку торец траверсы пристроган, прочность швов “Б” прикрепления плиты оголовка проверять не нужно, принимаем  $K_f = 6$  мм (см. табл. П4) при  $\delta_{ор} = 20$  мм.

### Пример 8 (рис. 10)

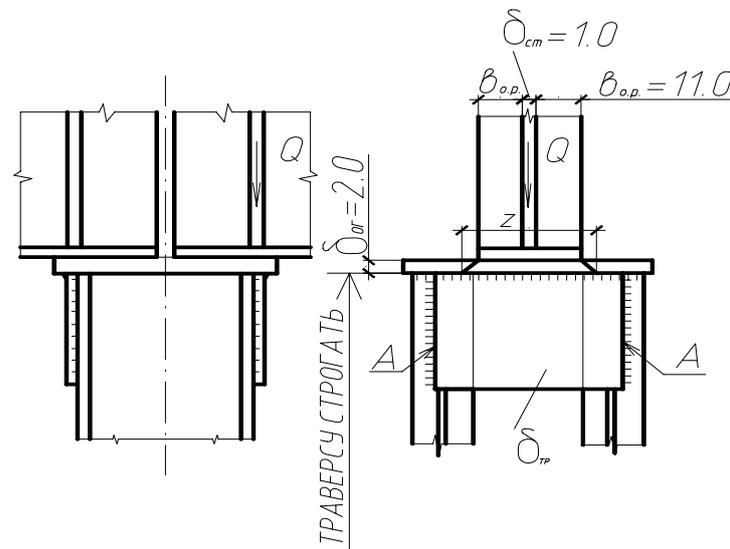


Рис. 10. Расчет траверсы

*Исходные данные:* по примеру 4.

Опорное давление балки  $Q = 1100$  кН.

Толщина траверсы. По формуле (2)

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{Q}{R_p} = \frac{1100}{35,5} = 31 \text{ см}^2.$$

$$\delta_{\text{тр}}^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{Z} = \frac{31}{29} = 1,06 \text{ см}^2;$$

$Z = 2b_{\text{ор}} + \delta_{\text{ст}} + 2\delta_{\text{ор}} = 2 \cdot 12 + 1 + 2 \cdot 2 = 29 \text{ см}$ ; принимаем  $\delta_{\text{тр}} = 1,2 \text{ см}$ .

Высота траверсы. Из условия прочности швов “А” по формуле (4) определяем требуемую длину шва:

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{Q}{n\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{1100}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 56,5 \text{ см};$$

$K_f = 0,6 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,9$  (сварка полуавтоматическая, см. табл. ПЗ);

$l_{\omega}^{\text{треб}} > 85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см}$ , что не допускается для фланговых швов (прил. 2). Увеличиваем толщину шва:  $K_f = 0,8 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0,9$ .

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{1100}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18} = 42,5 \text{ см} \text{ и не превышает}$$

$85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}$ .

$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см} = 42,5 + 1,0 = 43,5 \text{ см}$ , принимаем  $h_{\text{тр}} = 45 \text{ см}$ .

Швы прикрепления плиты оголовка к траверсам и ветвям колонны назначаем минимальной толщины  $K_f = 6 \text{ мм}$  (см. табл. П4) при  $\delta_{\text{ор}} = 20 \text{ мм}$ .

#### 4. БАЗА ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

*Общие указания.* Требуемая площадь плиты базы определяется из условия прочности бетона фундамента при местном сжатии:

$$A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_{\phi}}, \quad (5)$$

где  $N$  – усилие в нижнем сечении колонны, распределяемое плитой базы;

$R_{\phi} = R_{\text{пр}} \gamma$  – расчетное сопротивление бетона при местном сжатии;  
 $R_{\text{пр}}$  – призмочная прочность бетона;

$\gamma = \sqrt[3]{\frac{A_{\phi}}{A_{\text{пл}}}}$  – коэффициент повышения прочности бетона при

местном сжатии на площади  $A_{\text{пл}} < A_{\phi}$  ( $A_{\phi}$  – площадь фундамента по его верхнему обрезу), рекомендуется принимать  $\gamma = 1,2 \dots 1,5$ .

Размеры плиты базы  $B, L$  в плане устанавливаются исходя из  $A_{\text{пл}}^{\text{треб}}$  и конструктивных ограничений (рис. 11); минимальный размер свеса плиты  $C$ , закрепляемого анкерными болтами М24...М30, принимается равным 80...90 мм.

Толщина плиты определяется из условия ее сопротивления изгибу

$$\delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6 M_{\text{макс}}}{R_y}}, \quad (6)$$

где  $M_{\text{макс}}$  – наибольший изгибающий момент в плите (на 1 см ширины) от распределенного реактивного давления фундамента  $\sigma_{\phi}$ , зависящий от условий опирания плиты на торец колонны и элементы базы (траверсы, ребра).

Прикрепление траверс и ребер к стержню колонны рассчитывается на усилия, передаваемые с соответствующей грузовой площади плиты; при совместном действии на прикрепление сдвигающих усилий и моментов прочность угловых швов проверяется по результирующим касательным напряжениям, прочность стыковых швов – по приведенным напряжениям.

Прикрепление стержня колонны, траверс, ребер к плите базы угловыми швами проверяется на прочность при условном срезе. В базах с фрезерованным торцом такая проверка не требуется.

Прочность траверс и ребер проверяется условным расчетом на поперечный изгиб без учета их совместной работы с плитой базы.

### Пример 9

*Исходные данные:*

$N = 1980$  кН;

материал колонны – сталь марки 18кп (см. пример 4),

материал фундамента – бетон марки М100;  
 $R_{пр} = 4,5 \text{ МПа} = 0,45 \text{ кН/см}^2$ .

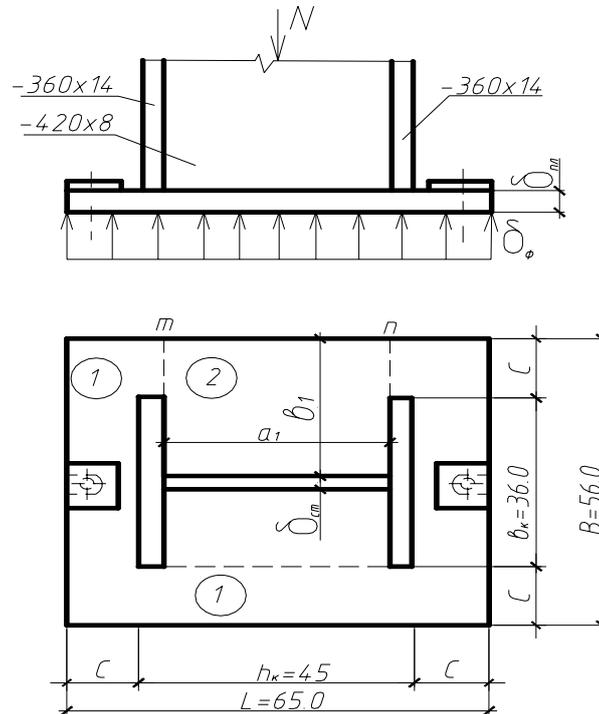


Рис. 11. Расчет базы  
 центрально-сжатой колонны

Размер плиты в плане. По формуле (5)

$$A_{пл}^{треб} = \frac{N}{R_{\phi}} = \frac{1980}{0,58} = 3420 \text{ см}^2;$$

$$R_{\phi} = R_{пр} \gamma = 0,45 \cdot 1,3 = 0,58 \text{ кН/см}^2;$$

$R_{пр}$  – по прил. 3,  $\gamma = 1,3$ .

По условиям работы свесов плиты рационален одинаковый вылет  $C$ :

$$C \approx \frac{1}{2} \left( \sqrt{A_{пл}^{треб}} - \frac{b_k + h_k}{2} \right) = \frac{1}{2} \left( \sqrt{3420} - \frac{36 + 45}{2} \right) = 9,0 \text{ см,}$$

принимая  $C = 10 \text{ см}$ . Тогда  $B = b_k + 2C = 36 + 2 \cdot 10 = 56 \text{ см}$ ;  $L = 45 + 2 \cdot 10 = 65 \text{ см}$ .

$$A_{пл}^{факт} = B \cdot L = 56 \cdot 65 = 3640 \text{ см}^2 > A_{пл}^{треб}.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{пл}^{факт}} = \frac{1980}{3640} = 0,54 \text{ кН/см}^2 < R_{\phi} = 0,58 \text{ кН/см}^2.$$

*Толщина плиты.* Находим величину изгибающих моментов:

1) в заземлении консольного свеса плиты, участок 1 (рис. 12):

$$M_k = \frac{\sigma_{\phi} C^2}{2} = \frac{0,54 \cdot 10^2}{2} = 27 \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см};$$

2) ввиду сложности граничных условий участка 2 (см. рис. 12) рассматриваем его условно как опертый по трем сторонам и свободный по стороне *mn*:

$$b_1 \frac{B - \delta_{\text{ст}}}{2} = \frac{56 - 0,8}{2} = 27,6 \text{ см}, \quad a_1 = 42,0 \text{ см};$$

$$b_1/a_1 = 0,66;$$

для схемы 1 прил. 3, п. 2б:

$$M_y = \beta_y \sigma_{\phi} a_1^2 = 0,081 \cdot 0,54 \cdot 42,0^2 = 77 \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см},$$

где  $\beta_y = 0,081$  (табл. П6) при  $b_1/a_1 = 0,66$ .

$$M_{\text{макс}} = 77 \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см}; \quad \delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6 M_{\text{макс}}}{R_y}}.$$

Для плиты из стали 18кп толщина получается больше 40 мм. Правка такой плиты затруднена, а решение с фрезерованным торцом требует увеличения толщины исходного листа на припуск при обработке.

Принимаем для плиты сталь 10Г2С1 по ГОСТ 19282-73 при  $\delta = 33 \dots 60$  мм;  $R_y = 310$  МПа =  $31,0$  кН/см<sup>2</sup>, тогда

$$\delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 77}{31}} = 3,9 \text{ см}, \text{ принимаем } \delta_{\text{пл}} = 4 \text{ см}.$$

*Прикрепление стержня колонны к плите угловыми швами.* По табл. П4 при  $\delta_{\text{пл}} = 40$  мм  $K_f = 8$  мм. Проверка прочности швов необходима, если торец колонны и плита не фрезеруются.

$$\tau = \frac{N}{\beta_f K_f \sum l_{\omega}} = \frac{1980}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 217,4} = 12,9 \text{ кН}/\text{см}^2 < R_{\omega f} = 18,0 \text{ кН}/\text{см}^2;$$

$\beta_f = 0,9$  для полуавтоматической сварки (см. табл. П3);

$$\begin{aligned} \Sigma l_{\omega} &= 2(b_k - 1,0 \text{ см}) + 4 \left( \frac{b_k - \delta_{\text{ст}}}{2} - 1,0 \text{ см} \right) + 2(a_1 - 1 \text{ см}) = \\ &= (36 - 1,0) + \left( \frac{36 - 0,8}{2} - 1,0 \right) + 2(42 - 1,0) = 217,4 \text{ см}. \end{aligned}$$

## Пример 10

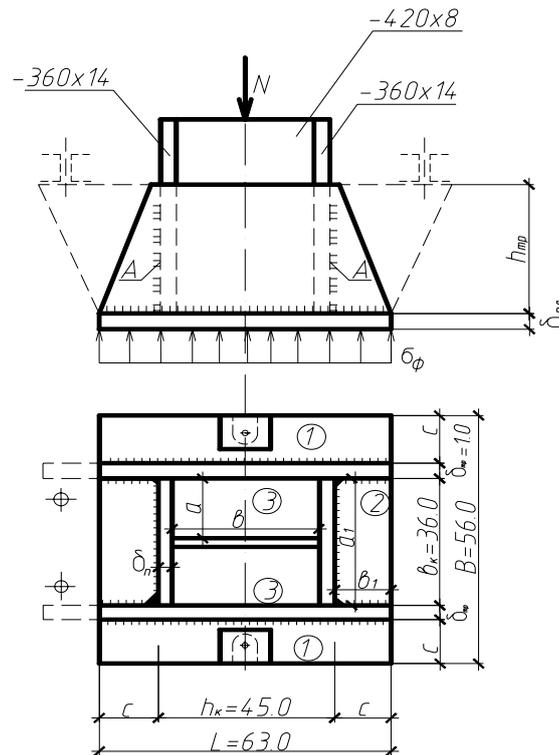


Рис. 12. Расчет базы колонны

*Исходные данные:* по примеру 9.

На рис. 12 пунктиром показан вариант базы для жесткого защемления колонны в фундаменте.

*Размеры плиты в плане.* По примеру 9  $R_{\phi} = 0,58 \text{ кН/см}^2$ ,  $A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = 3420 \text{ см}^2$ .

Вылет  $C$  для участков 1 и 2 (см. рис. 12) принимаем одинаковым:

$$C \approx \frac{1}{2} \left( \sqrt{A_{\text{пл}}^{\text{треб}}} - \frac{b_{\text{к}} + h_{\text{к}}}{2} - \delta_{\text{тp}} \right) = \frac{1}{2} \left( \sqrt{3420} - \frac{36 + 45}{2} - 1,0 \right) = 8,5 \text{ см.}$$

Назначаем  $C = 9 \text{ см}$ .

$$\text{Тогда } B = b_{\text{к}} + 2 \delta_{\text{тp}} + 2 C = 36 + 21,0 + 18,0 = 75 \text{ см};$$

$$L = 45 + 18,0 = 63 \text{ см.}$$

$$A_{\text{пл}}^{\text{факт}} = BL = 75 \cdot 63 = 4725 \text{ см}^2 > A_{\text{пл}}^{\text{треб}}.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{\text{пл}}^{\text{факт}}} = \frac{190}{4725} = 0,04 \text{ кН/см}^2.$$

Толщина плиты. Находим величину изгибающих моментов:

1) в защемлении консольного свеса плиты, участок 1 (см. рис. 12):

$$M_k = \frac{\sigma_\phi C^2}{2} = \frac{0,56 \cdot 9^2}{2} = 22,7 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

2) участок 2 (см. рис. 12) с соотношением  $\frac{b_1}{a_1} = \frac{9,0}{36,0} = 0,25 < 0,5$

рассматриваем как консольный свес (примеч. к табл. П6), в этом случае  $M_k = 22,7 \text{ кН}\cdot\text{см/см}$ ;

3) размеры участка 3 (см. рис. 12) при плотном контакте плиты с торцом стенки колонны (фрезерованные поверхности):

$$a = \frac{b_k - \delta_{ст}}{2} = 17,6 \text{ см};$$

$b = h_k - 2 \delta_\pi = 42,2 \text{ см}$ ;  $b/a = 42,2/17,6 = 2,4 > 2$ ; определяем изгибающий момент в плите как для балочной пластинки (прил. 3, п. 2а) или, более точно, с учетом разгружающего влияния консольных свесов (прил. 3, п. 3):

$$M_{оп} = \frac{\sigma_\phi a^2}{8} - \frac{M_k}{3} = \frac{0,56 \cdot 17,6^2}{8} - \frac{22,7}{3} = 14,1 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

$$M_{\max} = M_k = 22,7 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

$$\delta_{пл}^{тр} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = \frac{6 \cdot 22,7}{31} = 2,1 \text{ см}.$$

Принимаем  $\delta_{пл} = 2,2 \text{ см}$ .

Если плотный контакт плиты с торцом стенки колонны не обеспечен и стенка не приварена к плите (по условиям технологичности сборки и сварки базы колонны), то размеры участка 3 принимаются как для плиты, шарнирно опертой по четырем сторонам (см. прил. 3, п. 2а):  $b/a = 36/42,2 = 1,17$ .

$M_y = \alpha_y \delta_\phi a^2 = 0,061 \cdot 0,56 \cdot 36^2 = 44,3 \text{ кН}\cdot\text{см/см}$ ,  
где  $\alpha_y = 0,061$  (табл. П5) при  $b/a = 1,17$ .

С учетом разгружающего влияния моментов от консольных свесов (прил. 3, п. 4):

$$M_y^* = M_y - (\alpha_{yy} M_y^k + \alpha_{yx} M_x^k), \quad M_y^k = M_x^k = M_k = 22,7 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

$$M_y^* = 44,3 - (0,37 \cdot 22,7 + 0,35 \cdot 22,7) = 28,0 \text{ кН}\cdot\text{см/м},$$

где  $\alpha_{yy} = 0,37$ ;  $\alpha_{yx} = 0,35$  (табл. П7) при  $b / a = 1,17$ .

$$M_{\text{макс}} = M_y^*; \delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 28}{31,0}} = 2,3 \text{ см. Принимаем } \delta_{\text{пл}} = 2,5 \text{ см.}$$

*Высота траверсы (рис. 13).* Из условия сопротивления срезу швов прикрепления траверсы к полкам колонны (швы "А"):

$$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см},$$

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{тр}}}{2\beta_f K_f R_{\omega f}} \text{ должна быть не более } 85 \beta_f K_f \text{ (см. прил. 2).}$$

$N_{\text{тр}} = \sigma_{\phi} A_{\text{тр}}$ , где  $A_{\text{тр}}$  – грузовая площадь, с которой собирается реактивное давление фундамента  $\sigma_{\phi}$  на одну траверсу (с учетом опирания плиты и на траверсы, и на торец колонны).

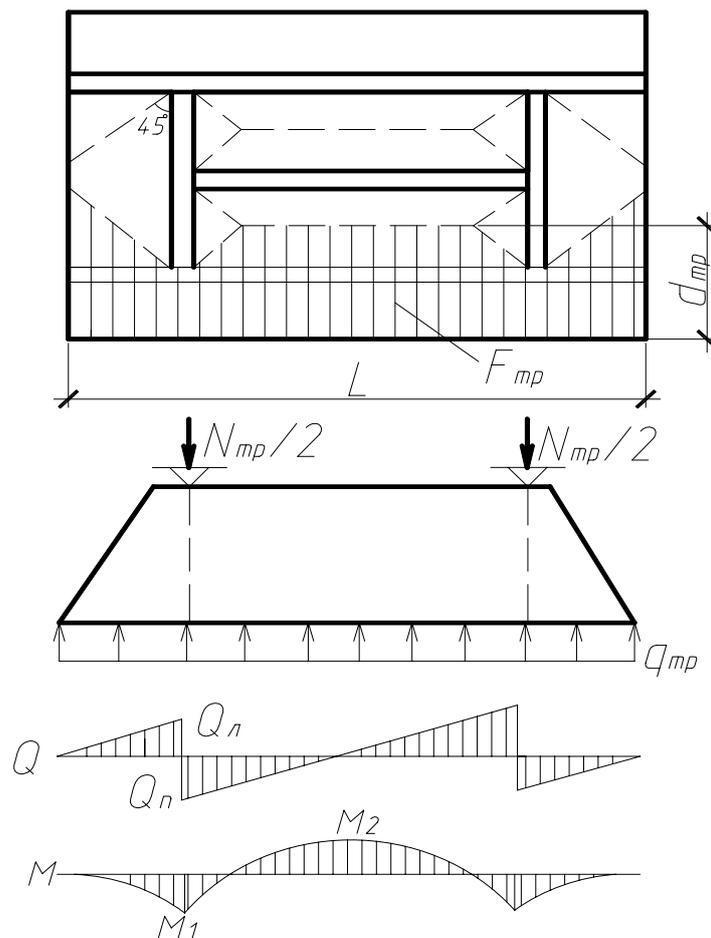


Рис. 13. Расчет траверсы

$$A_{\text{тр}} \cong d_{\text{тр}} L = \left( C + \delta_{\text{тр}} + \frac{b_{\text{к}} - \delta_{\text{ст}}}{2 \cdot 2} \right) L =$$

$$= \left( 9 + 1 + \frac{36 - 0,8}{2 \cdot 2} \right) 63 = 18,8 \cdot 63 = 1183 \text{ см}^2;$$

$$N_{\text{тр}} = 0,56 \cdot 1183 = 663 \text{ кН.}$$

При  $\delta_{\text{тр}} = 10 \text{ мм}$   $K_{f\text{max}} = 12 \text{ мм}$ ; при  $\delta_{\text{п}} = 14 \text{ мм}$  и полуавтоматической сварке  $K_{f\text{min}} = 5 \text{ мм}$ ; принимаем  $K_f = 6 \text{ мм}$ ,  $\beta_f = 0,9$  (см. прил. 2).

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{663}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 34,2 \text{ см и не превышает } 85 \beta_f K_f = 46 \text{ см.}$$

$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = 34,2 + 1,0 = 35 \text{ см}$ ; принимаем  $h_{\text{тр}} = 36 \text{ см}$ . В запас до-

пускается принимать  $N_{\text{тр}} = \frac{N}{2}$  и  $l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N}{2 \cdot 2 \beta_f K_f R_{\omega f}}$ .

*Прочность траверсы.* Интенсивность линейной нагрузки на траверсу

$$q_{\text{тр}} = \sigma_{\text{ф}} d_{\text{тр}} = 0,56 \cdot 18,8 = 10,5 \text{ кН/см.}$$

Проверяем прочность опорного сечения траверсы:

$$Q_{\text{л}} = q_{\text{тр}} C = 10,5 \cdot 9 = 94 \text{ кН};$$

$$|Q_{\text{п}}| = \left| \frac{N_{\text{тр}}}{2} - Q_{\text{л}} \right| = \frac{667}{2} - 94 = 239 \text{ кН} > Q_{\text{л}};$$

$$M_1 = \frac{q_{\text{тр}} C^2}{2} = \frac{10,5 \cdot 9^2}{2} = 425 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{\delta_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2}{6} = \frac{1,0 \cdot 36^2}{6} = 216 \text{ см}^3;$$

$$\tau = \frac{|Q_{\text{п}}|}{\delta_{\text{тр}} h_{\text{тр}}} = \frac{236}{1,0 \cdot 36} = 6,7 \text{ кН/см}^2 \leq R_s;$$

$$\sigma = \frac{M_1}{W_{\text{тр}}} = \frac{425}{216} = 2 \text{ кН/см}^2 \leq R_y;$$

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{2^2 + 3 \cdot 6,7^2} = 11,8 \text{ кН/см}^2 \leq R_y.$$

Проверяем прочность пролетного сечения траверсы:  $Q=0$ ;

$$M_2 = \frac{q_{\text{тр}}(L-2C)^2}{8} - M_1 = \frac{10,5(63-2 \cdot 9)^2}{8} - 425 = 2235 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

$$\sigma = \frac{M_2}{W_{\text{тр}}} = \frac{2235}{216} = 10,4 \text{ кН/см}^2 < R_y.$$

Швы прикрепления траверс и стержня колонны к плите. Прочность швов при условном срезе проверяется, если торец колонны и плита не фрезеруются.

При  $\delta_{\text{пл}} = 28 \dots 30$  мм и полуавтоматической сварке  $K_{f \text{ min}} = 7$  мм (см. прил. 2); принимаем  $K_f = 8$  мм,  $\beta_f = 0,9$ .

$$\tau_{\omega} = \frac{N}{\beta_f K_f \Sigma l_{\omega}} = \frac{1980}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 226} = 12,5 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2;$$

$$\Sigma l_{\omega} = 2(L - 1,0 \text{ см}) + 4(C - 1,0 \text{ см}) + 2(b_k - 1,0 \text{ см}) = 2(63 - 1) + 4(9 - 1) + 2(36 - 1) = 226 \text{ см}.$$

### Пример 11 (рис. 14)

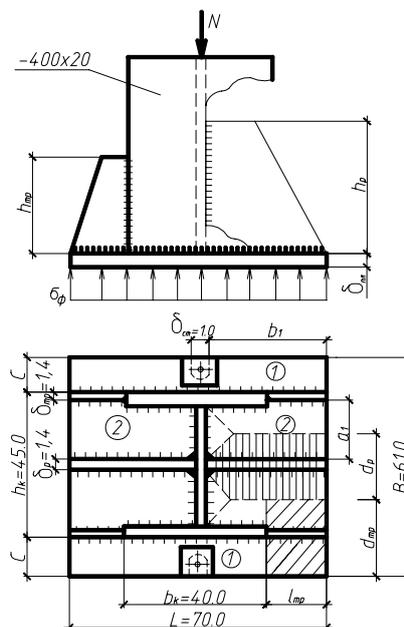


Рис. 14. Расчет опорной плиты базы

*Исходные данные:*

$N = 3500$  кН, материал колонны – сталь марки 18кп, материал фундамента – бетон марки М150. Конструкция базы не приспособлена к фрезерованию торца ввиду малой боковой жесткости ребер и траверс.

Размеры плиты в плане. По формуле (5)

$$A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_{\phi}} = \frac{3500}{0,84} = 4160 \text{ см}^2;$$

$$R_{\phi} = R_{\text{пр}} \gamma = 0,7 \cdot 1,2 = 0,84 \text{ кН/см}^2; R_{\text{пр}} - \text{ по прил. 3; } \gamma = 1,2.$$

По условиям размещения анкерных болтов М24 принимаем  $C = 8 \text{ см}$ .

$$B = h_{\text{к}} + 2 C = 45 + 2 \cdot 8 = 61 \text{ см}.$$

$$L_{\text{треб}} = \frac{A_{\text{пл}}^{\text{треб}}}{B} = \frac{4160}{61} = 68,2 \text{ см, принимаем } L=70 \text{ см}.$$

$$A_{\text{пл}}^{\text{факт}} = 61 \cdot 70 = 4270 \text{ см}^2 \geq A_{\text{пл}}^{\text{треб}}.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{\text{пл}}^{\text{факт}}} = \frac{3500}{4270} = 0,82 \text{ кН/см}^2 \leq R_{\phi}.$$

Толщина плиты. Находим величину изгибающих моментов:

1) в защемлении консольного свеса плиты, участок 1 (см. рис. 14):

$$M_{\text{к}} = \frac{\sigma_{\phi} C^2}{2} = \frac{0,82 \cdot 8^2}{2} = 26,2 \text{ кН} \cdot \text{см/см};$$

2) участок 2 (см. рис. 14), опертый по трем сторонам, имеет размеры:

$$b_1 = \frac{L - \delta_{\text{ст}}}{2} = \frac{70 - 1,0}{2} = 34,5 \text{ см};$$

$$a_1 = \frac{h_{\text{к}}}{2} - \delta_{\text{тр}} - \frac{\delta_{\text{р}}}{2} = \frac{45}{2} - 1,4 - \frac{1,4}{2} = 20,4 \text{ см}.$$

Так как  $b_1 / a_1 = 1,7 > 1,5$  (см. примеч. к табл. Пб), рассматриваем этот участок как балочную пластинку и учитываем разгружающее влияние консольных свесов по схеме п. 3 прил. 3.

$$M_{\text{оп}} = \frac{\sigma_{\phi} a_1^2}{8} - \frac{M_{\text{к}}}{2} = \frac{0,82 \cdot 20,4^2}{8} - \frac{26,2}{2} = 42,6 - 13,1 = 29,5 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

$$\delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 29,5}{31,0}} = 2,4 \text{ см, принимаем } \delta_{\text{пл}} = 25 \text{ мм (прил. 4)}.$$

Прикрепление траверсы к полке колонны стыковым швом  
(рис. 15). Принимаем  $h_{тр} \approx 2 l_{тр} = 2 \cdot 15 = 30$  см,  $\delta_{тр} = 1,4$  см,

$$l_{тр} = \frac{L - b_k}{2} = \frac{70 - 40}{2} = 15 \text{ см.}$$

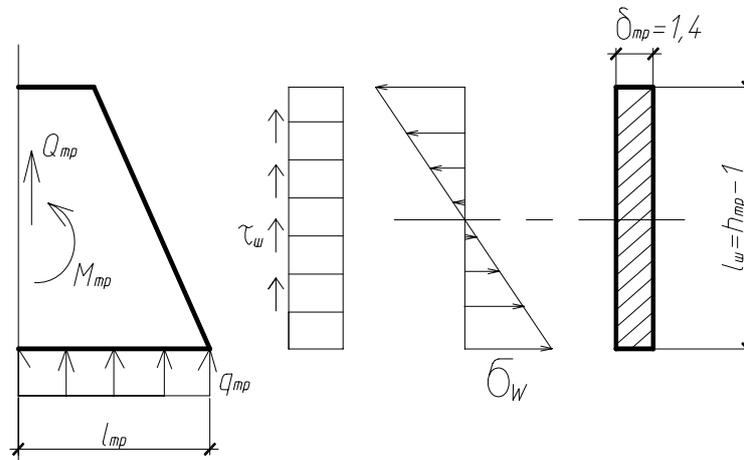


Рис. 15. Расчет прикрепления траверсы

Геометрические характеристики стыкового шва определяются по сечению прикрепляемой траверсы ( $l_w = h_{тр} - 2 \delta_{тр}$ ;  $\delta_w = \delta_{тр}$ ):

$$A_w = \delta_w l_w = 1,4 (30 - 2 \cdot 1,4) = 38,1 \text{ см}^2;$$

$$W_w = \frac{\delta_w l_w^2}{6} = \frac{1,4 (30 - 2 \cdot 1,4)^2}{6} = 173 \text{ см}^3.$$

Нагрузка на траверсу собирается с грузовой площади шириной

$$d_{тр} = C + \delta_{тр} + \frac{a_1}{2} = 8 + 1,4 + \frac{9,8}{2} = 19,6 \text{ см};$$

$$q_{тр} = \sigma_{ф} d_{тр} = 0,82 \cdot 19,6 = 16,1 \text{ кН/см};$$

$$Q_{тр} = q_{тр} l_{тр} = 16,1 \cdot 15 = 242 \text{ кН};$$

$$M_{тр} = \frac{q_{тр} l_{тр}^2}{2} = \frac{16,1 \cdot 15^2}{2} = 1810 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$\tau_w = \frac{Q_{тр}}{A_w} = \frac{242}{38,1} = 6,3 \text{ кН/см}^2 < R_{ws} = R_s = 13 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_w = \frac{M_{тр}}{W_w} = \frac{1810}{173} = 10,4 \text{ кН/см}^2 \leq R_{wy} = 0,85 R_y = 0,85 \cdot 22 = 18,7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_{\omega}^2 + 3\tau_{\omega}^2} = \sqrt{10,4^2 + 3 \cdot 6,3^2} = 15 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega y}.$$

Прочность шва обеспечена. Сечение самой траверсы в месте прикрепления не проверяем, так как  $R_y > R_{\omega y}$ .

*Прикрепление ребра к стенке колонны угловыми швами (рис. 16).*

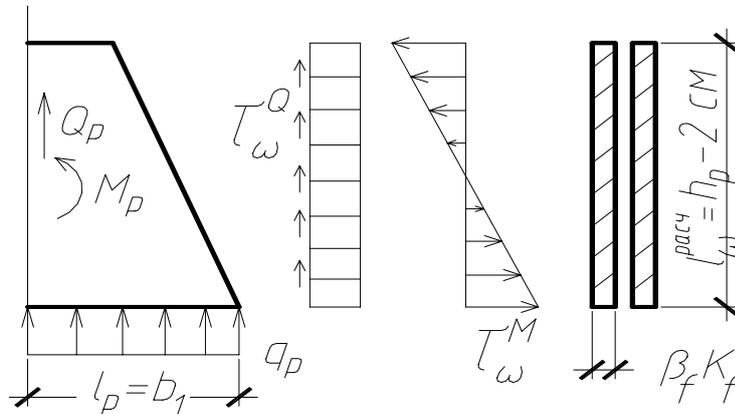


Рис. 16. Расчет прикрепления ребра

Принимаем  $h_p \cong 1,5 l_p = 1,5 \cdot 34,5 = 52 \text{ см}$ ;  $\delta_p = 1,4 \text{ см}$ ;  $l_p = b_1 = 34,5 \text{ см}$ .

*Геометрические характеристики швов.* При  $\delta_{\text{ст}} = 10 \text{ мм}$   $K_{f\text{max}} = 12 \text{ мм}$ ; при  $\delta_p = 14 \text{ мм}$   $K_{f\text{min}} = 5 \text{ мм}$ . Принимаем  $K_f = 8 \text{ мм}$ , сварка полуавтоматическая,  $\beta_f = 0,9$  (см. прил. 2),

$l_{\omega} = 50,4 \text{ см}$ ;  $A_{\omega} = 2\beta_f K_f l_{\omega} = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 50,4 = 72,5 \text{ см}$ ;

$$W_{\omega} = \frac{2\beta_f K_f l_{\omega}^2}{6} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 50,4^2}{6} = 608 \text{ см}^3.$$

Нагрузка на ребро собирается с грузовой площади шириной  $d_p = \delta_p + a_1 = 1,4 + 20,4 = 21,8 \text{ см}$ ;  $q_p = \sigma_{\phi} d_p = 0,82 \cdot 21,8 = 17 \text{ кН/см}$ .

$Q_p = q_p l_p = 17,9 \cdot 34,5 = 617 \text{ кН}$ ;

$$M_p = \frac{q_p l_p^2}{2} = \frac{17,9 \cdot 34,5^2}{2} = 10650 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Проверка прочности швов проводится по результирующему касательному напряжению:

$$\tau_{\omega}^Q = \frac{Q_p}{A_{\omega}} = \frac{617}{72,5} = 8,5 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_{\omega}^M = \frac{M_p}{W_{\omega}} = \frac{10650}{608} = 17,5 \text{ кН/см}^2;$$

$\sqrt{(\tau_{\omega}^Q)^2 + (\tau_{\omega}^M)^2} = \sqrt{8,5^2 + 17,5^2} = 19,5 \text{ кН/см}^2 > R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2$  – прочность не обеспечена.

Для снижения напряжений целесообразно увеличить  $l_{\omega}$ . Принимаем  $h_p = 56$  см, тогда  $l_{\omega} = 56 - 1 = 55$  см.

$$\tau_{\omega}^Q = 8,5 \cdot \frac{50,4}{55} = 7,9 \text{ кН/см}^2; \tau_{\omega}^M = 17,5 \cdot \frac{50,4^2}{55^2} = 15,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sqrt{7,9^2 + 15,1^2} = 17 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f}.$$

Проверка прочности ребра.  $A_p = \delta_p h_p = 1,4 \cdot 5,6 = 78,3 \text{ см}^2;$

$$W_p = \frac{\delta_p h_p^2}{6} = \frac{1,4 \cdot 56^2}{6} = 730 \text{ см}^3;$$

$$\tau = \frac{Q_p}{A_p} = \frac{617}{78,3} = 7,9 \text{ кН/см}^2 < R_s; \sigma = \frac{M_p}{W_p} = \frac{10650}{730} = 14,6 \text{ кН/см}^2 < R_y;$$

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{14,6^2 + 3 \cdot 7,9^2} = 20 \text{ кН/см}^2 < R_y.$$

Швы прикрепления траверс, ребер и стержня колонны к плите. При  $\delta_{\text{пл}} = 32$  мм и полуавтоматической сварке  $K_{f \text{ min}} = 7$  мм (см. прил. 2), принимаем  $K_f = 8$  мм,  $\beta_f = 0,9$ .

Проведем общую проверку всех швов при условном срезе:

$$\tau_{\omega} = \frac{N}{\beta_f K_f \Sigma l_{\omega}} = \frac{3500}{0,9 \cdot 0,8 \cdot 406} = 12 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f};$$

$$\Sigma l_{\omega} = 2(L - 1,0) + 8(b_1 - 1,0) = 2(70 - 1) + 8(34,5 - 1) = 406 \text{ см.}$$

### Пример 12 (рис. 17)

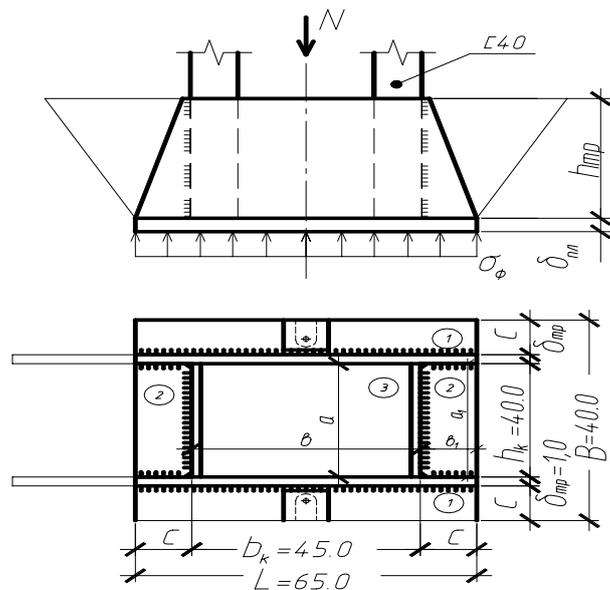


Рис. 17. Расчет плиты базы двухветвевой колонны

*Исходные данные:*

$N = 2340$  кН; материал колонны – сталь марки 18кп, материал фундамента – бетон марки М100. Торец колонны, траверсы, плита не фрезерованы.

*Размеры плиты в плане.* По формуле (5)

$$A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_{\phi}} = \frac{2340}{0,58} = 4030 \text{ см}^2;$$

$R_{\phi} = R_{\text{пр}} \gamma = 0,45 \cdot 1,3 = 0,58$  кН/см<sup>2</sup>;  $R_{\text{пр}}$  – по прил. 3;  $\gamma = 1,3$ .

Вылет  $C$  для участков 1, 2 (см. рис. 17) принимаем одинаковым:

$$C = \frac{1}{2} \left( \sqrt{A_{\text{пл}}^{\text{треб}}} - \frac{b_{\text{к}} + h_{\text{к}}}{2} - \delta_{\text{тр}} \right) = \frac{1}{2} \left( \sqrt{4030} - \frac{45 + 40}{2} - 1,0 \right) = 10 \text{ см.}$$

$$B = h_{\text{к}} + 2 \delta_{\text{тр}} + 2 C = 40 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 10 = 62 \text{ см;}$$

$$L = b_{\text{к}} + 2 C = 45 + 2 \cdot 10 = 65 \text{ см;}$$

$$A_{\text{пл}}^{\text{факт}} = 62 \cdot 65 = 4030 \text{ см}^2 = A_{\text{пл}}^{\text{треб}}.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{\text{пл}}^{\text{факт}}} = \frac{2340}{4030} = 0,58 \text{ кН/см}^2 = R_{\phi}.$$

*Толщина плиты.* Находим величину изгибающих моментов:

1) для участка 1 (см. рис. 17) в защемлении консольного свеса:

$$M_{\text{к}} = \frac{\sigma_{\phi} C^2}{2} = \frac{0,58 \cdot 10^2}{2} = 29 \text{ кН} \cdot \text{см/см;}$$

2) участок 2 (см. рис. 17) с отношением  $b_1 / a_1 = \frac{10}{40} = 0,25 < 0,5$  ра-

ботает как консольный свес (см. примеч. к табл. П6) с вылетом  $C$ ,  $M_{\text{к}} = 29$  кН·см/см;

3) для участка 3 (см. рис. 17), шарнирно опертого по четырем сторонам,  $a = h_{\text{к}} = 40$  см;

$$b = b_{\text{к}} = 45 \text{ см; } b / a = \frac{45}{40} = 1,12;$$

$$M_{\text{y}} = \alpha_{\text{y}} \delta_{\phi} a^2 = 0,057 \cdot 0,58 \cdot 40^2 = 52,9 \text{ кН} \cdot \text{см/см;}$$

$\alpha_{\text{y}} = 0,057$  (табл. П5) при  $b / a = 1,12$ .

Определяем толщину плиты с учетом разгружающего влияния распределенных по контуру моментов от консольных свесов

(прил. 3, п. 4):

$$M_y^* = M_y - (\alpha_{yy} M_y^K + \alpha_{yx} M_x^K),$$

$$M_y^K = M_x^K = M_K = 29 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

$\alpha_{yy} = 0,34$ ;  $\alpha_{yx} = 0,36$  (табл. П7) при  $b/a = 1,12$ .

$$M_y^* = 52,9 - (0,34 \cdot 29 + 0,36 \cdot 29) = 32,6 \text{ кН}\cdot\text{см/см}.$$

Для определения толщины плиты принимаем  $M_{\text{макс}} = M_y^* = 32,6 \text{ кН}\cdot\text{см/см}$ . Требуемая толщина плиты  $\delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{макс}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 32,6}{31}} = 2,5 \text{ см}$ , принимаем  $\delta_{\text{пл}} = 25 \text{ мм}$ .

Высота траверсы (рис. 18). По аналогии с примером 10

$$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 \text{ см}; \quad l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{тр}}}{2\beta_f K_f R_{\omega f}}; \quad N_{\text{тр}} = \sigma_{\phi} A_{\text{тр}}.$$

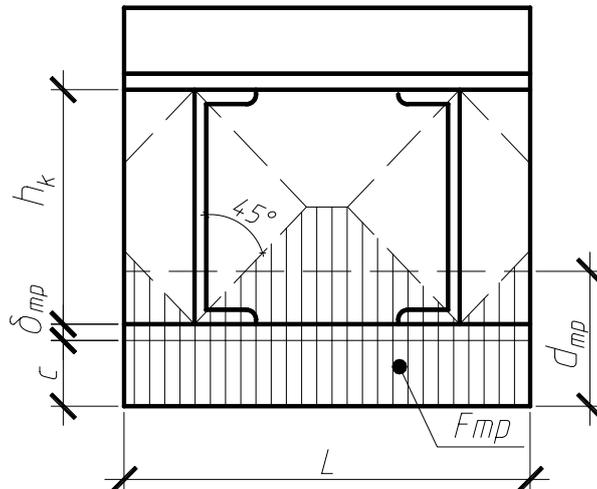


Рис. 18. Грузовая площадь траверсы

Грузовая площадь одной траверсы

$$A_{\text{тр}} \cong d_{\text{тр}} L = (C + \delta_{\text{тр}} + \frac{h_k}{4}) L = (10 + 1 + \frac{40}{4}) 65 = 1365 \text{ см}^2;$$

$$N_{\text{тр}} = 0,58 \cdot 1365 = 790 \text{ кН}.$$

При  $\delta_{\text{тр}} = 10 \text{ мм}$   $K_{f\text{max}} = 12 \text{ мм}$ ; при толщине полки швеллера № 40  $t = 13,5 \text{ мм}$  и полуавтоматической сварке  $K_{f\text{min}} = 5 \text{ мм}$ ; принимаем  $K_f =$

= 6 мм,  $\beta_f = 0,9$  (прил. 1).

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{790}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 20} = 36,6 \text{ см и не превышает } 85 \beta_f K_f = 46 \text{ см.}$$

$$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = 36,6 + 1,0 = 37,6 \text{ см; принимаем } h_{\text{тр}} = 38 \text{ см.}$$

Проверка прочности траверсы и швов прикрепления траверс и стержня колонны к плите выполняется аналогично примеру 10.

## 5. УЗЛЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

*Общие указания.* Прикрепление стержней решетки из парных и одиночных уголков к узловым фасонкам или непосредственно к поясам (в фермах с поясами из одиночных уголков или тавров) выполняется угловыми швами и рассчитывается на усилие  $N$ , действующее в прикрепляемом стержне (рис. 19).

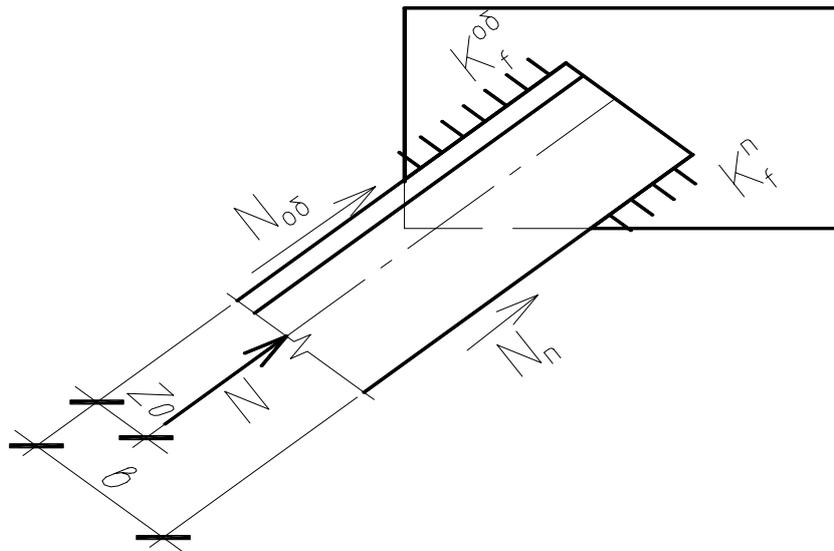


Рис. 19. Прикрепление стержней решетки из парных и одиночных уголков

Это усилие распределяется между швами по перу и обушку уголка:

$$N_{\text{п}} = \gamma N; N_{\text{об}} = (1 - \gamma) N, \text{ где } \gamma = \frac{Z_0}{b} \text{ приближенно принимается}$$

равной: 0,3 – для равнобоких уголков; 0,35 – для неравнобоких,

прикрепляемых узкой полкой. Задав толщину швов  $K_f^п$ ,  $K_f^{об}$ , определяют требуемую длину швов:

$$- \text{ по перу: } l_{\omega}^п = \frac{N_{п}}{n\beta_f K_f^п R_{\omega f}} + 1,0 \text{ см;}$$

$$- \text{ по обушку: } l_{\omega}^{об} = \frac{N_{об}}{n\beta_f K_f^{об} R_{\omega f}} + 1,0 \text{ см;}$$

где  $n = 1; 2$  – число уголков, образующих стержень решетки. Размеры швов должны удовлетворять требованиям, приведенным в прил. 2.

О прикреплении элементов решетки в фермах из круглых и прямоугольных труб см. [3], [4].

Расчет промежуточного узла с заводским стыком пояса и укрупнительного стыка фермы из парных уголков см. в примерах 13 – 15.

### **Пример 13**

Проведем расчет промежуточного узла фермы с заводским стыком верхнего пояса.

*Исходные данные:*

материал фермы – сталь марки 18пс, фасонки – 18Гпс, сечения и расчетные усилия в стержнях показаны на рис. 20, толщина фасонки  $\delta_{ф} = 1,4$  см; электроды типа Э42.

$$R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2; \quad R_s = 130 \text{ МПа} = 13 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{\omega f} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

*Сечение элементов стыка, проверка прочности стыка.* Стык пояса смещен в панель с меньшим усилием ( $N_1 < N_2$ ), при этом величина смещения такова, что усилия в раскосах не влияют на работу стыка (см. рис. 20).

Горизонтальные полки уголков пояса ( $\gamma$  Г 140×9) перекрываются на стыке двумя накладками, вертикальные полки – фасонкой.



$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{н}}}{2\beta_f K_f R_{\omega f}} + 1,0 = \frac{310,5}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} + 1 = 16 \text{ см.}$$

*Прикрепление пояса к фасонке слева от стыка.* Швы “Б” крепления вертикальных полок пояса к фасонке рассчитываем по предельному усилию  $N_{\phi} = A_{\phi} R_y = 25,2 \cdot 23 = 580$  кН. При  $K_f = 0,6$  см,  $\beta_f = 0,9$  требуемая длина шва

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{580}{4\beta_f K_f R_{\omega f}} + 1,0 = \frac{580}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} + 1 = 16 \text{ см.}$$

*Примечание.* Расчет швов “А” и “Б” может быть выполнен по расчетным усилиям  $N_{\text{н}} = A_{\text{н}} \sigma = 13,5 \cdot 15,25 = 20,7$  кН;  $N_{\phi} = A_{\phi} \sigma = 25,2 \cdot 15,25 = 386$  кН.

*Прочность фасонки.* При конструировании фасонки с учетом длины швов “Б” и швов прикрепления раскосов размер  $l_{\kappa-\kappa} = 28$  см  $> h_{\phi} = 18$  см, поэтому прочность фасонки по линии  $\kappa-\kappa$  обеспечена.

Дополнительно можно провести следующие расчеты.

1. При более точном расчете с включением всей фасонки в сечение стыка следует учесть эксцентриситет  $e$  усилия  $N$  относительно центра тяжести всего сечения стыка и проверить наибольшие краевые напряжения:

$$\sigma = \frac{N_1}{A_{\text{ст}}} + \frac{N_1 e}{W_{\text{ст}}} \leq R_y.$$

2. Проведем дополнительную проверку прочности фасонки по линии  $\kappa-m-n$  с учетом сопротивления сжатию на участке  $\kappa-m$  и срезу на участке  $m-n$ :

$$\delta_{\phi} l_{\kappa-m} R_y + \delta_{\phi} l_{m-n} R_s = 1,4 (14 + 2) 23 + 1,4 \cdot 15 \cdot 13 = 515,5 + 279 = 794 \text{ кН} > 529 \text{ кН.}$$

Проведем расчет крепления пояса к фасонке справа от стыка. Сдвигающее усилие на два шва “В”

$$N_{\text{об}} = (1 - \gamma)(N_2 - N_1) = (1 - 0,3) \cdot (992 - 796) = 137 \text{ кН.}$$

Сдвигающее усилие на два шва “Г” (рис. 21)

$$N_{\text{н}} = \gamma N_2 = 0,3 \cdot 992 = 297 \text{ кН.}$$

При  $K_f = 0,6$  см;  $\beta_f = 0,9$  включаем в расчет  $l_{\omega} = 85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46$  см (при фактической длине 60 см), тогда напряжение в более нагруженных швах “Г”

$$\tau = \frac{297}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 46} = 6,0 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f}.$$

Учитывая узловую (постоянную и снеговую) нагрузку, дополнительные напряжения в швах “В” и “Г”

$$\tau_{\omega}^P = \frac{P}{\beta_f K_f \Sigma l_{\omega}} = \frac{93,3}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 144} = 1,2 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Суммарная длина сварных швов } \Sigma l_{\omega} = 2 \left[ b_0 + \left( \frac{b_0}{2} + b_{\text{уг}} \right) + a \right] =$$

$$= 2(24 + 28 + 20) = 144 \text{ см,}$$

где  $b_0 = 24$  см – ширина опирания панелей кровли;

$$\frac{b_0}{2} + b_{\text{уг}} = 12 + 16 = 28 \text{ см – включаемая в расчет часть шва “Г”}$$

слева от центра узла;

$a = 20,0 - K_f = 19,4$  см  $< b_0/2 + b_{\text{уг}}$  – то же, справа от центра узла.

Результирующее напряжение

$$\sqrt{\tau_{\omega}^2 + (\tau_{\omega}^P)^2} = \sqrt{7,2^2 + 1,2^2} = 7,3 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f}.$$

### Пример 14

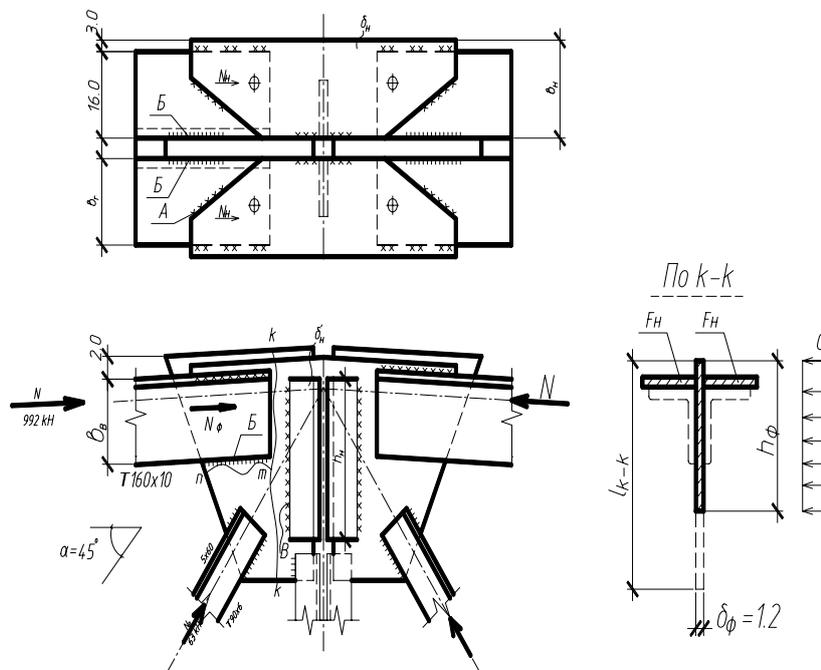


Рис. 21. Укрупнительный стык верхнего пояса фермы на монтажной сварке

*Исходные данные:*

материал фермы – см. пример 13; сечения и расчетные усилия в стержнях показаны на рис. 21; толщина фасонки  $\delta_{\phi} = 1,2$  см.

Как и в примере 13, размеры горизонтальных накладок и фасонки подбираем из условия их равнопрочности с перекрываемыми горизонтальными и вертикальными полками пояса ( $\gamma$  Г 160×10):

а)  $A_{\text{н}} = b_{\text{н}} \delta_{\text{уг}} \geq A_{\text{гп}} \cong b_{\text{г}} \delta_{\text{уг}} = 16 \cdot 1 = 16 \text{ см}^2$ ; принимаем  $b_{\text{н}} = 16 + 3 = 19$  см;

$$\delta_{\text{н}} = 0,9 \text{ см}; A_{\text{н}} = 19 \cdot 0,9 = 17,1 \text{ см}^2;$$

б)  $A_{\phi} = h_{\phi} \delta_{\phi} \geq 2 A_{\text{вп}} \cong 2 b_{\text{уг}} \delta_{\text{уг}} = 2 \cdot 16 \cdot 1 = 32 \text{ см}^2$ ; определяем минимальную высоту включаемого в расчет сечения фасонки

$$h_{\phi} = \frac{2 A_{\text{вп}}}{\delta_{\phi}} = \frac{32}{1,2} = 26,6 \text{ см}; \text{ при этом } A_{\phi} = 32 \text{ см}^2.$$

Прочность стыка с площадью сечения ( $2A_{\text{н}} + A_{\phi}$ ) проверяем в предположении центрального нагружения силой  $N_{\text{ст}} = N + N_{\text{р}} \cos \alpha$ . Прочность стыка при этом должна быть не менее  $N$ , если знаки усилий  $N$  и  $N_{\text{р}}$  различны:

$$N_{\text{ст}} = 992 + 63 \cos 46^{\circ} = 1040 \text{ кН};$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{ст}}}{2 A_{\text{н}} + A_{\phi}} = \frac{1040}{2 \cdot 17,1 + 32} = 15,8 \text{ кН/см}^2.$$

*Прикрепление пояса к горизонтальным накладкам.* Швы “А” прикрепления горизонтальной полки пояса к накладке рассчитываем по предельному усилию, воспринимаемому накладкой:

$N_{\text{н}} = A_{\text{н}} R_y = 17,1 \cdot 23,0 = 393,3$  кН. При  $K_f = 0,6$  см,  $\beta_f = 0,9$  (полуавтоматическая сварка)

$$\Sigma l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{н}}}{\beta_f K_f R_{\omega f}} + 2 \cdot 1,0 = \frac{393,3}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} + 2 \cdot 1,0 = 42,5 \text{ см.}$$

Принимаем длину швов вдоль накладки 27 см, по скосу – 16 см.

*Прикрепление пояса к фасонке.* Швы “Б” прикрепления вертикальных полок пояса к фасонке рассчитываем по предельному усилию, воспринимаемому расчетным сечением фасонки:  $N_{\phi} = A_{\phi} R_y = 32 \cdot 23 = 736$  кН. При  $K_f = 0,6$  см,  $\beta_f = 0,9$

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\phi}}{4 \beta_f K_f R_{\omega f}} + 1,0 = \frac{736 \cdot 10}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 180} + 1,0 = 20 \text{ см.}$$

*Примечание.* Расчет швов “А” и “Б” может быть выполнен по расчетным усилиям  $N_n = A_n \sigma = 17,1 \cdot 15,8 = 270$  кН и  $N_\phi = A_\phi \sigma = 32 \cdot 15,8 = 505$  кН.

*Прочность фасонки.* При конструировании фасонки устанавливаем, что фактически ее размер  $l_{к-к} = 45$  см  $> h_\phi = 26,6$  см, поэтому прочность фасонки по линии *к-к* обеспечена.

Проведем дополнительную проверку прочности фасонки по линии *к-т-п* с учетом сопротивления сжатию на участке *к-т* и срезу на участке *т-п*:

$$\delta_\phi l_{к-т} R_y + \delta_\phi l_{т-п} R_s = 1,4 (16 + 2) 23 + 1,4 \cdot 19 \cdot 13,0 = 933,3 \text{ кН} > N_\phi = 736 \text{ кН.}$$

*Сечение и прикрепление вертикальных накладок стыка фасонки.* Высота накладок  $h_n$  должна быть не менее высоты  $h_\phi$  рабочей части фасонки; при конструировании узла принимаем  $h_n = 33$  см  $> h_\phi = 27$  см. Площадь сечения накладок  $2\delta_n h_n$  должна быть не

меньше  $A_\phi$ , откуда  $\delta_n \geq \frac{A_\phi}{2h_n} = \frac{38}{2 \cdot 33} = 0,58$  см, но не менее

$$\frac{\delta_\phi}{2} = \frac{1,2}{2} = 0,6 \text{ см, принимаем } \delta_n = 0,8 \text{ см.}$$

Из условия равнопрочности швов “В” и фасонки (в расчете на 1 см длины шва)  $2\beta_f K_f R_{\omega f} = \delta_\phi \cdot 1 \cdot R_y$  определяем:

$$(\beta_f K_f)^{\text{треб}} = \frac{\delta_\phi R_y}{2 R_{\omega f}} = \frac{12 \cdot 23}{2 \cdot 18} = 0,7 \text{ мм, что обеспечивается}$$

при  $K_f = 0,8$  см;  $\beta_f = 0,9$  (сварка полуавтоматическая). С учетом  $K_f = 0,8$  см принимаем для вертикальных накладок толщину  $\delta_n = 0,9$  см (как и для горизонтальных накладок).

### **Пример 15**

*Исходные данные:* по примеру 14.

*Распределение усилий в стыке, сечение стыковых накладок.* В отличие от стыка на монтажной сварке (пример 14) фасонка не включается в работу стыка. Усилие в стыке передается только через накладки, прикрепляемые к полкам. Размеры сечения накладок подбираем из условия их равнопрочности с перекрывающимися полками уголков пояса ( $\gamma$  Г 160×10):

а) для горизонтальной накладки  $A_{\text{ГН}} = b_{\text{ГН}} \delta_{\text{Н}} \geq A_{\text{ГН}} \cong b_{\text{УГ}} \delta_{\text{УГ}} = 16 \cdot 1 = 16 \text{ см}^2$ ; принимаем  $b_{\text{ГН}} = b_{\text{Г}} = 16 \text{ см}$ ,  $\delta_{\text{Н}} = \delta_{\text{УГ}} = 1 \text{ см}$ ,  $A_{\text{ГН}} = 16 \text{ см}^2$ ;

б) для вертикальной накладки  $A_{\text{ВН}} = b_{\text{ВН}} \delta_{\text{Н}} \geq A_{\text{ВН}} \cong b_{\text{В}} \delta_{\text{УГ}} = 16 \text{ см}^2$ ; принимаем  $b_{\text{ВН}} = 16 \text{ см}$ ,  $\delta_{\text{Н}} = 1 \text{ см}$ ,  $A_{\text{ВН}} = 16 \text{ см}^2$ ; по условиям данного примера (пояс из равнобоких уголков) размеры сечения вертикальной и горизонтальной накладок одинаковы.

Прочность стыка проверяем по усилию  $N_{\text{СТ}} = N + N_{\text{Р}} \cos \alpha$ , но она не должна быть менее  $N$ , если знаки усилий  $N$  и  $N_{\text{Р}}$  различны:

$$N_{\text{СТ}} = 992 + 63 \cos 46^\circ = 1040 \text{ кН.}$$

Площадь сечения стыка определяем с учетом ослабления поперечного сечения каждой накладкой одним отверстием диаметром

$$d_0 = 23 \text{ мм, тогда } A_{\text{ГН}}^{\text{нетто}} = (b_{\text{ГН}} - d_0) \delta_{\text{Н}} = (16 - 2,3)1 = 13,7 \text{ см}^2;$$

$$A_{\text{ВН}}^{\text{нетто}} = (b_{\text{ВН}} - d_0) \delta_{\text{Н}} = (16 - 2,3)1 = 13,7 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{СТ}}}{2A_{\text{ГН}}^{\text{нетто}} + 2A_{\text{ВН}}^{\text{нетто}}} = \frac{1040}{2 \cdot 13,7 + 2 \cdot 13,7} = 19 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

*Примечание.* При шахматном расположении болтов их шаг  $a$  следует принимать не менее  $\sqrt{(2C + d_0)d_0}$ , чтобы исключить возможность разрушения накладки «по зигзагу» с ослаблением двумя отверстиями.

*Прикрепление накладок к поясу.* Требуемое число высокопрочных болтов определяем по предельному усилию, воспринимаемому накладкой. Так, для прикрепления одной горизонтальной накладки число болтов по одну сторону от оси стыка

$$n_{\text{Г}}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{ГН}}}{Q_{bh}},$$

где  $N_{\text{ГН}} = A_{\text{ГН}}^{\text{нетто}} R_y = 13,7 \cdot 23 = 315 \text{ кН}$ ;  $Q_{bh}$  – см. пример 1.

Применяем термообработанные болты М20 из стали 40Х и газопламенную обработку соединяемых поверхностей без консервации; способ регулирования натяжения болта – по углу закручивания гайки, тогда

$$Q_{bh} = 0,7 \cdot 110 \cdot 1(0,42 / 1,02)1 \cdot 2,49 = 78,9 \text{ кН};$$

$$n_{\Gamma}^{\text{треб}} = \frac{315}{78,9} = 3,99 ; \text{ принимаем } n_{\Gamma} = 4.$$

Для прикрепления вертикальной накладки по условиям данного примера требуется такое же число болтов.

*Прикрепление фасонки к поясу.* Швы “Б” прикрепления принимаются по конструктивным соображениям минимальной толщины  $K_{f\text{min}} = 0,5$  см (см. табл. П4) при  $\delta_{\phi} = 1,2$  см. При необходимости прочность этих швов проверяют по усилию  $N_p$ , передаваемому фасонкой на пояс.

## 6. СОПРЯЖЕНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ С КОЛОННОЙ

*Общие указания.* При шарнирном опирании стропильной фермы на колонну сверху оголовков колонны рассчитывается на опорное давление фермы  $Q$  от постоянной и снеговой нагрузок (при необходимости с добавлением и других возможных нагрузок) по аналогии с оголовком центрально-сжатой колонны (см. примеры 4, 6). Опорный фланец фермы проверяется на смятие, а швы его прикрепления к фасонке – на срез от действия опорной реакции.

В примыкании сбоку с жестким сопряжением стропильной фермы и колонны в расчете прикреплений верхнего и нижнего поясов фермы дополнительно учитываются горизонтальные силы  $H$  от опорного момента и распора рамы (пример 16).

Примыкание сбоку с гибким тонким фланцем в прикреплении верхнего пояса к колонне (листовой шарнир) допускается считать шарнирным, в этом случае опорный момент и соответствующие ему силы  $H_m$  не учитываются. Прикрепление верхнего пояса принимается по конструктивным соображениям. В прикреплении нижнего пояса опорный фланец проверяется на смятие, швы его прикрепления к фасонке – на срез от опорной реакции (может быть учтено и горизонтальное усилие от распора рамы), швы соединения опорного столика с колонной – на срез от опорного давления фермы (пример 16).

**Пример 16 (рис. 22)**

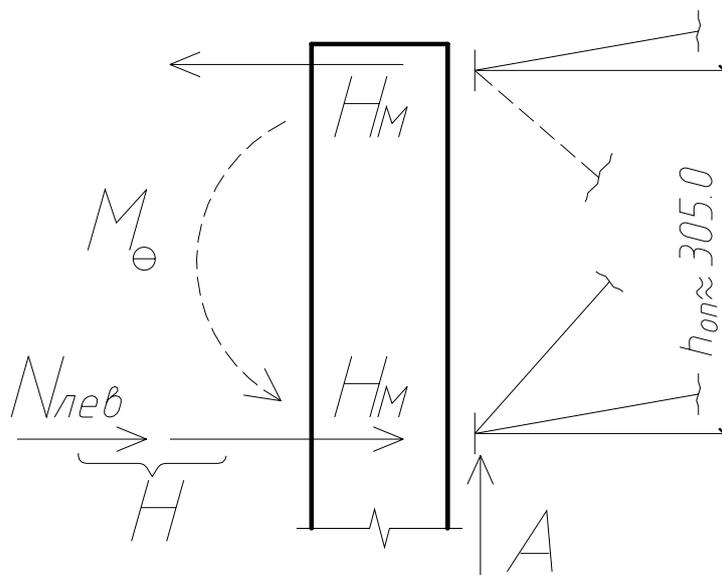


Рис. 22. Жесткое сопряжение фермы с колонной

*Исходные данные:*

материал фермы – сталь марки 18пс, материал колонны – сталь марки 18кп; опорная реакция фермы от постоянной и снеговой нагрузок  $Q = 430$  кН; опорный момент  $M = -820$  кН·м; распор рамы, равный продольной силе в левом сечении ригеля (при комбинации нагрузок, принятой для определения  $M_{\Theta}$ ),  $N_{лев} = -150$  кН; швы выполняются полуавтоматической сваркой; сварочная проволока Св-08Г2С.

$$H_M = \frac{|M_{\Theta}|}{h_{оп}} = \frac{820}{3,05} = 269 \text{ кН.}$$

*Болты прикрепления (рис. 23).* Применяем болты нормальной точности из стали класса 5,6,  $R_{bt} = 210$  МПа = 21 кН/см<sup>2</sup>. Из условия прочности болтов при растяжении

$$\sum A_{bn} = \frac{H_M}{R_{bt}} = \frac{269}{21} = 12,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем четыре болта М24 с общей площадью  $\sum A_{bn} = 4 \cdot 3,59 = 14,36 \text{ см}^2 > 12,8 \text{ см}^2$  (табл. П2). Из условия размещения болтов  $b = 12,0$  см;  $a = 26,0$  см.

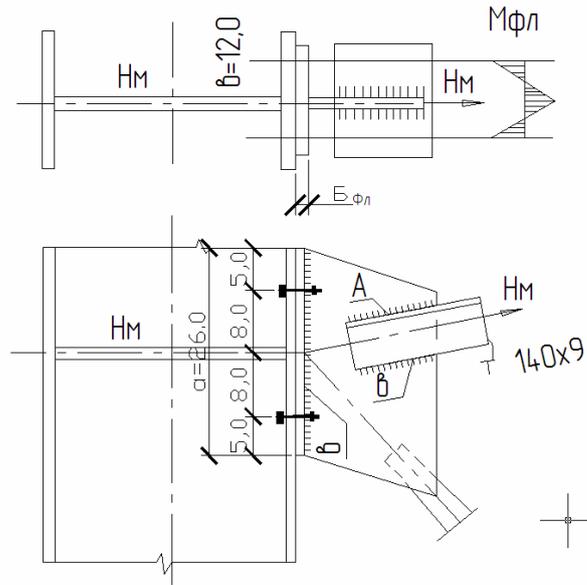


Рис. 23. Прикрепление верхнего пояса к колонне

Толщина фланца. Из условия прочности фланца при изгибе

$$\delta_{\text{фл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6 M_{\text{фл}}}{a R_y}}; \quad M_{\text{фл}} = \frac{H_m b}{8} = \frac{269 \cdot 12}{8} = 403 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$\delta_{\text{фл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 403}{26 \cdot 23}} = 2,0 \text{ см};$$

так как  $\delta > 16$  мм, применяем для фланца сталь 18Гпс с расчетным сопротивлением  $R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$  (при  $\delta < 21$ ).

Швы прикрепления. С учетом требований прил. 2 требуемая длина шва "А" при  $K_f = 0,6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0,9$

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{0,7 H_m}{2 \beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{0,7 \cdot 269}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 9,7 \text{ см};$$

принимаем  $l_{\omega} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 = 9,7 + 1,0 \approx 11 \text{ см}$ .

Требуемая длина шва "Б" при  $K_f = 0,6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0,9$

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{0,3 H_m}{2 \beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{0,3 \cdot 269}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 4,2 \text{ см};$$

принимаем  $l_{\omega} = 4,2 + 1,0 \approx 6 \text{ см}$ .

Расчетная длина шва "В" при  $\delta_{\text{фл}} = 2,5 \text{ см}$ ,  $K_{f \text{ min}} = 0,7 \text{ см}$ ; при  $\delta_{\text{фл}} = 1,2 \text{ см}$ ,  $K_{f \text{ max}} = 1,2 \text{ см}$ ; при  $\delta_{\text{фл}} \approx 1,4 \text{ см}$  принимаем  $K_f = 0,8 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,9 - l_{\omega}^{\text{расч}} = 26 - 1 = 25,0 \text{ см}$ . При симметричности приложения силы  $H_m$

$$\tau = \frac{H_M}{A_\omega} = \frac{269}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 24,4} = 7,7 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

$$Q = 430 \text{ кН}; H = H_M + |N_{\text{лев}}| = 269 + 150 = 419 \text{ кН}.$$

Проверка опорного фланца на смятие. Конструктивно  $\delta_{\text{фл}} = 2,0$  см; ширина фланца  $b_{\text{фл}} = 20$  см;

$$\sigma = \frac{Q}{b_{\text{фл}} \delta_{\text{фл}}} = \frac{430}{20 \cdot 2} = 10,8 \text{ кН/см}^2.$$

Прикрепление столика к колонне (рис. 24). С учетом случайного эксцентриситета силы  $Q$  ( $e_{\text{сл}} \cong \frac{C}{6}$ ) на один шов "Ж" передается  $2/3Q$ :

$$l_\omega^{\text{треб}} = \frac{2/3Q}{\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{2/3 \cdot 430}{0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 29,5 \text{ см и не должно быть более}$$

$85\beta_f K_f = 46$  см при  $K_f = 0,6$  см,  $\beta_f = 0,9$ ; высота столика  $h_{\text{ст}}^{\text{треб}} = 29,5 + 1,0 = 30,5$  см, принимаем  $h_{\text{ст}} = 32$  см.

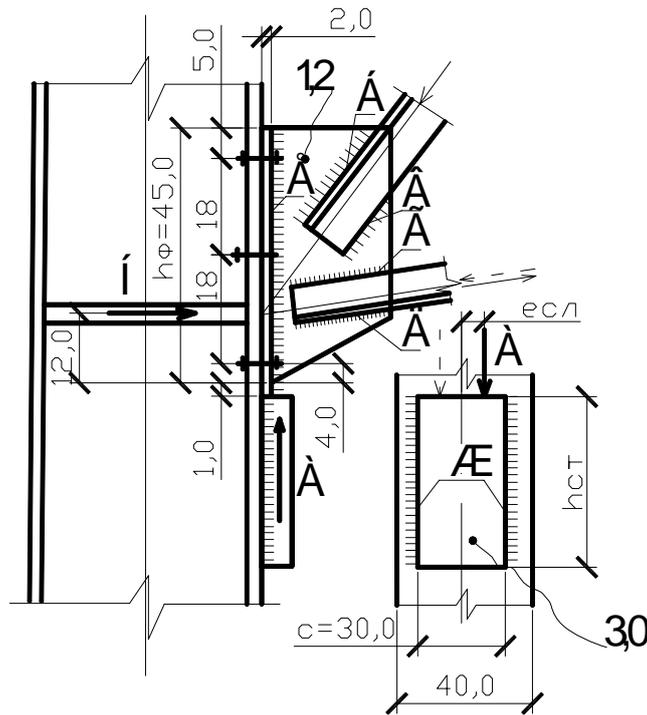


Рис. 24. Прикрепление столика к колонне

*Примечание.* При наличии лобового шва по нижней кромке столика суммарная длина швов  $\sum l_\omega^{\text{треб}} = \frac{1,3Q}{\beta_f K_f R_{\omega f}}$ , требуемая

высота столика  $h_{ст}^{треб} = \frac{\Sigma I_{\omega}^{треб} - (C-1)}{2} + 1 \text{ см.}$

Прикрепление опорного раскоса и нижнего пояса к фасонке. Швы прикрепления “Б”, “В”, “Г”, “Д” рассчитываются на максимальные усилия в опорном раскосе и нижнем поясе. По длине этих швов определяют размеры фасонки ( $h_{\phi} = 45,0 \text{ см}$ ).

Прикрепление фасонки к опорному фланцу (рис. 25). Эксцентриситет  $e = h_{\phi} / 2 - 12,0 = 22,5 - 12 = 10,5 \text{ см}$ ;

$$H \cdot e = 419 \cdot 10,5 = 4400 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

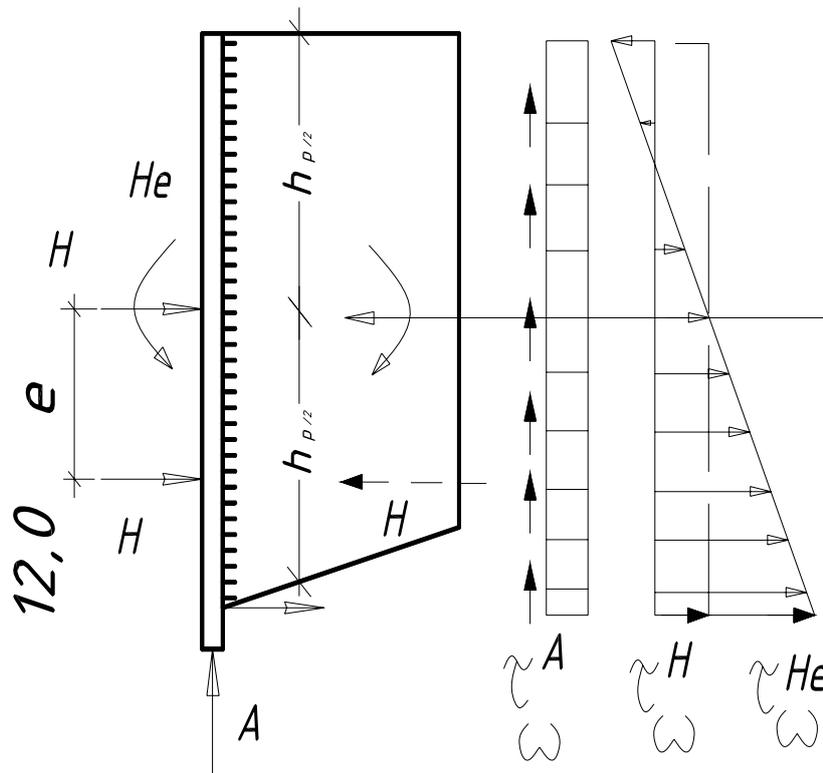


Рис. 25. Прикрепление фасонки к опорному фланцу

Принимаем  $K_f = 1,0 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,8$ ;  $l_{\omega}^{расч} = h_{\phi} - 1,0 = 45 - 1,0 = 44 \text{ см}$ ;

$$A_{\omega} = 2\beta_f K_f l_{\omega}^{расч} = 2 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 44 = 70,4 \text{ см};$$

$$W_{\omega} = 2 \frac{\beta_f K_f (l_{\omega}^{расч})^2}{6} = 2 \frac{0,8 \cdot 1,0 \cdot 44^2}{6} = 516,3 \text{ см}^3;$$

$$\tau_{\omega}^H = \frac{H}{A_{\omega}} = \frac{419}{70,4} = 6,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$\tau_{\omega}^{He} = \frac{H \cdot e}{W_{\omega}} = \frac{4400}{516,3} = 8,5 \text{ кН/см}^2;$$

проверяем прочность шва при условном срезе в наиболее напряженной точке:

$$\tau_{\omega} = \sqrt{(\tau_{\omega}^A)^2 + (\tau_{\omega}^H + \tau_{\omega}^{He})^2} = \sqrt{6,3^2 + (6,0 + 8,5)^2} = 15,8 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega f} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

*Дополнительные расчеты.* Если при действии положительного опорного момента  $M_{\oplus}$  и соответствующего ему распора рамы  $N_{лев}$  в прикреплении опорного фланца нижнего узла к колонне возникает растягивающее усилие  $H$ , болты крепления следует проверить на это усилие с учетом его эксцентриситета относительно центра болтового поля.

## 7. СОПРЯЖЕНИЕ НАДКРАНОВОЙ И ПОДКРАНОВОЙ ЧАСТЕЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ

### Пример 17 (рис. 26)

*Исходные данные:*

материал колонны – сталь марки 18кп; расчетные комбинации усилий:

– в сечении над уступом:

1)  $M_{\oplus} = 730 \text{ кН}\cdot\text{м}, N = -320 \text{ кН};$

2)  $M_{\ominus} = -520 \text{ кН}\cdot\text{м}, N = -470 \text{ кН};$

– в сечении под уступом:

$M_{\ominus} = -1420 \text{ кН}\cdot\text{м}, N = -2704 \text{ кН}.$

Усилие в подкрановой ветви

$$N_{В1} = |N| \cdot \frac{Y_2}{h_o} + \frac{|M_{\ominus}|}{h_o} = 2704 \cdot \frac{0,72}{1,45} + \frac{1402}{1,45} = 2310 \text{ кН}.$$

Давление кранов  $D_{\text{макс}} = 2384 \text{ кН}.$

Геометрические характеристики сечения надкрановой части  $A = 165 \text{ см}^2, W = 4310 \text{ см}^3.$

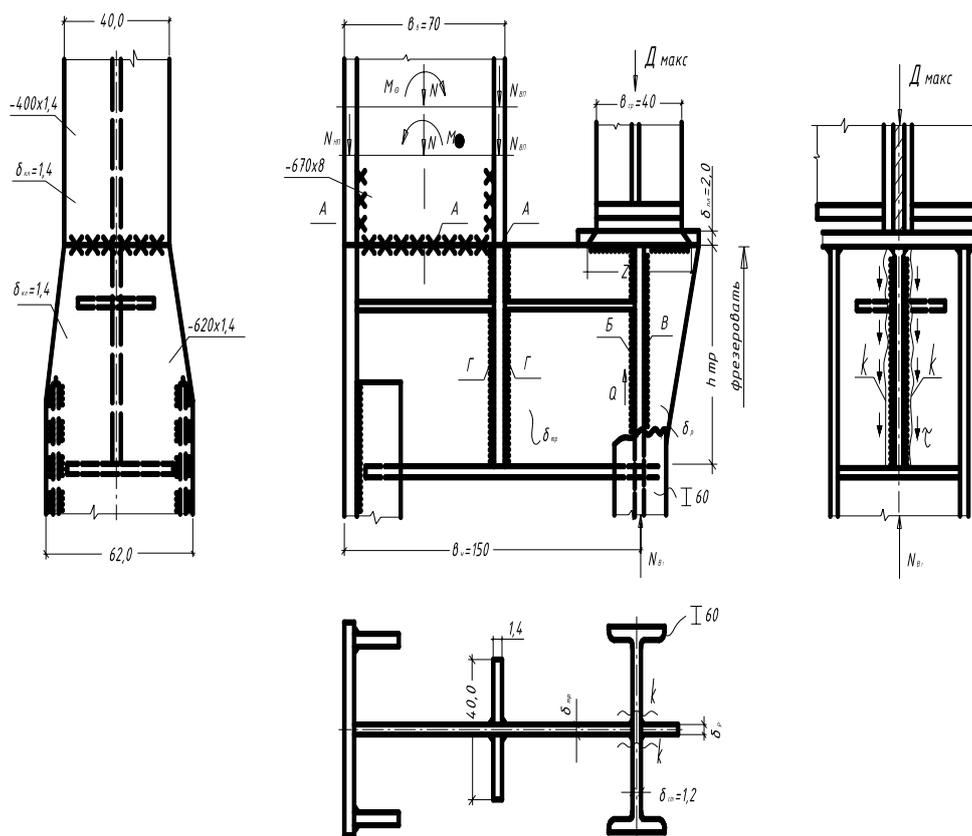


Рис. 26. Сопряжение надкрановой и подкрановой частей внецентренно сжатой колонны

Прикрепление надкрановой части к подкрановой стыковыми швами. Прочность стыковых швов “А” проверяем по нормальным напряжениям в крайних точках сечения надкрановой части.

1 комбинация  $M, N$

– наружная полка:

$$\sigma_{1\oplus} = \frac{|N|}{A} + \frac{M_{\oplus}}{W} = \frac{320}{165} + \frac{730 \cdot 10^2}{4310} = 1,9 + 16,9 = 18,8 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega y} = 22 \text{ кН/см}^2;$$

– внутренняя полка:

$$\sigma_{1\oplus} = \frac{N}{A} + \frac{M_{\oplus}}{W} = -1,9 + 16,9 = 15 \text{ кН/см}^2 < 0,85R_{\omega y} = 0,85 \cdot 22 = 18,7 \text{ кН/см}^2.$$

2 комбинация  $M, N$

– внутренняя полка:

$$\sigma_{2\ominus} = \frac{|N|}{A} + \frac{|M_{\ominus}|}{W} = \frac{470}{165} + \frac{520 \cdot 10^2}{4310} = 2,9 + 12,0 = 14,9 \text{ кН/см}^2 < R_{\omega y};$$

– наружная полка:

$$\sigma_{2\oplus} = \frac{N}{A} + \frac{|M_{\oplus}|}{W} = -2,9 + 12,0 = 9,1 \text{ кН/см}^2 < 0,85R_{\omega y}.$$

*Варианты сопряжения надкрановой и подкрановой частей колонны (рис. 27). При значительной разнице в толщинах  $\delta_{нп}$  и  $\delta$  для передачи усилия  $N_{нп}$  от наружной полки на подкрановую часть применяется накладка, прикрепляемая угловыми швами.*

$N_{нп} = \sigma_{нп}^{\text{макс}} \cdot A_{нп} = 18,8 \cdot 1,4 \cdot 40 = 1052 \text{ кН}$  – наибольшее (независимо от направления) усилие в полке;

$$\sigma_{нп}^{\text{макс}} = \sigma_{1\ominus} = 18,8 \text{ кН/см}^2.$$

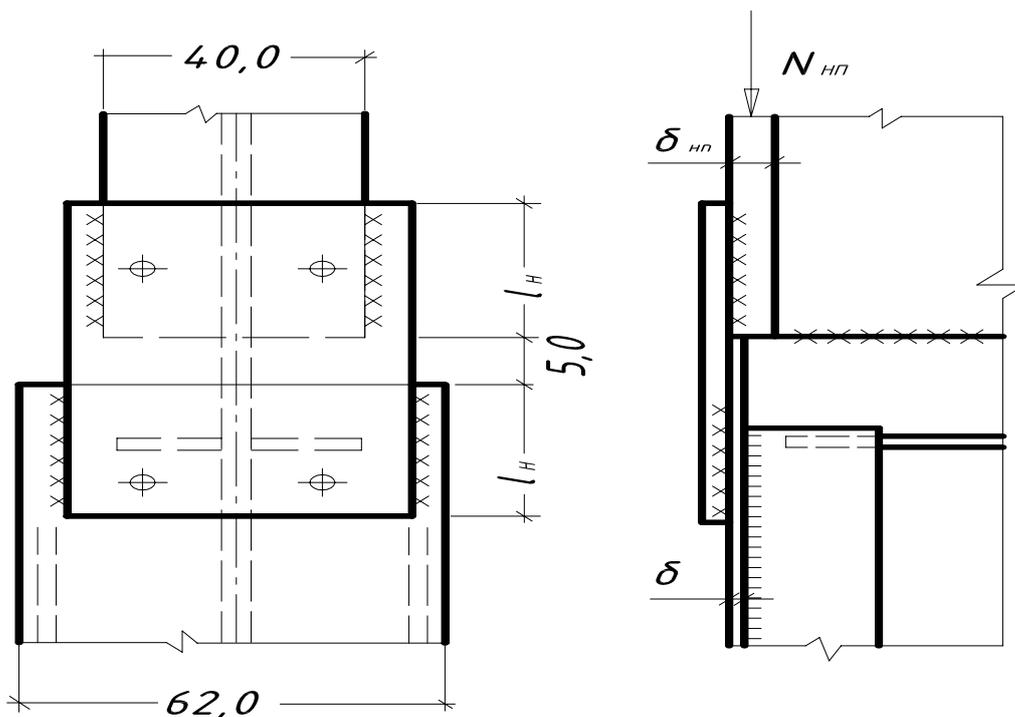


Рис. 27. Сопряжение надкрановой и подкрановой частей колонны

Требуемая длина угловых швов

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{нп}}{h\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{1052}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18} = 40,6 \text{ см и не превышает}$$

$85 \beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}$ ,  $K_f = 0,8 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,9$  (полуавтоматическая сварка, см. табл. ПЗ).

Требуемая длина полунакладки

$$l_{\text{н}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 = 40,6 + 1,0 = 41,6 \text{ см}; \text{ принимаем } l_{\text{н}} = 45 \text{ см.}$$

$$\text{Требуемая площадь сечения накладки } A_{\text{н}}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{нп}}}{R_y} = \frac{1052}{22} = 48 \text{ см}^2,$$

принимаем накладку из листа сечением  $500 \times 12$  мм,  $A_{\text{н}} = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ см}^2$ .

*Толщина траверсы и ребра.* Из условия прочности при смятии по формуле (2)

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{D_{\text{max}}}{R_p} = \frac{2384}{33} = 72,2 \text{ см}^2;$$

$$\delta_{\text{тр}}^{\text{треб}} = \delta_{\text{р}}^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{Z} = \frac{72,2}{44} = 1,64 \text{ см};$$

$Z = b_{\text{ор}} + 2\delta_{\text{пл}} = 40 + 2 \cdot 2 = 44$  см, принимаем  $\delta_{\text{тр}} = \delta_{\text{р}} = 1,8$  см.

*Высота траверсы.* Определяется аналогично высоте ребра в оголовке центрально-сжатой колонны (см. пример 4).

Из условия прочности фланговых швов “Б”, “В” требуемая высота траверсы  $h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0$ .

По условиям примера  $N_{\text{В1}} < D_{\text{max}}$  вследствие разгружающей силы от действия усилий  $M, N$  в надкрановой части колонны (для той же комбинации нагрузок, при которой установлено значение  $N_{\text{В1}}$ ), поэтому рассчитываем более нагруженные швы “В” на усилие  $D_{\text{max}}/2$ .

При  $\delta_{\text{тр}} = 1,8$  см  $K_{f \text{ min}} = 0,6$  см (см. табл. П4),  $\beta_f = 0,9$ , сварка полуавтоматическая.

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{D_{\text{max}}/2}{2\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{2384/2}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 61,2 \text{ см и не превышает}$$

$85\beta_f K_f = 46$  см, что не допускается для фланговых швов (см. прил. 2).

Увеличиваем катет шва  $K_f = 0,8$  см,  $\beta_f = 0,9$ , тогда

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = 62,2 \cdot \frac{0,6}{0,8} = 46,1 \text{ см и не превышает } 85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см.}$$

$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = 46,1 + 1,0 = 47,1$  см, принимаем  $h_{\text{тр}} = 50$  см.

*Примечание.* Если  $N_{B1} > D_{\max}$ , то следует рассчитывать более напряженные швы “Б” на усилии  $(N_{B1} - D_{\max} / 2)2$ . При замене траверсы и ребра сплошной траверсой из листа, вставляемого в прорезь стенки подкрановой ветви, все четыре шва прикрепления рассчитываются по большему из усилий:  $D_{\max}$  или  $N_{B1}$ .

Фланговые швы “Г” передают усилие с внутренней полки колонны на траверсу:  $N_{\text{вп}} = \sigma_{\text{вп}} A_{\text{вп}} = 15 \cdot 1,4 \cdot 40 = 840 \text{ кН}$ ,  $\sigma_{\text{вп}} = \sigma_{1\oplus} = 15 \text{ кН/см}^2$ ;  $l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{вп}}}{n\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{840}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 21,6 \text{ см} < 85\beta_f K_f = 46 \text{ см}$ ,  $K_f = K_{f \min} = 0,6$  см,  $\beta_f = 0,9$ ; принятая ранее высота траверсы достаточна для размещения швов “Г”.

Касательные напряжения в стенке подкрановой ветви (I 60) по плоскостям среза  $k-k$  определяем по большему из усилий ( $D_{\max}$  или  $N_{B1}$ ):

$$\tau = \frac{D_{\max}}{A_s} = \frac{D_{\max}}{2h_{\text{тр}} \delta_{\text{ст}}} = \frac{2384}{2 \cdot 50 \cdot 1,2} = 19,9 \text{ кН/см}^2 > R_s = 13 \text{ кН/см}^2.$$

Увеличиваем высоту траверсы из условия  $\tau = R_s$ :

$$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = \frac{D_{\max}}{2\delta_{\text{ст}} R_s} = \frac{2384}{2 \cdot 1,2 \cdot 13} = 76,5 \text{ см},$$

принимаем окончательно  $h_{\text{тр}} = 80 \text{ см}$ .

*Дополнительные расчеты (рис. 28).* Траверса работает как балка-стенка с пролетом  $b_H$ , загруженная усилиями  $M$ ,  $N$  в сечении надкрановой части колонны над траверсой. Решающей является та комбинация  $M$ ,  $N$ , которой соответствует наибольшая реакция на правой опоре траверсы  $R_n^{\max}$ , тогда  $Q_{\text{тр}} = R_n^{\max}$ ;  $M_{\text{тр}} = R_n^{\max}(b_H - b_B)$ .

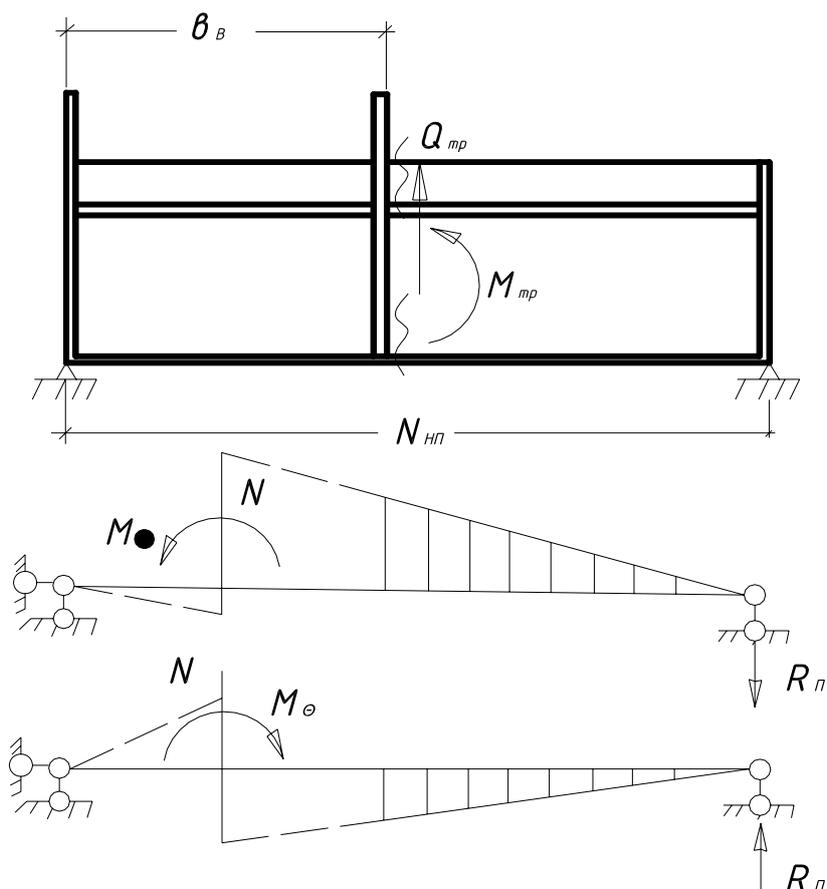


Рис. 28. Расчетная схема траверсы

Прочность сечения траверсы проверяется условным расчетом на поперечный изгиб:

$$\sigma = \frac{M_{тр}}{W_{тр}^{min}} \leq R_y,$$

$$\tau = \frac{Q_{тр}}{\delta_{тр} h_{тр}} \leq R_s.$$

*Особенности расчета сопряжения в колонне со сплошной подкрановой частью.* В таком сопряжении траверса опирается не только на полки, но и на сплошную стенку подкрановой части, поэтому условия работы крепления траверсы к внутренней полке подкрановой части облегчаются.

Допускается (в запас прочности) рассчитывать и швы крепления (четыре шва “Б”, “В” совместно), и стенку (по плоско-

стям среза  $k-k$ ) на полное усилие  $D_{\max}$ . Остальные расчеты выполняются как в приведенном примере, при этом расчет траверсы на поперечный изгиб исключается.

## 8. БАЗА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ

### Пример 18 (рис. 29)

Проведем расчет раздельной базы сквозной колонны.

*Исходные данные:*

материал колонны – сталь марки 18кп; опорная плита из стали марки 10Г2С1,  $R_y = 310 \text{ МПа} = 31 \text{ кН/см}^2$  ( $\delta > 20 \text{ мм}$ ); материал фундамента – бетон марки М150; расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны:

$$1) M_{\oplus} = 2170 \text{ кНм}; N = -2720 \text{ кН};$$

$$2) M_{\ominus} = -820 \text{ кНм}; N = -2720 \text{ кН}.$$

Определяем расчетные усилия в ветвях:

– наружная ветвь:

$$N_{B2} = |N| \cdot \frac{Y_1}{h_o} + \frac{M_{\oplus}}{h_o} = 2720 \cdot \frac{0,73}{1,45} + \frac{2170}{1,45} = 2870 \text{ кН};$$

– подкрановая ветвь:

$$N_{B1} = |N| \cdot \frac{Y_2}{h_o} + \frac{|M_{\ominus}|}{h_o} = 2720 \cdot \frac{0,72}{1,45} + \frac{820}{1,45} = 1920 \text{ кН}.$$

*База наружной ветви.* Рассчитывается как база центрально-сжатой колонны (см. пример 10).

*Размеры плиты в плане.* По формуле (5)

$$A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \frac{N_{B2}}{R_{\phi}} = \frac{2870}{0,84} = 3420 \text{ см}^2;$$

$$R_{\phi} = R_{\text{пр}} \gamma = 0,7 \cdot 1,2 = 0,84 \text{ кН/см}^2; R_{\text{пр}} \text{ – по прил. 3, } \gamma = 1,2 .$$



$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{B2}}{A_{\text{факт}}^{\text{пл}}} = \frac{2870}{3530} = 0,81 \text{ кН/см}^2.$$

*Толщина плиты.* Находим величину изгибающих моментов:

1) в защемлении консольного свеса плиты, участок 1 (см. рис. 29):

$$M_{\text{к}} = \frac{\sigma_{\phi} C_1^2}{2} = \frac{0,81 \cdot 8,8^2}{2} = 31,2 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

2) консольный свес плиты на участке 2 (см. рис. 29) имеет вылет  $C = 4$  см и не является расчетным;

3) участок 3 (см. рис. 29) при  $\frac{b}{a} = \frac{56}{20} = 2,8 > 2$  рассматриваем

как шарнирно опертую балочную пластинку (см. прил. 3, п. 2а); опорный момент с учетом разгружающего влияния консольных свесов (см. прил. 3, п. 3)

$$M_{\text{оп}} \approx \frac{\sigma_{\phi} a^2}{8} - \frac{M_{\text{к}}}{3} = \frac{0,81 \cdot 20^2}{8} - \frac{31,2}{3} = 30,1 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

4) на участке 4 (см. рис. 29) в месте его опирания на стенку наружной ветви действует такой же опорный момент (см. п. 3), а пролетный момент не является расчетным.

Принимаем для расчета  $M_{\text{макс}} = M_{\text{к}} = 31,2 \text{ кН}\cdot\text{см/см}$ .

$$\delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{макс}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 31,2}{31}} = 2,5 \text{ см, принимаем } \delta_{\text{пл}} = 25 \text{ мм.}$$

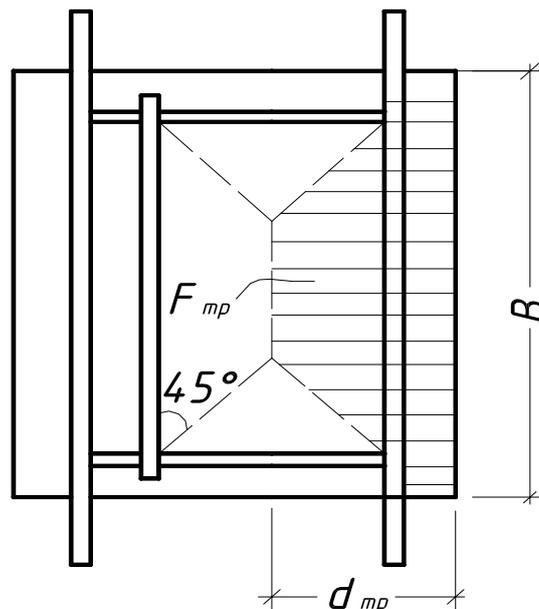


Рис. 30. Размеры траверсы

По аналогии с примером 18 нагрузка от реактивного давления фундамента на более загруженную правую траверсу (рис. 30)  $N_{тр} = \sigma_{\phi} A_{тр}$ , где  $A_{тр} \cong d_{тр} B = (C_1 + \delta_{тр} + \frac{a}{2})B = (8,8 + 1,2 + \frac{20}{2})68 = 1360 \text{ см}^2$ ;  $N_{тр} = 0,81 \cdot 1360 = 1100 \text{ кН}$ .

Из условия сопротивления срезу швов "А"

$l_{\omega}^{треб} = \frac{N_{вп}}{2\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{1110}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 57 \text{ см}$  и не превышает  $85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}$  (см. прил. 2), где  $K_f = 0,8 \text{ см}$ ;  $\beta_f = 0,9$  (полуавтоматическая сварка, см. табл. ПЗ).

$h_{тр}^{треб} = l_{\omega}^{треб} + 1,0 = 57 + 1,0 = 58 \text{ см}$ , принимаем  $h_{тр} = 60 \text{ см}$ .

*Анкерные болты (рис. 31).* Рассмотрим анкерные болты, закрепляющие подкрановую ветвь. Они, как правило, более нагружены, чем болты, закрепляющие другую ветвь колонны.

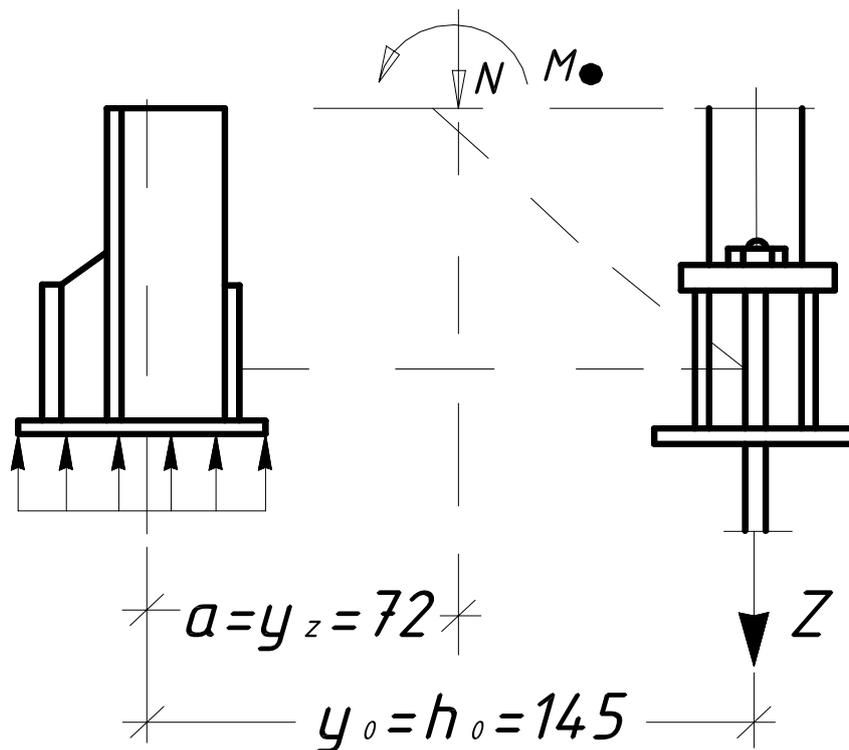


Рис. 31. Анкерные болты

Расчетные комбинации усилий в нижнем сечении колонны для расчета анкерных болтов следующие:

1)  $M_{\oplus \text{макс}} = 2730 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ,  $N_{\text{соот}} = -1250 \text{ кН}$ ;

$$2) N_{\min} = -320 \text{ кН}, M_{\oplus\text{соот}} = 1650 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Из условия равновесия по моментам относительно точки 0

$$\text{усилие растяжения болтов } Z = \frac{M - |N| \cdot a}{Y}.$$

Усилие растяжения при расчетных комбинациях анкерных болтов:

$$1) Z_1 = \frac{2730 - 1250 \cdot 0,72}{1,45} = 1260 \text{ кН};$$

$$2) Z_2 = \frac{1650 - 320 \cdot 0,72}{1,45} = 980 \text{ кН};$$

$$Z_{\max} = Z_1 = 1260 \text{ кН}.$$

Применяем для болтов сталь 10Г2С1,  $R_{ba} = 19 \text{ кН/см}^2$  (примеч. к табл. П2):

$$\sum A_{bn} = \frac{Z_{\max}}{R_{ba}} = \frac{1260}{19} = 66,2 \text{ см}^2 \text{ обеспечивается двумя болтами}$$

М72 общей площадью  $2 A_{bn} = 2 \cdot 34,7 = 69,4 \text{ см}^2$ .

*Дополнительные расчеты.* При необходимости выполняется:

- 1) проверка прочности траверсы (по аналогии с примером 10);
- 2) расчет анкерных болтов для закрепления наружной ветви

по усилию  $Z_{\max}$  для комбинации  $M_{\ominus\max}; N_{\text{соот}}; N_{\min}; M_{\ominus\text{соот}};$

3) проверка сечения траверсы на усилие  $Z_{\max}$  4, приложенное к ней с эксцентриситетом, равным выносу анкерного болта относительно грани ветви;

4) подбор сечения анкерной плитки, передающей усилие от анкерного болта на траверсы.

*База подкрановой ветви.* Рассчитывается при необходимости на усилия, возникающие в нижнем сечении этой ветви, в изложенном выше порядке.

### **Пример 19 (рис. 32)**

*Исходные данные:*

материал колонны – сталь марки 18кп; материал плиты – сталь марки 10Г2С1; материал фундамента – бетон марки М150; расчетные

комбинации усилий в нижнем сечении колонны:

1)  $M_{\oplus} = 1700 \text{ кН}\cdot\text{м}, N_{\text{соот}} = -1850 \text{ кН};$

2)  $M_{\ominus} = -1510 \text{ кН}\cdot\text{м}, N_{\text{соот}} = -2040 \text{ кН}.$

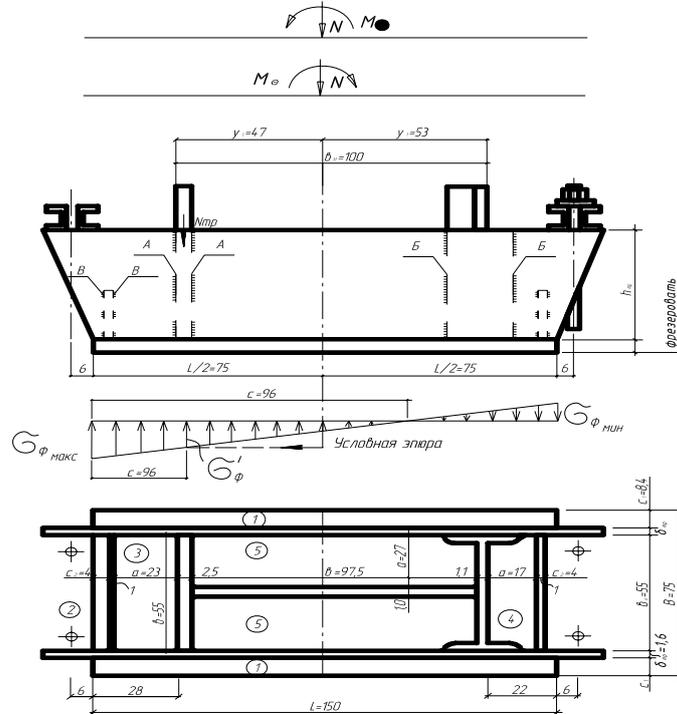


Рис. 32. База сплошной колонны с двухстенчатой траверсой

Размер плиты в плане. Из условия прочности бетона под плитой внецентренно нагруженной колонны  $\sigma_{\text{ф. макс}} \leq R_{\text{ф}}$ ;

$$L_{\text{треб}} = \frac{|N|}{2BR_{\text{ф}}} + \sqrt{\left(\frac{|N|}{2BR_{\text{ф}}}\right)^2 + \frac{6|M|}{BR_{\text{ф}}}}$$

$R_{\text{ф}} = R_{\text{пр}} \gamma = 0,7 \cdot 1,2 = 0,84 \text{ кН/см}^2$ ;  $R_{\text{пр}}$  – по прил. 3,  $\gamma = 1,2$ .

По конструктивным соображениям  $B = b_{\text{к}} + 2(\delta_{\text{тр}} + C_1) = 55 + 2(1,6 + 8,4) = 75 \text{ см}.$

Поскольку не очевидно, какая комбинация  $M, N$  является решающей, определяем  $L_{\text{треб}}$  для обеих комбинаций:

$$L_{\text{треб}1} = \frac{1850}{2 \cdot 75 \cdot 0,84} + \sqrt{\left(\frac{1850}{2 \cdot 75 \cdot 0,84}\right)^2 + \frac{6 \cdot 1700 \cdot 10^2}{75 \cdot 0,84}} = 142 \text{ см};$$

$$L_{\text{треб2}} = \frac{2040}{2 \cdot 75 \cdot 0,84} + \sqrt{\left(\frac{2040}{2 \cdot 75 \cdot 0,84}\right)^2 + \frac{6 \cdot 1510 \cdot 10^2}{75 \cdot 0,84}} = 137 \text{ см}; \text{ прини-}$$

маем  $L = 150$  см и дальнейший расчет ведем для более опасной 1-й комбинации.

Площадь плиты  $A_{\text{пл}} = BL = 75 \cdot 150 = 11,2 \cdot 10^3 \text{ см}^2$ .

Момент сопротивления

$$W_{\text{пл}} = \frac{BL^2}{6} = \frac{75 \cdot 150^2}{6} = 2,81 \cdot 10^5 \text{ см}^3.$$

Напряжение в бетоне под плитой

$$\sigma_{\text{ф. макс}} = \frac{|N|}{A_{\text{пл}}} + \frac{M_{\oplus}}{W_{\text{пл}}} = 0,17 + 0,61 = 0,78 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ф}}, \text{ прочность}$$

обеспечена;

$$\sigma_{\text{ф. мин}} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} + \frac{M_{\oplus}}{W_{\text{пл}}} = -0,17 + 0,61 = 0,44 \text{ кН/см}^2;$$

длина сжатой зоны бетона

$$C = \frac{\sigma_{\text{ф макс}}}{\sigma_{\text{ф макс}} + \sigma_{\text{ф мин}}} = \frac{0,78}{0,78 + 0,44} \cdot 150 = 96 \text{ см.}$$

*Толщина плиты.* Находим величину изгибающих моментов:

1) в защемлении консольного свеса плиты, участок 1 (см. рис. 32):

$$M_{\text{к}} = \frac{\sigma_{\text{ф макс}} C_1^2}{2} = \frac{0,78 \cdot 8,4^2}{2} = 27,6 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

2) консольный свес на участке 2 (см. рис. 32) имеет вылет  $C_2 = 4 \text{ см} < C_1$  и не является расчетным;

3) участок 3 (см. рис. 32) при  $\frac{b}{a} = \frac{55}{23} = 2,4 > 2$  рассматриваем

как шарнирно опертую балочную пластинку (см. прил. 3, п. 2а):

$$\sigma_{\text{ф}}' = \frac{96 - 29,2}{96} \cdot 0,78 = 0,54 \text{ кН/см}^2;$$

пролетный момент

$$M_y = \frac{\sigma_{\text{ф макс}} + \sigma_{\text{ф}}'}{2} + \frac{a^2}{8} = \frac{0,78 + 0,54}{2} \cdot \frac{23^2}{8} = 43,6 \text{ кН}\cdot\text{см/см}; \text{ более}$$

точно, с учетом разгружающего влияния консольного свеса  $C_2$  (см. прил. 3, п. 3)

$$M' = \frac{\sigma_{\phi \max} + \sigma'_{\phi}}{2} \cdot \frac{a^2}{8} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{\phi \max} \cdot C_2^2}{2} =$$

$$= 43,6 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,78 \cdot 4^2}{2} = 40,5 \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

4) участок 4 (см. рис. 32) загружается реактивным давлением фундамента при менее опасной 2-й комбинации, имеет меньший пролет и не является расчетным;

5) участок 5 (см. рис. 32) при  $\frac{b}{a} = \frac{97,5}{27} = 3,6 > 2$  рассматриваем как шарнирно опертую балочную пластинку; пролетный момент  $M_y = \frac{\sigma'_{\phi} \cdot a^2}{8} = \frac{0,54 \cdot 27^2}{8} = 49,2 \text{ кН}\cdot\text{см/см}$ ; более точно, с учетом неразрезности пластинки и разгружающего влияния консольных свесов

$$M_{\text{оп}} = \frac{\sigma'_{\phi} \cdot a^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{\sigma'_{\phi} \cdot C_1^2}{2} =$$

$$= \frac{0,54 \cdot 27^2}{8} - \frac{1}{3} \cdot \frac{0,54 \cdot 8,4^2}{2} = 42,8 \text{ кН}\cdot\text{см/см}.$$

Принимаем для расчета  $M_{\text{макс}} = 42,8 \text{ кН}\cdot\text{см/см}$ .

$$\delta_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{макс}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 42,8}{31}} = 2,9 \text{ см, принимаем } \delta_{\text{пл}} = 30 \text{ мм}.$$

*Высота траверсы.* Усилие, передаваемое левой полкой колонны на траверсы через швы “А” (без учета частичной передачи усилий  $M, N$  непосредственно через торец колонны на плиту),

$$N_{\text{тр}} = |N| \cdot \frac{Y_1}{b_{\text{н}}} + \frac{M_{\oplus}}{b_{\text{н}}} = 1850 \cdot \frac{0,53}{1,0} + 1700/1,0 = 2680 \text{ кН}.$$

Так как торец колонны не закрыт плитой, изготовленной в виде отдельного отправочного элемента, для сварки доступны четыре шва “А” по всей высоте траверсы.

Из условия прочности швов при срезе

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{тр}}}{4\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{2680}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot 18} = 51,8 \text{ см и не превышает}$$

$85\beta_f K_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 61 \text{ см}$  (см. прил. 3);  $K_f = 0,8 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0,9$  (полуавтоматическая сварка, см. табл. ПЗ);

$$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 = 51,8 + 1,0 = 52,8 \text{ см, принимаем } h_{\text{тр}} = 54 \text{ см.}$$

Швы “Б” – не расчетные, так как при обеих комбинациях  $M$ ,  $N$  менее нагружены; принимаем  $K_f = 0,8 \text{ см}$ .

*Высота диафрагмы.* Усилие от реактивного давления фундамента, передаваемого плитой на диафрагму с грузовой площади  $A_{\text{д}}$ ,

$$N_{\text{д}} = \sigma_{\text{ф макс}} A_{\text{д}} \approx \sigma_{\text{ф макс}} \left( C_2 + \delta_{\text{р}} + \frac{a}{2} \right) b_{\text{к}} = 0,78 \left( 4 + 1 + \frac{23}{2} \right) 55 = 710 \text{ кН;}$$

требуемая длина шва “В”

$$l_{\omega}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{д}}}{4\beta_f K_f R_{\omega f}} = \frac{710}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18} = 18,2 \text{ см и не превышает } 85\beta_f K_f =$$

$$= 85 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 46 \text{ см, } K_f = 0,6 \text{ см, } \beta_f = 0,9;$$

$$h_{\text{д}}^{\text{треб}} = l_{\omega}^{\text{треб}} + 1,0 = 18,2 + 1,0 = 19,2 \text{ см, принимаем } h_{\text{д}} = 20 \text{ см.}$$

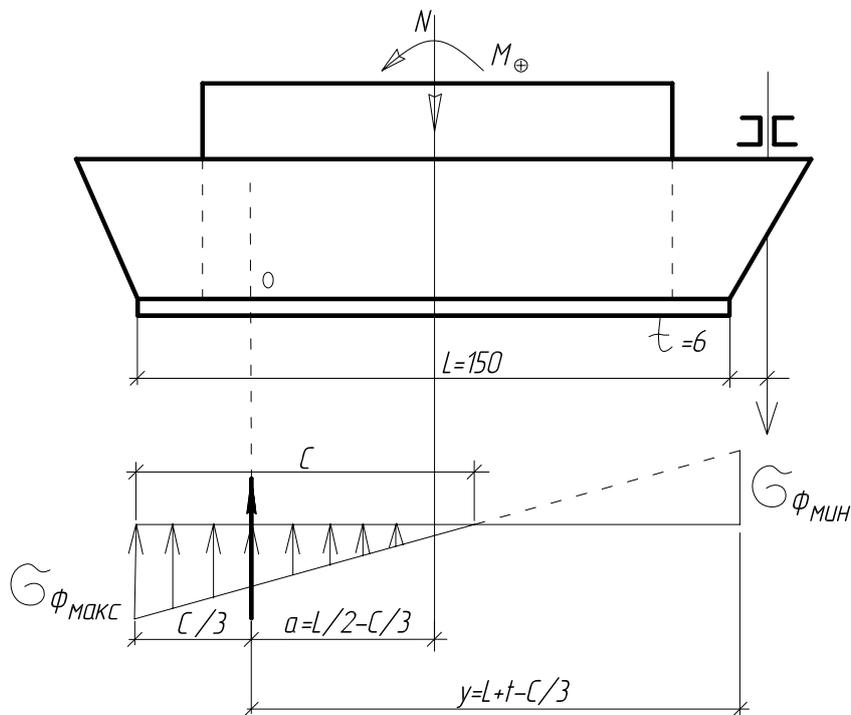


Рис. 33. Расчетная схема анкерных болтов

Комбинации усилий в нижнем сечении колонны расчета болтов правой стороны следующие (рис. 33):

$$1) M_{\oplus \text{макс}} = 1840 \text{ кН}\cdot\text{м}, N_{\text{соот}} = -1050 \text{ кН};$$

$$2) N_{\text{мин}} = -280 \text{ кН}; M_{\oplus \text{соот}} = 1320 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Из условия равновесия по моментам относительно точки 0

$$Z = \frac{M - |N| \cdot a}{Y}.$$

*1 комбинация*

$$\sigma_{\phi \text{ макс}} = \frac{|N|}{A_{\text{пл}}} + \frac{M_{\oplus}}{W_{\text{пл}}} = \frac{1050}{11,2 \cdot 10^3} + \frac{1840 \cdot 10^2}{2,81 \cdot 10^5} =$$

$$= 0,09 + 0,66 = 0,75 \text{ кН/м}^2;$$

$$\sigma_{\phi \text{ мин}} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} + \frac{M_{\oplus}}{W_{\text{пл}}} = -0,09 + 0,66 = 0,57 \text{ кН/см}^2;$$

$$C = \frac{0,75}{0,75 + 0,57} \cdot 150 = 85 \text{ см};$$

$$a = \frac{150}{2} - \frac{85}{3} = 47 \text{ см}; \quad Y = 150 + 6 - \frac{85}{3} = 128 \text{ см};$$

$$Z_1 = \frac{1840 - 1050 \cdot 0,47}{1,28} = 1050 \text{ кН}.$$

*2 комбинация*

$$\sigma_{\phi \text{ макс}} = \frac{280}{11,2 \cdot 10^3} + \frac{1320 \cdot 10^2}{2,81 \cdot 10^5} = 0,03 + 0,47 = 0,50 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\phi \text{ мин}} = -0,03 + 0,47 = 0,44 \text{ кН/см}^2;$$

$$C = \frac{0,50}{0,50 + 0,44} \cdot 150 = 80 \text{ см}; \quad a = \frac{150}{2} - \frac{80}{3} = 48 \text{ см};$$

$$Y = 150 + 6 - \frac{80}{3} = 129 \text{ см}; \quad Z_2 = \frac{1320 - 280 \cdot 0,48}{1,29} = 840 \text{ кН}.$$

Решающей является 1-я комбинация,  $Z_{\text{макс}} = 1050 \text{ кН}$ . Применяем для болтов сталь марки ВСтЗкп2,  $R_{ba} = 145 \text{ МПа} = 14,5 \text{ кН/см}^2$ .

$$\sum A_{bn} = \frac{Z_{\max}}{R_{ba}} = \frac{1050}{14,5} = 72,4 \text{ см}^2 \text{ обеспечивается двумя бол-}$$

тами М75 общей площадью  $2A_{bn} = 2 \cdot 43,5 = 87 \text{ см}^2$ .

*Дополнительные расчеты.* Проверяем траверсу условным расчетом на поперечный изгиб (рис. 34), как балку с двумя консолями, без учета ее совместной работы с плитой базы.

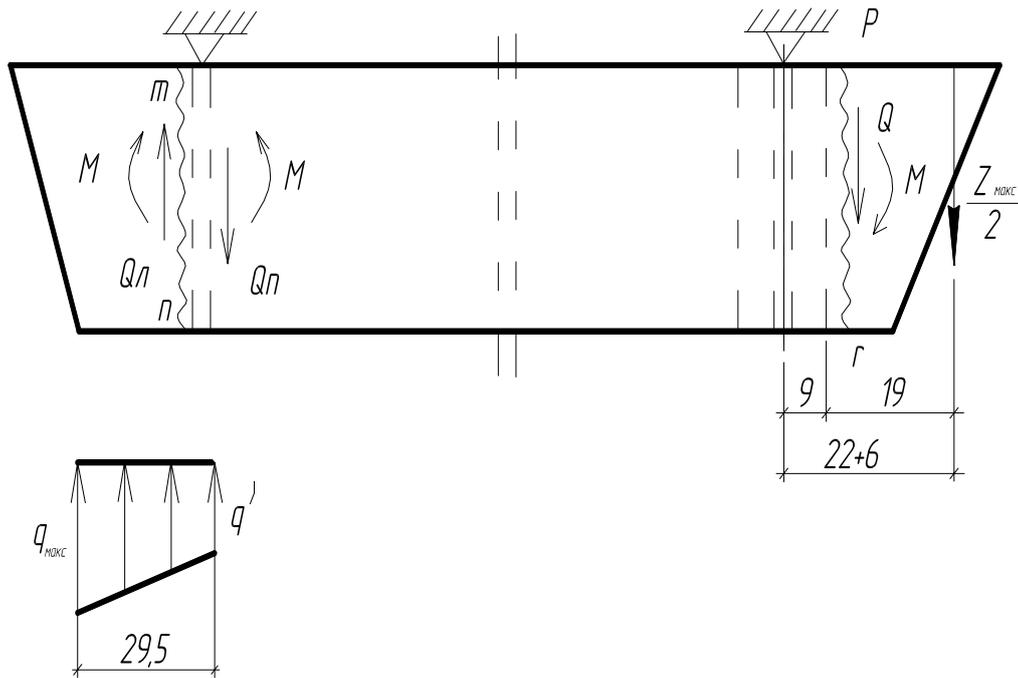


Рис. 34. Проверка прочности траверсы

*Сечение m-п.* Нагрузка на траверсу (в запас – с половины ширины плиты) при 1-й комбинации для расчета плиты

$$q_{\max} = \sigma_{\phi, \max} = 0,78 \cdot \frac{75}{2} = 29,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$q' = \sigma_{\phi}' \frac{B}{2} = 0,54 \cdot \frac{75}{2} = 20,3 \text{ кН/см}^2;$$

$$Q_{\pi} = \frac{29,3 + 20,3}{2} \cdot 29,2 = 724 \text{ кН};$$

$$|Q_{\pi}| = \frac{N_{\text{тр}}}{2} - Q_{\pi} = 1340 - 724 = 616 \text{ кН} < Q_{\pi};$$

$$M \approx \frac{29,3 + 20,3}{2} \cdot \frac{29,2^2}{2} = 10560 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Сечение *p-r*. Нагрузка на траверсу от наибольшего усилия в анкерных болтах

$$Q = \frac{Z_{\max}}{2} = \frac{1050}{2} = 525 \text{ кН}, M = 525 \cdot 19 = 9950 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Сечение *m-n* более опасное.

Геометрические характеристики траверсы:

$$A_{\text{тр}} = \delta_{\text{тр}} h_{\text{тр}} = 1,6 \cdot 54 = 86,3 \text{ см}^2;$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{\delta_{\text{тр}} h_{\text{тр}}^2}{6} = \frac{1,6 \cdot 54^2}{6} = 780 \text{ см}^3;$$

$$\tau = \frac{Q_{\text{л}}}{A_{\text{тр}}} = \frac{724}{86,3} = 8,4 \text{ кН/см}^2 < R_s ;$$

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{тр}}} = \frac{10560}{780} = 13,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{13,5^2 + 3 \cdot 8,4^2} = 19,8 \text{ кН/см}^2.$$

При необходимости рассматривают сечения траверсы в пролете между полками колонны при полном ее загрузении реактивным давлением фундамента на длине *C* и усилиями в анкерных болтах (при одной и той же комбинации *M, N*).

## ПРИЛОЖЕНИЯ

### Приложение 1

#### ПЛОЩАДЬ ОСЛАБЛЕННОГО РЕЗЬБОЙ СЕЧЕНИЯ БОЛТОВ

Таблица П1

##### Болты нормальной точности

Наружный диаметр стержня, мм	16	18	20	22	24	27	30
A, см <sup>2</sup>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60

Таблица П2

##### Анкерные болты

Наружный диаметр стержня, мм	30	36	42	48	56	64	72	80	90	100
A, см <sup>2</sup>	5,6	8,2	11,3	14,8	20,5	26,9	34,7	43,5	56,0	72,0

*Примечание.* Расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов:

- из стали ВСтЗкп2 – 145 МПа;
- из стали 09Г2С – 185 МПа;
- из стали 10Г2С1 – 190 МПа.

### Приложение 2

#### СПРАВОЧНЫЕ ДАННЫЕ К РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ УГЛОВЫХ ШВОВ

Расчетные сопротивления металла угловых швов  $R_{of}$  принимаются в зависимости от типа электродов или марки сварочной проволоки:

- Э42; Э42А; Св08; Св08А – 180 МПа;
- Э46; Э46А; Св08ГА – 200 МПа;
- Э50; Э50А; Св10ГА; Св08Г2С – 215 МПа.

Расчетная длина углового шва  $l_w$  равна полной его длине  $l$  за вычетом 10 мм. Расчетная длина фланговых швов  $l_w$  принимается равной не более  $85\beta_f K_f$  (кроме швов, загруженных на всем протяжении, например поясных швов, балок и сплошных колонн). Минимальная длина швов должна быть не менее  $4 K_f$  и 40 мм.

Таблица ПЗ

Значение коэффициента  $\beta_f$

Вид сварки при диаметре проволоки $d$ , мм	При толщине шва $K_f$			
	3 – 18	9 – 12	14 – 16	18 и более
Автоматическая при $d = 3...5$ (не в лодочку)	1,1	1,1	1,1	0,7
Автоматическая и полуавтоматическая при $d = 1,4...2$	0,9	0,8	0,7	0,7
Ручная, полуавтоматическая проволокой сплошного сечения при $d < 1,4$ или порошковой проволокой	0,7	0,7	0,7	0,7

Максимальная толщина углового шва  $K_{f\max}$  должна быть не более  $1,2 t$  ( $t$  – наименьшая толщина соединяемых элементов), а в случае расположения шва вдоль закругленной кромки прокатного профиля – не более значения, определяемого из условия плавного сопряжения шва с закруглением кромки (рис. П1):

а) для равнобоких и неравнобоких уголков  $K_{f\max} = t - \Delta$ ;

$\Delta = 1$  мм для уголков размерами до  $\perp 90 \times 7$  и  $\perp 110 \times 70 \times 8$  включительно;

$\Delta = 2$  мм для более крупных уголков;

б) для двутавров с параллельными гранями полок по ТУ 14-2-24-72 (нормальных, широкополочных, колонных) и швел-

леров с параллельными гранями полок по ГОСТ 8240-72  $K_{f\max} = t - \Delta$ ;  
 $\Delta = 2$  мм для двутавров до № 30 и швеллеров до № 33 включительно;

$\Delta = 3$  мм для двутавров от № 35 до 50 включительно и швеллеров № 36, 40;

$\Delta = 4$  мм для двутавров от № 55 до 80 включительно;

$\Delta = 5$  мм для двутавров № 90, 100;

в) для двутавров и швеллеров с уклоном внутренних граней полок по ГОСТ 8239-72 и ГОСТ 8240-72

$K_{f\max} = 5$  мм для № 16 – 30;  $K_{f\max} = 6$  мм для № 33 – 40;

$K_{f\max} = 8$  мм для № 45, 50;  $K_{f\max} = 10$  мм для № 55, 60.

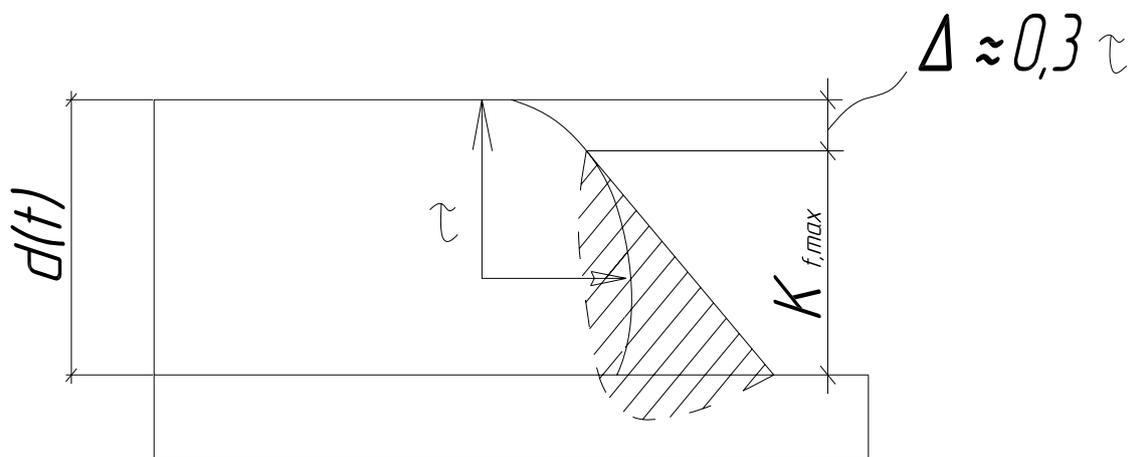


Рис. П1. Определение максимальной толщины углового шва

Таблица П4

Минимальная толщина углового шва в конструкциях  
из сталей с пределом текучести до 430 МПа

Вид сварки	Минимальная толщина углового шва при толщине более толстого из соединяемых элементов, мм						
	4–5	6–10	11–16	17–22	23–32	33–40	41–80
Ручная	4	5	6	7	8	9	10
Полуавтоматическая, автоматическая	3	4	5	6	7	8	9

ДАННЫЕ К РАСЧЕТУ ПЛИТЫ БАЗЫ КОЛОННЫ

1. Призменная прочность  $R_{пр}$  тяжелого бетона:

Проектная марка бетона

по прочности на сжатие..... М 100      М 150      М 200

Призменная прочность

$R_{пр}$ , МПа..... 4,5                      7                      9

2. Изгибающие моменты в прямоугольной пластинке от равномерной сплошной нагрузки интенсивностью  $\sigma_{\phi}$ , кН/см<sup>2</sup> (рис. П2):

а) для пластинки, опертой шарнирно по четырем сторонам (моменты в центре плиты):

$$M_{\max} = M_y = \alpha_y \sigma_{\phi} a^2, \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см},$$

$$M_{yx} = \alpha_x \sigma_{\phi} a^2, \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см},$$

где  $a$  – короткая сторона пластинки;

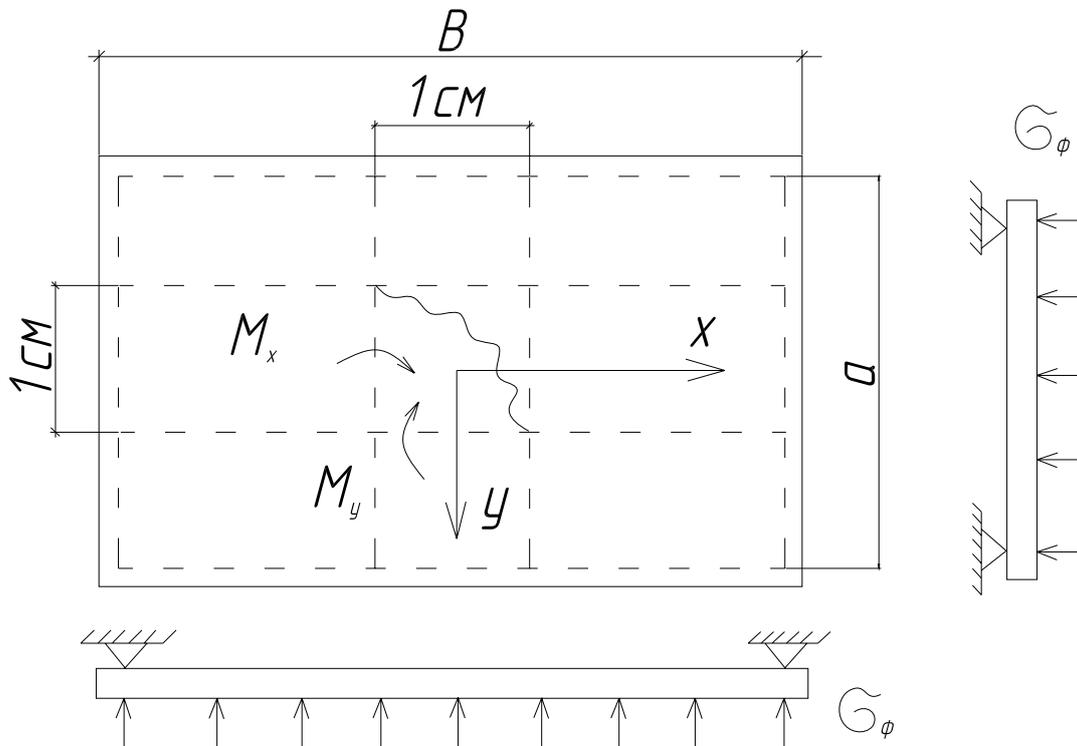


Рис. П2. Расчетная схема базы колонны

Таблица П5

Коэффициенты  $\alpha_y, \alpha_x$ 

$b/a$	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3	Более 3
$\alpha_y$	0,048	0,063	0,075	0,086	0,095	0,102	0,119	0,125
$\alpha_x$	0,048	0,050	0,050	0,049	0,048	0,046	0,041	0,0375

*Примечание.* При  $b/a > 2$  допускается рассматривать пластинку как балочную, принимая  $\alpha_y = 1/8 = 0,125$ .

б) для пластинки, опертой по трем сторонам (рис. ПЗ, П4):

– момент в середине свободной стороны (1 схема):

$M_y = \beta_y \sigma_\phi a_1^2$ , кН·см/см, где  $a$  – длина свободной стороны;

– момент в середине защемленной стороны (2 схема):

$$M_x = \beta_x \sigma_\phi b_1^2 \left( \text{при } \frac{b_1}{a_1} \leq 1 \right);$$

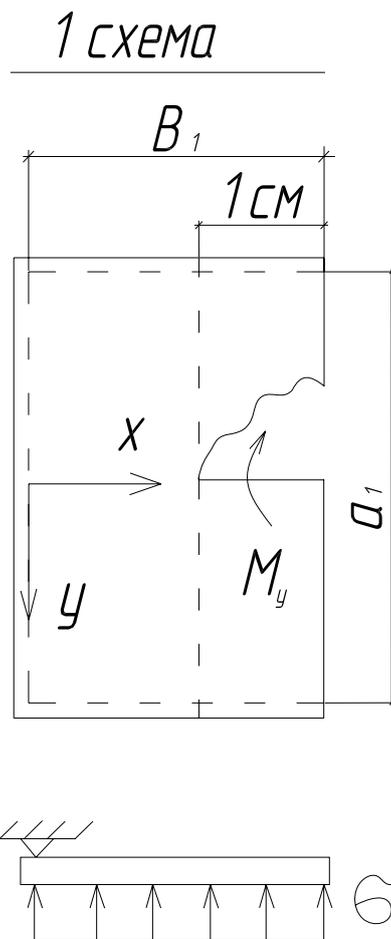
$$M_x = \frac{\sigma_\phi a_1^2}{8} \left( \text{при } \frac{b_1}{a_1} > 1 \right).$$

Таблица П6

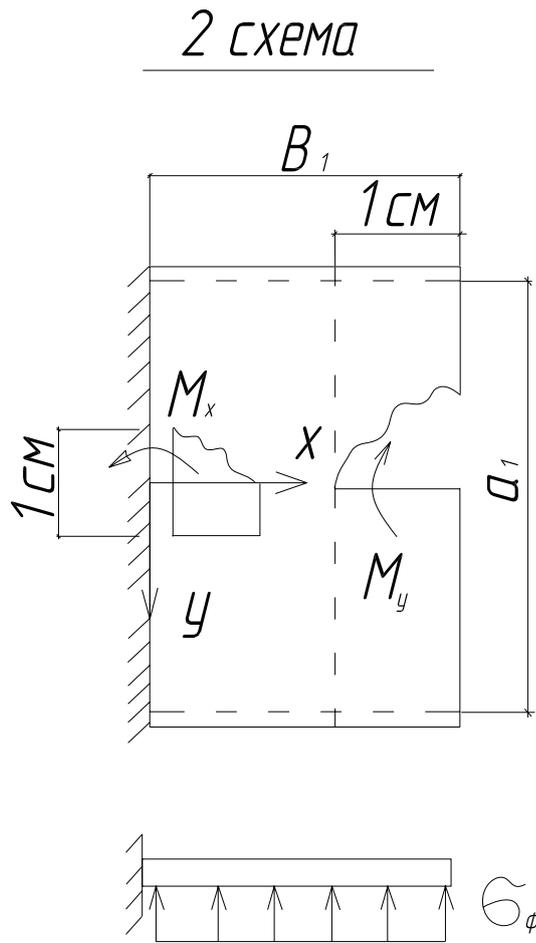
Коэффициенты  $\beta_y, \beta_x$ 

$b_1/a_1$		1/3	0,4	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	2	Бо- лее 2
$\beta_y$	1-я схе- ма	0,033	0,044	0,06	0,074	0,097	0,112	0,121	0,126	0,132	0,133
	2-я схе- ма	0,008	0,017	0,029	0,046	0,075	0,097	0,111	0,120	0,131	0,133
$\beta_x$	2-я схе- ма	0,42	0,38	0,32	0,26	0,17	0,12	–	–	–	–

*Примечание.* При расчете плиты базы в случае  $b_1/a_1 > 0,5$  пользуются схемой 1, в случае  $b_1/a_1 \leq 0,5$  переходят ко 2-й схеме или (в запас) к консольному свесу с моментом в защемлении  $M_x = \sigma_\phi b_1^2 / 2$ . Если  $b_1/a_1 \geq 1,5$ , плиту допускается считать балочной пластинкой, принимая  $\beta_y = 1/8 = 0,125$ .



*Рис. П3. Определение момента в середине свободной стороны*



*Рис. П4. Определение момента в середине заземленной стороны*

3. Изгибающие моменты в балочной пластинке с консольными свесами от равномерной сплошной нагрузки интенсивностью  $\sigma_\phi$ , кН/см<sup>2</sup> (рис. П5):

$$\text{при } C \geq \frac{a}{2\sqrt{2}} \approx 0,35a \quad M_k = \frac{\sigma_\phi C^2}{2}, \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{\sigma_\phi a^2}{8} - M_k, \text{ кН}\cdot\text{см/см}; \quad M_{\text{оп}} = \frac{\sigma_\phi a^2}{8} - \frac{M_k}{2}, \text{ кН}\cdot\text{см/см};$$

$$\text{при } C \geq \frac{a}{\sqrt{6}} \approx 0,41a \quad M_k \geq M_{\text{пр}}, \quad M_k \geq M_{\text{оп}}.$$

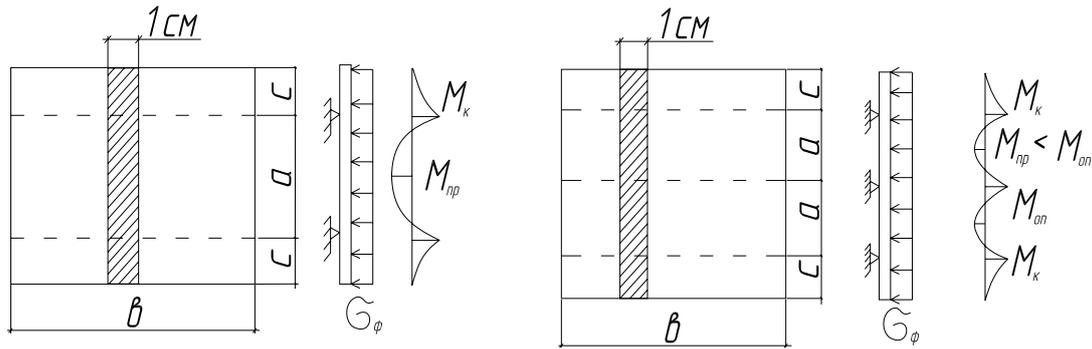


Рис. П5. Эпюры изгибающих моментов балочной пластинки

4. Изгибающие моменты в прямоугольной шарнирно опертой пластинке от равномерно распределенных по контуру моментов  $M_x^K$ ,  $M_y^K$ , кН·см/см (рис. П6):

моменты в центре плиты

$$M_y = \alpha_{yy} M_y^K + \alpha_{yx} M_x^K, \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см};$$

$$M_x = \alpha_{xy} M_y^K + \alpha_{xx} M_x^K, \text{ кН}\cdot\text{см}/\text{см}.$$

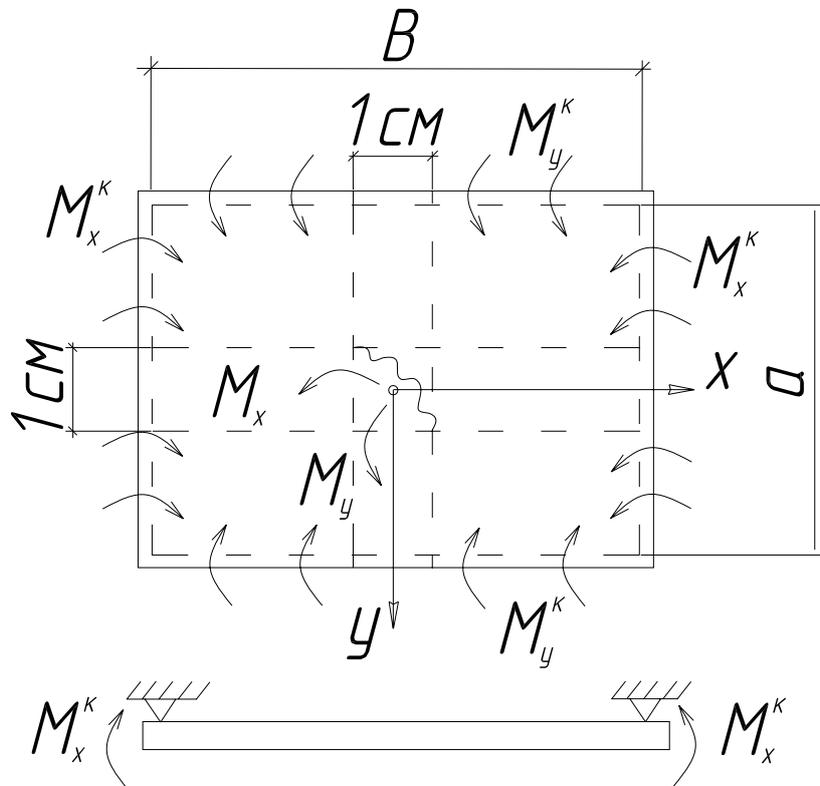


Рис. П6. Изгибающие моменты в прямоугольной шарнирно опертой пластинке

Таблица П7

Коэффициенты  $\alpha_{yy}$ ,  $\alpha_{yx}$ ,  $\alpha_{xy}$ ,  $\alpha_{xx}$ 

$b/a$	0	1/3	0,5	2/3	0,75	1	1 1/3	1,5	2	3	$\infty$
$\alpha_{yy}$	0	0	0	0,05	0,09	0,26	0,48	0,57	0,77	0,9	1,0
$\alpha_{yx}$	0,3	0,35	0,39	0,42	0,42	0,39	0,31	0,26	0,15	0,06	0
$\alpha_{xy}$	0	0,06	0,15	0,26	0,31	0,39	0,42	0,42	0,39	0,35	0,3
$\alpha_{xx}$	1	0,9	0,77	0,57	0,48	0,26	0,09	0,05	0	0	0

**Приложение 4**ТОЛЩИНА, ШИРИНА, ДЛИНА УНИВЕРСАЛЬНОЙ  
И ТОЛСТОЛИСТОВОЙ СТАЛИ

## Широкополосная универсальная сталь по ГОСТ 8200 -70

Толщина листов, мм: 6; 7; 8; 9; 10; 11; 12; 14; 16; 18; 20; 22; 25; 28; 30; 32; 36; 40; 45; 50; 55; 60

Ширина листов, мм: 200; 210; 220; 240; 250; 260; 280; 300; 320; 340; 360; 380; 400; 420; 450; 480; 500; 530; 560; 600; 630; 650; 670; 700; 750; 800; 850; 900; 950; 1000; 1050

## Толстолистовая сталь по ГОСТ 5681-57\*

Толщина листов, мм – как для универсальной стали, а также 15, 24, 26, 34, 42, 48, 52

Ширина листов, мм: 1250 (при толщине 6 – 11 мм), 1400 (при толщине 6 – 32 мм), 1500, 1600, 1700, 1800 (при толщине 6 – 60 мм), 1900, 2000, 2100, 2200 (при толщине 8 – 60 мм), 2300, 2400, 2500, 2600 (при толщине 34 – 60 мм)

Длина листов, мм: от 4500 до 8000 (через 500)

## Библиографический список\*

1. СНиП II-23-81. Стальные конструкции. – М. : Стройиздат, 1982. – 93 с.
2. Металлические конструкции : учеб. для вузов / под ред. Е. И. Беленя. – 5-е изд. – М. : Стройиздат, 1976. – 356 с.
3. Рекомендации по проектированию стальных конструкций с применением круглых труб. – М. : ЦНИИСК им. Кучеренко, 1972. – 32 с.
4. Руководство по проектированию стальных конструкций из гнутосварных замкнутых профилей. – М. : ЦНИИПроектстальконструкция, 1978. – 63 с.

## Оглавление

Введение.....	3
1. УКРУПНИТЕЛЬНЫЙ СТЫК СВАРНОЙ БАЛКИ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ.....	3
2. ОПИРАНИЕ БАЛОК НАСТИЛА И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ БАЛОК НА ГЛАВНЫЕ.....	7
3. ОГОЛОВОК ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ.....	12
4. БАЗА ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ.....	21
5. УЗЛЫ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ.....	36
6. СОПРЯЖЕНИЕ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ С КОЛОННОЙ.....	44
7. СОПРЯЖЕНИЕ НАДКРАНОВОЙ И ПОДКРАНОВОЙ ЧАСТЕЙ ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ.....	49
8. БАЗА ВНЕЦЕНТРЕННО СЖАТОЙ КОЛОННЫ.....	55
Приложения.....	67
Библиографический список.....	75

---

\* Приводится в авторской редакции.

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ К КУРСОВОЙ РАБОТЕ  
«РАСЧЕТ УЗЛОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ»  
ДЛЯ СПЕЦИАЛЬНОСТИ 270105 – ГОРОДСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО  
И ХОЗЯЙСТВО

Составители

РЕПИН Владимир Анатольевич  
ПОПОВА Марина Владиславовна  
ГРЯЗНОВ Михаил Витальевич

Ответственный за выпуск – зав. кафедрой доцент С.И. Рощина

Подписано в печать 17.11.08.  
Формат 60x84/16. Усл. печ. л. 4,42. Тираж 100 экз.  
Заказ  
Издательство  
Владимирского государственного университета.  
600000, Владимир, ул. Горького, 87.