

Министерство образования и науки РФ

НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
МОСКОВСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕСИТЕТ

Кафедра металлических и деревянных конструкций

## ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА УЗЛОВ

*Методические указания  
по металлическим конструкциям  
для практических занятий*

Составители: Вершинин В.П.  
Вершинин В.В.

Москва 2017

## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение .....	3
1. Укрупнительный стык сварной балки на высокопрочных болтах .....	4
1.1. Стык стенки.....	5
1.2. Стык поясных листов .....	7
2. Опираие балок настила и вспомогательных балок на главные балки.....	9
2.1. Опираие сверху.....	9
2.2. Пониженное опираие .....	10
3. Оголовок центрально сжатой колонны .....	14
3.1. Общие указания .....	14
3.2. Опираие сверху на опорное ребро сплошной колонны .	15
3.3. Опираие сверху на стенку сплошной колонны.....	17
3.4. Опираие сверху на пояса сплошной колонны .....	19
3.5. Опираие сверху на траверсу сквозной колонны.....	20
3.6. Опираие сверху на траверсы сквозной колонны .....	22
4. База центрально сжатой колонны .....	24
4.1. Общие указания .....	24
4.2. Колонна с фрезерованным торцом.....	25
4.3. Колонна с траверсами .....	27
4.4. Колонна с траверсами и консольными рёбрами .....	32
Приложение. К расчёту плиты базы колонны .....	38

## **ВВЕДЕНИЕ**

В методических указаниях приведены примеры и справочные данные для расчёта узлов балочных перекрытий. Указания составлены в соответствии с основными методическими положениями учебника «Металлические конструкции» под редакцией проф. Ю.И. Кудишина, 13-е изд., и нормами проектирования СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».

При проектировании студент должен обратить особое внимание на выбор усилий (или комбинаций усилий), действующих на узел, 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 расчёта.

# 1. УКРУПНИТЕЛЬНЫЙ СТЫК СВАРНОЙ БАЛКИ НА ВЫСОКОПРОЧНЫХ БОЛТАХ

## Исходные данные

Материал балки – сталь марки С245.

Расчётный момент в сечении стыка  $M = 3160 \text{ кН} \cdot \text{м}$ .

Поперечная сила  $Q = 0$ .

Момент инерции относительно оси  $x-x$ :

балки –  $I = 1010000 \text{ см}^4$ ;

стенки –  $I_w = 195000 \text{ см}^4$ .

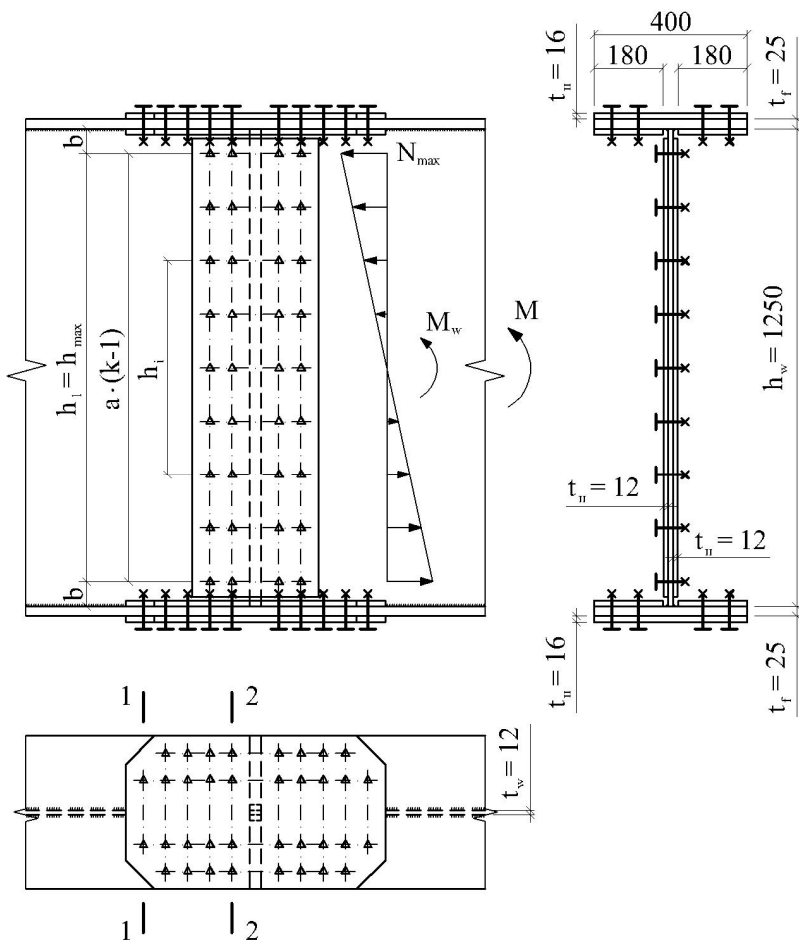


Рис. 1

## 1.1. Стык стенки

Условие прочности стыка:

$$N_{\max} \leq Q_{bh} k_{\text{тр}} \gamma_b \gamma_c,$$

где

$$N_{\max} = \frac{M_w}{mh_{\max} \alpha} - \text{сдвигающее усилие на один болт крайнего горизонтального ряда от изгибающего момента } M_w = M \frac{I_w}{I}, \text{ передаваемого стенкой балки на накладки;}$$

$Q_{bh} = \frac{R_{bh} A_{bn} \mu}{\gamma_h}$  – предельное сдвигающее усилие по трению в расчёте на один высокопрочный болт;

$k_{\text{тр}}$  – число плоскостей трения соединяемых элементов;

$\gamma_b$  – коэффициент условий работы фрикционного соединения, зависящий от количества болтов  $n$ , необходимых для восприятия расчётного усилия, и принимаемый равным: 0.8 при  $n < 5$ , 0.9 при  $5 \leq n < 10$ , 1.0 при  $n \geq 10$ ;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы, принимаемый по Табл. 1 СП 16.13330.2011;

$R_{bh} = 0.7 R_{bun}$  – расчётное сопротивление растяжению высокопрочного болта;

$A_{bn}$  – площадь сечения болта по резьбе (нетто), принимаемая согласно Табл. Г.9 Приложения Г СП 16.13330.2011;

$\mu$  – коэффициент трения, принимаемый по Табл. 42 СП 16.13330.2011;

$\gamma_h$  – коэффициент, принимаемый по Табл. 42 СП 16.13330.2011 (при разности номинальных диаметров отверстия и болта  $\delta = d_{\text{отв}} - d = 1 \dots 4$  мм и регулировании натяжения болтов по углу поворота гайки  $\gamma_h = 1.01$ );

$m$  – число вертикальных рядов болтов по одну сторону от оси стыка;

$h_{\max}$  – см. Рис. 1;

$\alpha = \frac{k(k+1)}{6(k-1)}$  – коэффициент стыка, зависящий от числа болтов  $k$  в вертикальном ряду (см. Табл. 1);

$\alpha$  – коэффициент стыка, зависящий от числа болтов  $k$  в вертикальном ряду (см. Табл. 1);

$\alpha = \frac{k(k+1)}{6(k-1)}$  – коэффициент стыка, зависящий от числа болтов  $k$  в вертикальном ряду (см. Табл. 1);

вертикальном ряду (см. Табл. 1);

$R_{bun}$  – нормативное сопротивление высокопрочного болта, принимаемое согласно Табл. Г.8 Приложения Г СП 16.13330.2011 (для стали 40Х «Селект» при диаметре болтов  $d \leq 27$  мм  $R_{bun} = 110$  кН/см<sup>2</sup>).

Принимаем толщину накладок  $t_n = t_w = 1.2$  см, тогда по условиям плотности соединения максимальный шаг болтов в вертикальном ряду  $a_{max} = 12t_n = 12 \cdot 1.2 = 14.4$  см. Значение  $h_{max} = h_w - 2b \approx 125 - 2 \cdot 6 = 113$  см, где размер  $b$  из условия удобства постановки болтов назначаются не менее 6 см. Шаг болтов принимается кратным 10 мм.

**Таблица 1**

$k$	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$\alpha$	1.55	1.71	1.88	2.04	2.20	2.36	2.52	2.69	2.86

*1 вариант расчёта – определение требуемого диаметра болтов*

С учётом  $a_{max}$  назначаем  $k = 9$  и шаг  $a = 14$  см. Тогда  $\alpha = 1.88$ ,  $h_{max} = a(k - 1) = 14 \cdot 8 = 112$  см.

Задаваясь  $m = 2$ , определяем

$$M_w = 3160 \cdot \frac{195 \cdot 10^3}{1010 \cdot 10^3} = 613 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_{max} = \frac{613 \cdot 10^2}{2 \cdot 112 \cdot 1.88} = 146 \text{ кН}.$$

Принимаем болты из стали 40Х «Селект»,  $\mu = 0.42$  (газопламенная обработка поверхностей),  $\gamma_b = 1.0$ ,  $\gamma_h = 1.01$ ,  $k_{тр} = 2$ . Из условия прочности стыка находим требуемую площадь сечения нетто болта:

$$A_{bn} = \frac{N_{max} \gamma_h}{0.7 R_{bun} \gamma_b \mu k_{тр}} = \frac{146 \cdot 1.01}{0.7 \cdot 110 \cdot 1.0 \cdot 0.42 \cdot 2} = 2.28 \text{ см}^2.$$

По Табл. Г.9 Приложения Г СП 16.13330.2011 подбираем болт М20:  $A_{bn} = 2.45 \text{ см}^2 > 2.28 \text{ см}^2$ . Отверстия диаметром  $d_{отв} = 23$  мм, сверлёные.

*2 вариант расчёта – определение числа болтов*

Диаметр болтов считаем заданным (М20), остальные характеристики болтов – как в 1-м варианте расчёта. Тогда предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое одним высокопрочным болтом:

$$Q_{bh} = \frac{0.7 \cdot 110 \cdot 2.45 \cdot 0.42}{1.01} = 78 \text{ кН.}$$

Из условия прочности стыка находим требуемое значение  $\alpha$  :

$$\alpha \geq \frac{M_w}{mh_{\max} Q_{bh} k_{\text{тр}} \gamma_b \gamma_c} = \frac{613 \cdot 10^2}{2 \cdot 112 \cdot 78 \cdot 2 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 1.75.$$

По Табл. 1 ближайшему большему значению  $\alpha = 1.88$  соответствует

$$k = 9 \text{ и шаг } a = \frac{h_{\max}}{k-1} = \frac{112}{9-1} = 14 \text{ см.}$$

Проверяем стык стенки:

$$\frac{N_{\max}}{Q_{bh} k_{\text{тр}} \gamma_b \gamma_c} = \frac{M_w}{mh_{\max} \alpha Q_{bh} k_{\text{тр}} \gamma_b \gamma_c} = \frac{613 \cdot 10^2}{2 \cdot 112 \cdot 1.88 \cdot 78 \cdot 2 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 0.93 < 1.$$

## 1.2. Стык поясных листов

Площадь сечения накладок в стыке должна быть не меньше площади сечения поясных листов (полок), поэтому толщина наклад-ки

$$t_n \geq \frac{A_f}{\sum b_n} = \frac{40 \cdot 2.5}{40 + 2 \cdot 18} = 1.3 \text{ см.}$$

Принимаем  $t_n = 1.4$  см.

Ширину внутренних накладок (18 см) принимаем не более  $(b_f - t_w - 2k_f)/2$ .

$$N_f = \frac{M - M_w}{h_w + t_f} = \frac{(3160 - 613) \cdot 10^2}{125 + 2.5} = 2000 \text{ кН,}$$

$$Q_{bh} = 78 \text{ кН} - \text{как и в стыке стенки.}$$

Тогда требуемое число болтов на длине полунакладки

$$n = \frac{N_f}{Q_{bh} k_{\text{тр}} \gamma_b \gamma_c} = \frac{2000}{78 \cdot 2 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 12.82.$$

Принимаем  $n = 14$  и размещаем болты по схеме на Рис. 1, при этом расчётное сечение полки 1-1 ослабляется только двумя отверстиями  $d_{\text{отв}} = 2.3$  см и  $A_n = (40 - 2 \cdot 2.3) \cdot 2.5 = 88.5 \text{ см}^2$ . Так как  $A_{f,n} > 0.85 A_f = 85 \text{ см}^2$ , ослабленное сечение при действии статических нагрузок можно не проверять.

Расчётное сечение накладок 2-2 ослабляется четырьмя отвер-

стиями,  $A_{н,н} = (40 + 2 \cdot 18) \cdot 1.4 - 2.3 \cdot 4 \cdot 2 \cdot 1.4 = 80.4 \text{ см}^2$ . Так как  $A_{н,н} < 0.85A_f$ , увеличиваем толщину накладок до  $t_n = 1.6 \text{ см}$ , при этом  $A_{н,н} = 80.4 \cdot \frac{1.6}{1.4} = 92 \text{ см}^2 > 0.85A_f$  и прочность накладок будет не меньше, чем соединяемых полок.



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

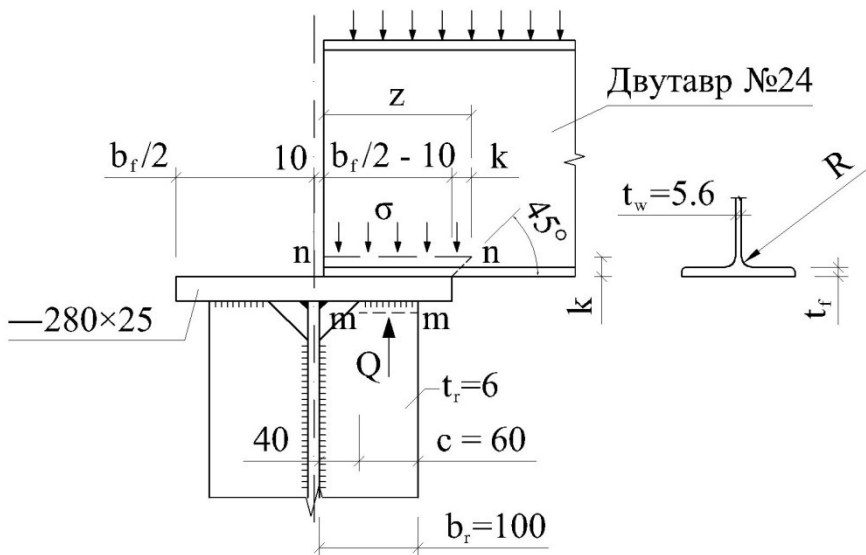
### 2.1. Опирание сверху

*Исходные данные*

Балки – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

Опорная реакция  $Q = 56 \text{ кН}$ .



**Рис. 2**

*Проверка прочности стенки прокатной балки (Рис. 2)*

Местное нормальное напряжение в сечении  $n-n$  (у начала закругления):

$$\sigma = \frac{Q}{zt_w} = \frac{56}{15 \cdot 0.56} = 6.65 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23.5 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$k \approx t_f + R = 0.95 + 1.05 = 2 \text{ см},$$

$$z = \frac{b_f}{2} - 1 + k = \frac{28}{2} - 1 + 2 = 15 \text{ см}.$$

*Прочность сварных швов прикрепления поперечного ребра жесткости к полке главной балки*

Принимаем  $k_f = 0.6$  см,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка согласно Табл. 39 СП 16.13330.2011). Прочность угловых швов при условном срезе:

$$\tau_{wf} = \frac{Q}{2\beta_f k_f l_{wf}} = \frac{56}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 5} = 10.4 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2,$$

где

$$l_{wf} = c - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ см.}$$

*Прочность сечения т – т ребра жесткости*

Нормальные напряжения в сечении:

$$\sigma = \frac{Q}{ct_r} = \frac{56}{6 \cdot 0.6} = 15.5 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23.5 \text{ кН/см}^2.$$

## 2.2. Пониженное опирание

*Исходные данные*

Балки – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ).

Опорная реакция  $Q = 156 \text{ кН}$ .

*Прикрепление балки настила к ребру жесткости (Рис. 3)*

Принимаем болты нормальной точности М20 ( $d = 2$  см) класса 5.6 ( $R_{bs} = 210 \text{ МПа} = 21 \text{ кН/см}^2$ ), диаметр отверстий  $d_o = 2.3$  см.

Предельное усилие (несущая способность) одного болта:

— по срезу

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c = 21 \cdot 3.14 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 1 = 53.7 \text{ кН},$$

где  $\gamma_b = 0.9$  – для многоболтового соединения болтами нормальной точности согласно Табл. 41 СП 16.13330.2011,  $n_s = 1$  – болт имеет одну плоскость среза в соединении.

— по смятию более тонкого листа

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c = 48.5 \cdot 2 \cdot 0.8 \cdot 0.9 \cdot 1 = 69.84 \text{ кН},$$

где  $R_{bp} = 485 \text{ МПа} = 48.5 \text{ кН/см}^2$  принимается по Табл. Г.6 Приложения Г СП 16.13330.2011, а  $\sum t = t_r = 0.8$  см.

Требуемое для прикрепления число болтов

$$n = \frac{kQ}{N_{b,\min}} = \frac{1.2 \cdot 156}{53.7} = 3.5 \rightarrow n = 4,$$

где  $k = 1.2$  – учитывает увеличение усилий в крайних болтах от момента частичного защемления балки настила, а  $N_{b,\min} = N_{bs} = 53.7$  кН.

Принимаем высоту накладки  $h_n = 30$  см, что достаточно для размещения 4-х болтов с учётом требований Табл. 40 СП 16.13330.2011 и согласуется с высотой плоской части стенки двутавра № 40:

$$h - 2(t_f + R) = 40 - 2 \cdot (1.3 + 1.5) = 34.4 \text{ см}.$$

Прочность накладки на срез проверяется по усилию  $kQ$  в ослабленном сечении  $n-n$ :

$$\tau = \frac{kQ}{t_n (h_n - 4d_o)} = \frac{1.2 \cdot 156}{1 \cdot (30 - 4 \cdot 2.3)} = 9.0 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13.63 \text{ кН/см}^2.$$

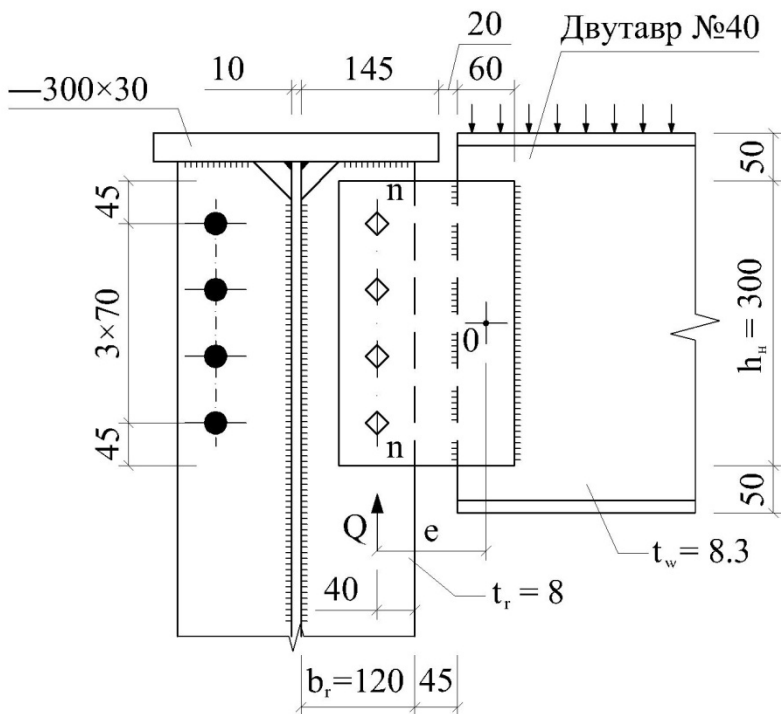


Рис. 3

Прикрепление накладки к стенке балки настила (Рис. 4)

Принимаем швы  $k_f = 0.6$  см,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка согласно Табл. 39 СП 16.13330.2011). В швах возникают касательные напряжения от поперечной силы  $Q$  и крутящего момента

$$M_{кр} = Qe = 156 \cdot 11.6 = 1795 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ где } e = 4 + 4.5 + \frac{6}{2} = 11.5 \text{ см (см.}$$

Рис. 3).

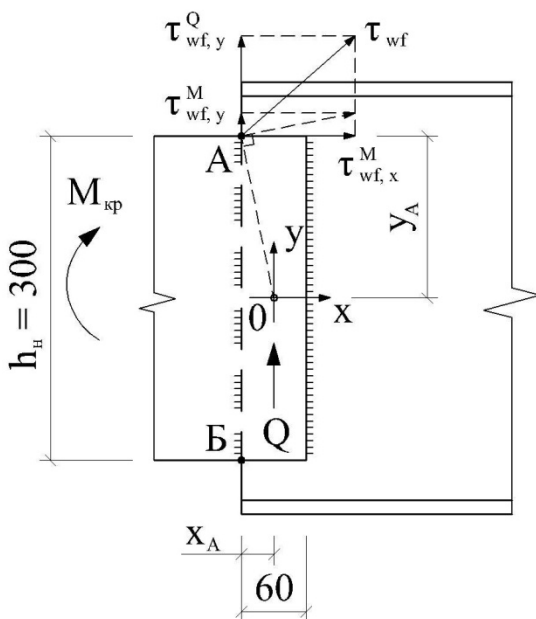


Рис. 4

$$\tau_{wf,y}^Q = \frac{Q}{2\beta_f k_f l_{wf}} = \frac{156}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 29} = 5.1 \text{ кН/см}^2,$$

$$l_{wf} = h_H - 1 = 30 - 1 = 29 \text{ см},$$

$$\tau_{wf,x}^M = \frac{M_{кр}}{I_{wf,r}} y_A = \frac{1795}{2460} \cdot 15 = 11 \text{ кН/см}^2,$$

$$y_A = \frac{h_H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ см},$$

$$\tau_{wf,y}^M = \frac{M_{кр}}{I_{wf,r}} x_A = \frac{1795}{2460} \cdot 3 = 2.2 \text{ кН/см}^2,$$

$$\begin{aligned}
 I_{wf,r} &= I_{wf,x} + I_{wf,y} = 2 \cdot \frac{\beta_f k_f l_{wf}^3}{12} + 2\beta_f k_f l_{wf} x_A^2 = \\
 &= 2 \cdot \frac{0.9 \cdot 0.6 \cdot 29^3}{12} + 2 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 29 \cdot 3^2 = 2460 \text{ см}^4,
 \end{aligned}$$

где  $I_{wf,r}$  – полярный момент инерции расчётного сечения швов относительно центра сварного соединения.

Результирующее напряжение в наиболее напряженной точке «А» (или «Б») левого сварного шва на Рис. 4:

$$\begin{aligned}
 \tau_{wf} &= \sqrt{(\tau_{wf,y}^Q + \tau_{wf,y}^M)^2 + (\tau_{wf,x}^M)^2} = \\
 &= \sqrt{(5.1 + 2.2)^2 + 11^2} = 13.2 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2
 \end{aligned}$$

### 3. ОГОЛОВОК ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ

#### 3.1. Общие указания

Толщина плиты оголовка, воспринимающей опорное давление балок, принимается конструктивно:  $t_{ор} = 20...25$  мм .

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

$$\sigma = \frac{N}{A_p} \leq R_p, \quad (1)$$

$$A_p^{тр\text{еб}} = \frac{N}{R_p}, \quad (2)$$

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

При передаче опорного давления на торец стенки или полки колонны (§ 3.3 и 3.4) их прочность проверяется по ф-ле (1), а если она не обеспечена, предусматривается местное усиление стенки (полки) вставкой из более толстого листа.

Прикрепление рёбер (траверс) к стенке колонны угловыми швами проверяется на прочность швов при срезе:

$$\tau_{wf(wz)} = \frac{N}{n\beta_{f(z)}k_f l_{wf}} \leq R_{wf(wz)}, \quad (3)$$

где  $n$  – число швов, передающих силу  $N$ , откуда определяется требуемая длина шва

$$l_{wf}^{тр\text{еб}} = \frac{N}{n\beta_{f(z)}k_f R_{wf(wz)}} \quad (4)$$

и высота рёбер (траверсы)

$$h_{r(тр)}^{тр\text{еб}} = l_{wf}^{тр\text{еб}} + 1 \text{ см} .$$

Расчётная длина шва не должна превышать  $85\beta_f k_f$  .

Проверяется также прочность при срезе стенки колонны в месте прикрепления ребра, траверсы (§ 3.2 и 3.5), а при необходимости – прочность траверсы (§ 3.5). Если прочность недостаточна, увеличивается толщина проверяемых элементов или высота ребра, траверсы.

Если обеспечено плотное прилегание плиты оголовка и торцевой поверхности колонны, ребра, траверс (фрезерование торцов колон-

ны, пригона фрезерованной или строганной поверхности рёбер и траверс к плите), швы прикрепления плиты к колонне на прочность не рассчитываются и принимаются минимальной толщины по Табл. 38 СП 16.13330.2011.

### 3.2. Опирание сверху на опорное ребро сплошной колонны

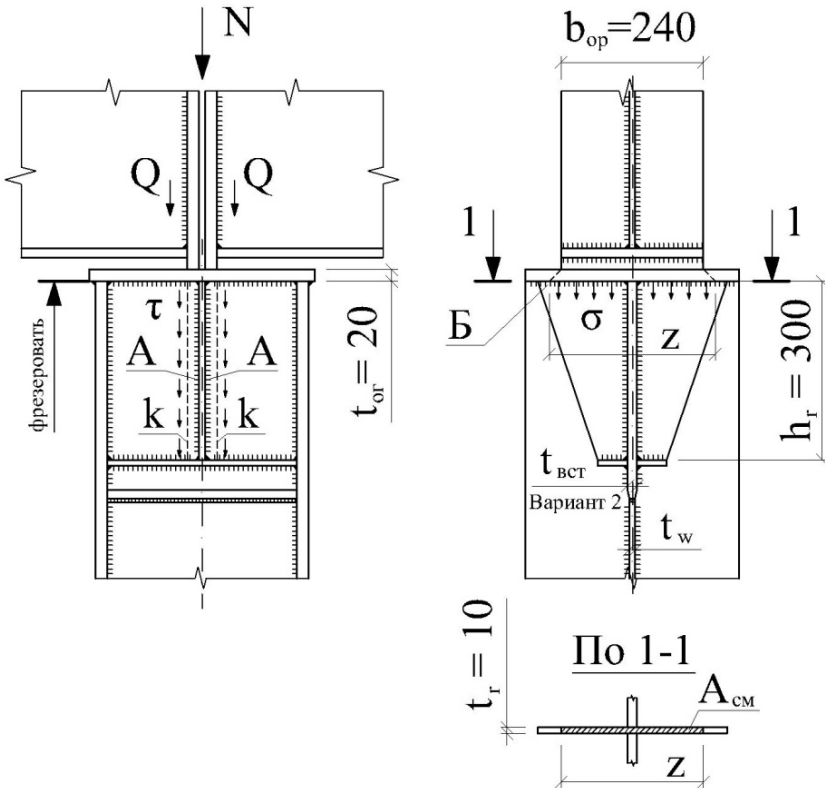
*Исходные данные (Рис. 5)*

Колонна – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_p = 361 \text{ МПа} = 36.1 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 136 \text{ МПа} = 13.6 \text{ кН/см}^2$ ).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

1 вариант –  $N = 2Q = 700 \text{ кН}$ .

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



**Рис. 5**

## 1 вариант

Толщина ребра оголовка определяется по ф-ле (2):

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_p} = \frac{700}{36.1} = 19.4 \text{ см}^2,$$

$$z = b_{\text{оп}} + 2t_{\text{ог}} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см},$$

$$t_r^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{z} = \frac{19.4}{28} = 0.69 \text{ см} \rightarrow t_r = 1 \text{ см}.$$

Высота ребра определяется из условия прочности швов «А» по ф-ле (4), принимая  $k_f = 0.6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка согласно Табл. 39 СП 16.13330.2011):

$$l_{wf}^{\text{треб}} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf}} = \frac{700}{4 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18} = 18 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 46 \text{ см},$$

$$h_r^{\text{треб}} = l_{wf}^{\text{треб}} + 1 = 18 + 1 = 19 \text{ см} \rightarrow h_r = 20 \text{ см}.$$

Касательные напряжения в стенке по плоскостям среза  $k$ :

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{2h_r t_w} = \frac{700}{2 \cdot 20 \cdot 1} = 17.5 \text{ кН/см}^2 > R_s = 13.6 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность не обеспечена. Определяем требуемую высоту ребра из условия  $\tau = R_s$ :

$$h_r^{\text{треб}} = \frac{N}{2t_w R_s} = \frac{700}{2 \cdot 1 \cdot 13.6} = 25.8 \text{ см} \rightarrow h_r = 30 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 46 \text{ см}.$$

Прикрепление плиты оголовка осуществляется посредством сварных швов «Б» минимальной толщины  $k_{f,\text{min}} = 7 \text{ мм}$  (при  $t_{\text{ог}} = 20 \text{ мм}$ ) в соответствии с Табл. 38 СП 16.13330.2011.

## 2 вариант

Толщина ребра оголовка определяется по ф-ле (2):

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_p} = \frac{1300}{36.1} = 36 \text{ см}^2,$$

$$z = b_{\text{оп}} + 2t_{\text{ог}} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см},$$

$$t_r^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{z} = \frac{36}{28} = 1.29 \text{ см} \rightarrow t_r = 1.4 \text{ см}.$$

Высота ребра определяется из условия прочности швов «А» по ф-ле (4), принимая  $k_f = 0.6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка)



ка согласно Табл. 39 СП 16.13330.2011):

$$l_{wf}^{треб} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf}} = \frac{1300}{4 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18} = 33.5 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 46 \text{ см} ,$$

$$h_r^{треб} = l_{wf}^{треб} + 1 = 33.5 + 1 = 34.5 \text{ см} \rightarrow h_r = 36 \text{ см} .$$

Касательные напряжения в стенке по плоскостям среза  $k$  :

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{2h_r t_w} = \frac{1300}{2 \cdot 36 \cdot 1} = 18.1 \text{ кН/см}^2 > R_s = 13.6 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность не обеспечена. Заменяем стенку на участке ( $h_r + 5 \dots 10$  см) более толстой вставкой из условия  $\tau = R_s$  :

$$t_{вст}^{треб} = \frac{N}{2h_r R_s} = \frac{1300}{2 \cdot 36 \cdot 13.6} = 1.33 \text{ см} \rightarrow t_{вст} = 1.4 \text{ см} .$$

### 3.3. Опираение сверху на стенку сплошной колонны

Исходные данные (Рис. 6)

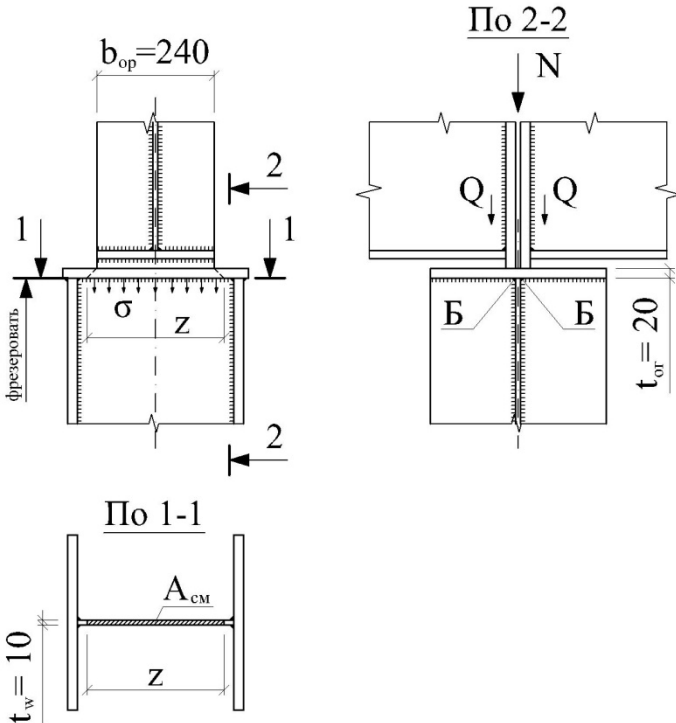


Рис. 6

Колонна – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ,  
 $R_p = 361 \text{ МПа} = 36.1 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 136 \text{ МПа} = 13.6 \text{ кН/см}^2$ ).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

1 вариант –  $N = 2Q = 700 \text{ кН}$ .

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

### 1 вариант

Проверка торца стенки на смятие по ф-ле (1):

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{N}{t_w z} = \frac{700}{1 \cdot 28} = 25 \text{ кН/см}^2 < R_p = 36.1 \text{ кН/см}^2,$$

$$z = b_{\text{оп}} + 2t_{\text{ор}} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см}.$$

Швы «Б» прикрепления плиты оголовка – минимальной толщины  $k_{f,\text{min}} = 7 \text{ мм}$  (при  $t_{\text{ор}} = 20 \text{ мм}$ ) в соответствии с Табл. 38 СП 16.13330.2011.

### 2 вариант

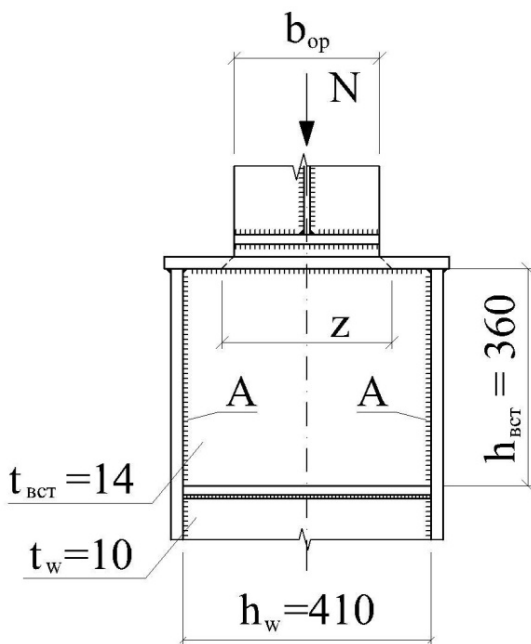


Рис. 7

Проверка торца стенки на смятие по ф-ле (1):

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{см}}} = \frac{1300}{1 \cdot 28} = 46.5 \text{ кН/см}^2 < R_p = 36.1 \text{ кН/см}^2.$$

Заменяем стенку более толстой вставкой из условия  $\tau = R_s$ :

$$t_{\text{вст}}^{\text{треб}} = \frac{N}{zR_p} = \frac{1300}{28 \cdot 36.1} = 1.29 \text{ см} \rightarrow t_{\text{вст}} = 1.4 \text{ см}.$$

Высота вставки (Рис. 7) определяется из условия прочности швов «А» по ф-ле (4), принимая  $k_f = 0.6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка согласно Табл. 39 СП 16.13330.2011):

$$l_{\text{wf}}^{\text{треб}} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{\text{wf}}} = \frac{1300}{4 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18} = 33.5 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 46 \text{ см},$$

$$h_{\text{вст}}^{\text{треб}} = l_{\text{wf}}^{\text{треб}} + 1 = 33.5 + 1 = 34.5 \text{ см} \rightarrow h_{\text{вст}} = 36 \text{ см}.$$

При определении высоты вставки можно дополнительно учесть сопротивление сжатию сварного шва, соединяющего вставку со стенкой.

### 3.4. Опираение сверху на пояса сплошной колонны

#### *Исходные данные*

Колонна – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_p = 361 \text{ МПа} = 36.1 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 136 \text{ МПа} = 13.6 \text{ кН/см}^2$ ).

Электроды типа Э42 ( $R_{\text{wf}} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

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

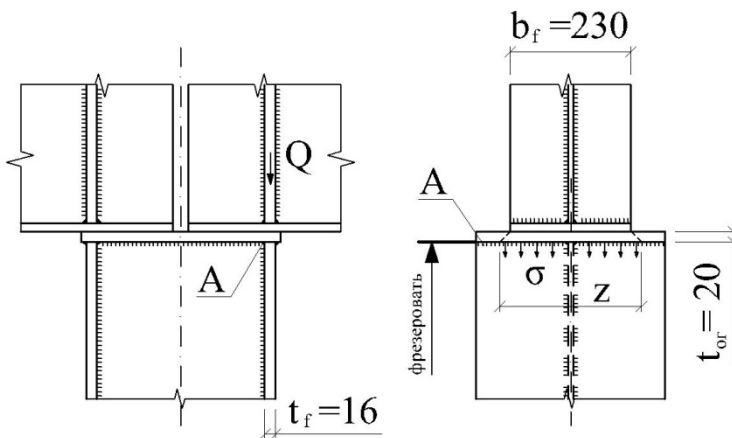
#### *Проверка торца полки на смятие*

По ф-ле (1):

$$\sigma = \frac{Q}{A_{\text{см}}} = \frac{Q}{t_f z} = \frac{700}{1.6 \cdot 27} = 16.2 \text{ кН/см}^2 < R_p = 36.1 \text{ кН/см}^2,$$

$$z = b_f + 2t_{\text{ор}} = 23 + 2 \cdot 2 = 27 \text{ см}.$$

Прикрепление плиты оголовка к торцу колонны (Рис. 8) осуществляется посредством сварных швов «А» минимальной толщины  $k_{f,\text{min}} = 7 \text{ мм}$  (при  $t_{\text{ор}} = 20 \text{ мм}$ ) в соответствии с Табл. 38 СП 16.13330.2011.



**Рис. 8**

### 3.5. Опираение сверху на траверсу сквозной колонны

*Исходные данные (Рис. 9)*

Колонна – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ,  
 $R_p = 361 \text{ МПа} = 36.1 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 136 \text{ МПа} = 13.6 \text{ кН/см}^2$ ).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

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

*Толщина траверсы*

По ф-ле (2):

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_p} = \frac{1200}{36.1} = 33.3 \text{ см}^2,$$

$$z = b_{\text{оп}} + 2t_{\text{ор}} = 24 + 2 \cdot 2 = 28 \text{ см},$$

$$t_{\text{тр}}^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{z} = \frac{33.3}{28} = 1.19 \text{ см} \rightarrow t_{\text{тр}} = 1.2 \text{ см}.$$

*Высота траверсы*

Из условия прочности швов «А» по ф-ле (4), принимая  $k_f = 0.6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка согласно Табл. 39 СП 16.13330.2011):

$$l_{wf}^{треб} = \frac{N}{n\beta_f k_f R_{wf}} = \frac{1200}{4 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18} = 30.8 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 46 \text{ см},$$

$$h_{тр}^{треб} = l_{wf}^{треб} + 1 = 30.8 + 1 = 31.8 \text{ см} \rightarrow h_{тр} = 35 \text{ см}.$$

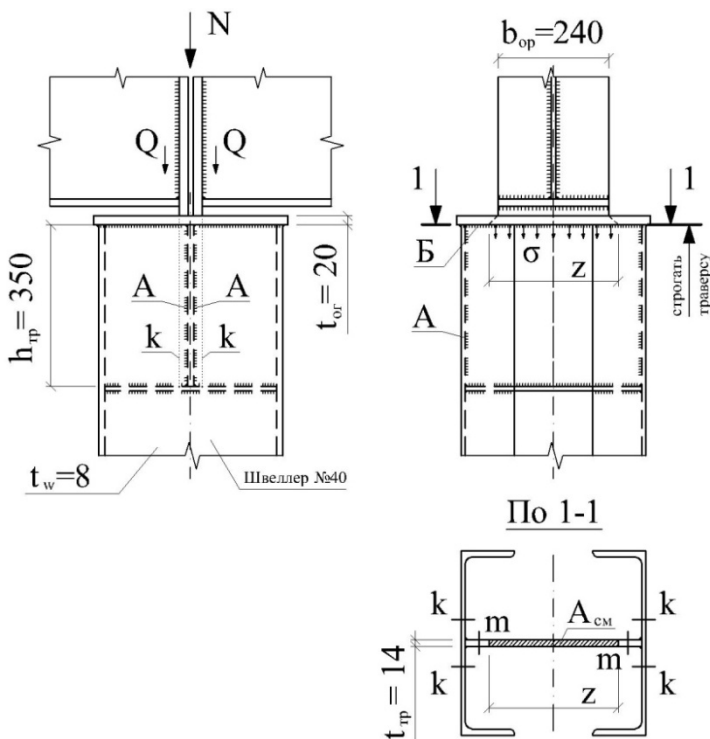
Касательные напряжения в траверсе по плоскостям среза  $m$  :

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{2h_{тр}t_{тр}} = \frac{1200}{2 \cdot 35 \cdot 1.4} = 12.3 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13.6 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения в стенках швеллеров по плоскостям среза  $k$  :

$$\tau = \frac{N}{A_s} = \frac{N}{4h_{тр}t_w} = \frac{1200}{4 \cdot 35 \cdot 0.8} = 10.7 \text{ кН/см}^2 < R_s = 13.6 \text{ кН/см}^2.$$

Поскольку торец траверсы пристроган, прочность швов «Б» прикрепления плиты оголовка проверять не нужно. Принимаем  $k_{f,\min} = 7 \text{ мм}$  (при  $t_{ор} = 20 \text{ мм}$ ) в соответствии с Табл. 38 СП 16.13330.2011.



**Рис. 9**

### 3.6. Опираие сверху на траверсы сквозной колонны

Исходные данные (Рис. 10)

Колонна – из стали С245 ( $R_y = 235 \text{ МПа} = 23.5 \text{ кН/см}^2$ ,  
 $R_p = 361 \text{ МПа} = 36.1 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_s = 136 \text{ МПа} = 13.6 \text{ кН/см}^2$ ).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

Опорное давление одной балки  $Q = 1100 \text{ кН}$ .

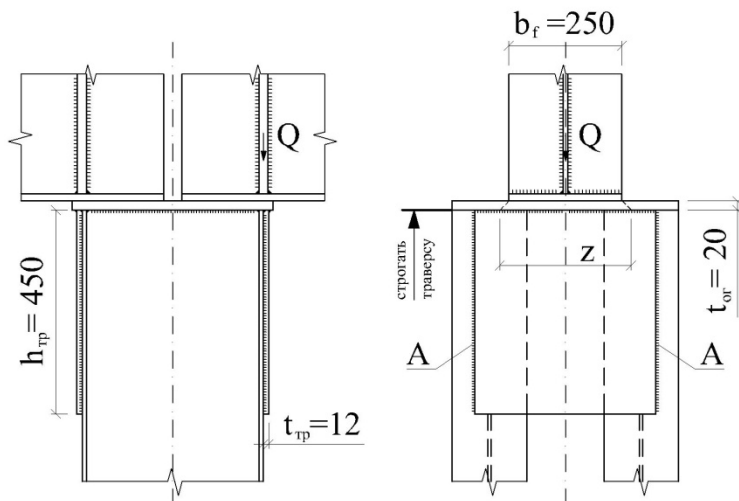


Рис. 10

*Толщина траверсы*

По ф-ле (2):

$$A_{\text{см}}^{\text{треб}} = \frac{Q}{R_p} = \frac{1100}{36.1} = 30.5 \text{ см}^2,$$

$$z = b_f + 2t_{\text{ор}} = 25 + 2 \cdot 2 = 29 \text{ см},$$

$$t_{\text{тр}}^{\text{треб}} = \frac{A_{\text{см}}^{\text{треб}}}{z} = \frac{30.5}{29} = 1.05 \text{ см} \rightarrow t_{\text{тр}} = 1.2 \text{ см}.$$

*Высота траверсы*

Из условия прочности швов «А» по ф-ле (4), принимая  $k_f = 0.6 \text{ см}$ ,  $\beta_f = 0.9$  (полуавтоматическая сварка согласно Табл. 39

СП 16.13330.2011):

$$l_{wf}^{\text{треб}} = \frac{Q}{n\beta_f k_f R_{wf}} = \frac{1100}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18} = 56.5 \text{ см} > 85\beta_f k_f = 46 \text{ см}.$$

Увеличиваем толщину шва  $k_f = 0.8$  см, тогда

$$l_{wf}^{\text{треб}} = \frac{1100}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 18} = 42.5 \text{ см} < 85\beta_f k_f = 85 \cdot 0.9 \cdot 0.8 = 61 \text{ см},$$

$$h_{\text{тр}}^{\text{треб}} = l_{wf}^{\text{треб}} + 1 = 42.5 + 1 = 43.5 \text{ см} \rightarrow h_{\text{тр}} = 45 \text{ см}.$$

Швы прикрепления плиты оголовка к траверсам и ветвям колонны назначаются в соответствии с Табл. 38 СП 16.13330.2011 минимальной толщины  $k_{f,\text{min}} = 7$  мм (при  $t_{\text{ор}} = 20$  мм).

## 4. БАЗА ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТОЙ КОЛОННЫ

### 4.1. Общие указания

Требуемая площадь плиты базы определяется из условия прочности бетона фундамента при местном сжатии:

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

где

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

$R_{b,\text{loc}} = \alpha \varphi_b R_b$  – расчётное сопротивление бетона при местном сжатии;

$R_b$  – расчётное сопротивление бетона при осевом сжатии (призменная прочность);

$\alpha$  – учитывает влияние класса бетона;

$\varphi_b = \sqrt[3]{\frac{A_{f2}}{A_{f1}}}$  – коэффициент повышения прочности бетона при мест-

ном сжатии на площади  $A_{f1} < A_{f2}$  ( $A_{f2}$  – площадь фундамента по его верхнему обрезу), принимаемый не более 2.5 для бетонов класса выше В7.5 и не более 1.5 для бетонов класса В7.5 и ниже.

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

Толщина плиты определяется из условия её сопротивления изгибу:

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

где  $M_{\text{max}}$  – наибольший изгибающий момент в плите (на единицу ширины).

При определении момента плита базы рассматривается как пластина, опирающаяся на торец колонны и элементы базы (траверсы, рёбра) и нагруженная реактивным давлением фундамента  $\sigma_{\text{ф}} = N/A_{\text{пл}}$ . Моменты определяются по отдельным участкам, опирающимся на одну (консольный свес), две, три или четыре стороны.

Прикрепление траверс и рёбер к стержню колонны рассчитыва-



ется 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, рёбер к плите базы угловыми швами проверяется на прочность при условном срезе. В базах с фрезерованным торцом такая проверка не нужна.

Прочность траверс и рёбер проверяется условным расчётом на поперечный изгиб без учёта их совместной работы с плитой базы.

## 4.2. Колонна с фрезерованным торцом

*Исходные данные (Рис. 11)*

Колонна – из стали С345 (для листа  $t \leq 20$  мм  
 $R_y = 310$  МПа = 31 кН/см<sup>2</sup>, для листа  $20 < t \leq 40$  мм  
 $R_y = 290$  МПа = 29 кН/см<sup>2</sup>, для листа  $40 < t \leq 80$  мм  
 $R_y = 270$  МПа = 27 кН/см<sup>2</sup>).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180$  МПа = 18 кН/см<sup>2</sup>).

Фундамент – из бетона класса В7.5 (согласно СП 63.13330.2012  
 $R_b = 4.5$  МПа = 0.45 кН/см<sup>2</sup>).

Сжимающее усилие в колонне –  $N = 1980$  кН.

*Размеры плиты в плане*

По ф-ле (5):

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1.3 \cdot 0.45 = 0.58 \text{ кН/см}^2,$$

$$A_{пл}^{треб} = \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{1980}{0.58} = 3420 \text{ см}^2.$$

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

$$c \approx \frac{1}{2} \left( \sqrt{A_{пл}^{треб}} - \frac{b_k + h_k}{2} \right) = \frac{1}{2} \left( \sqrt{3420} - \frac{36 + 45}{2} \right) = 9 \text{ см} \rightarrow c = 10 \text{ см}.$$

Тогда

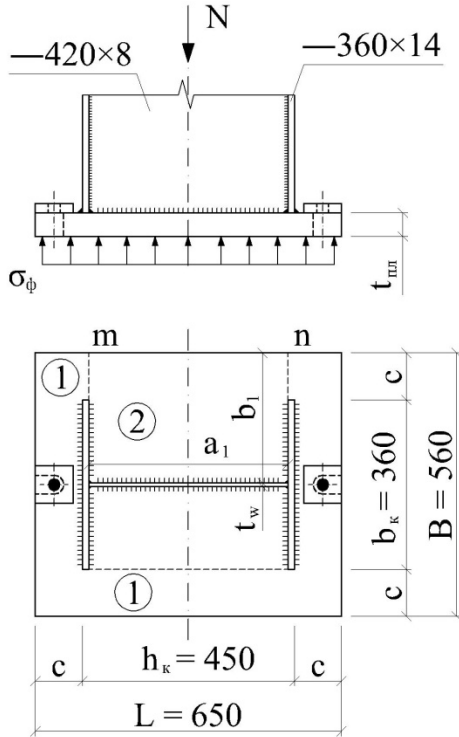
$$B = b_k + 2c = 36 + 2 \cdot 10 = 56 \text{ см},$$

$$L = 45 + 2 \cdot 10 = 65 \text{ см},$$

$$A_{пл} = BL = 56 \cdot 65 = 3640 \text{ см}^2 > A_{пл}^{треб} = 3420 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{пл}} = \frac{1980}{3640} = 0.54 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} = 0.58 \text{ кН/см}^2.$$



**Рис. 11**

*Толщина плиты*

Изгибающие моменты:

1) В защемлении консольного свеса плиты, участок 1 на Рис. 11:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2} = \frac{0.54 \cdot 10^2}{2} = 27 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

2) Ввиду сложности граничных условий участка 2 рассматриваем его условно как опёртый по трём сторонам и свободный по стороне  $mn$  (см. Приложение):

$$b_1 = \frac{B - t_w}{2} = \frac{56 - 0.8}{2} = 27.6 \text{ см},$$

$$a_1 = 42.2 \text{ см},$$

$$b_1/a_1 = 0.66 \rightarrow \beta_2 = 0.081 \text{ (см. Табл.3)},$$

$$M_2 = \beta_2 \sigma_{\phi} a_1^2 = 0.081 \cdot 0.54 \cdot 42.2^2 = 77 \text{ кН} \cdot \text{см/см}$$

Максимальный момент  $M_{\max} = 77 \text{ кН} \cdot \text{см/см}$ . Такой момент может быть воспринят плитой из стали С345 только при толщине более 40 мм, поэтому  $R_y = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН/см}^2$  и по ф-ле (6):

$$t_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 77}{27}} = 4.14 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_{\text{пл}} = 45 \text{ мм}$  (в случае фрезерования плиты с учётом припуска на обработку следует принять толщину исходного листа 50 мм).

#### *Прикрепление стержня колонны к плите угловыми швами*

При  $t_{\text{пл}} = 45 \text{ мм}$  в соответствии с Табл. 38 и 39 СП 16.13330.2011  $k_{f,\min} = 10 \text{ мм}$ ,  $\beta_f = 0.8$ . Проверка прочности швов необходима, если торец колонны и плита не фрезеруются:

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\beta_f k_f \sum l_{wf}} = \frac{1980}{0.8 \cdot 1 \cdot 218.6} = 11.4 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2,$$

$$\begin{aligned} \sum l_{wf} &= 2(b_k - 1 \text{ см}) + 4 \left( \frac{b_k - t_w}{2} - 1 \text{ см} \right) + 2(a_1 - 1 \text{ см}) = \\ &= 2 \cdot (36 - 1) + 4 \cdot \left( \frac{36 - 0.8}{2} - 1 \right) + 2 \cdot (42 - 1) = 218.4 \text{ см} \end{aligned}$$

### **4.3. Колонна с траверсами**

#### *Исходные данные (Рис. 12)*

Колонна – из стали С345 (для листа  $t \leq 20 \text{ мм}$   
 $R_y = 310 \text{ МПа} = 31 \text{ кН/см}^2$ , для листа  $20 < t \leq 40 \text{ мм}$   
 $R_y = 290 \text{ МПа} = 29 \text{ кН/см}^2$ , для листа  $40 < t \leq 80 \text{ мм}$   
 $R_y = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН/см}^2$ ).

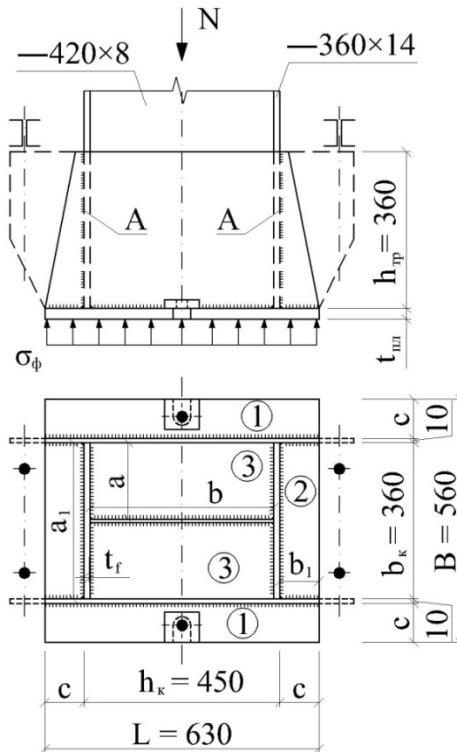
Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180 \text{ МПа} = 18 \text{ кН/см}^2$ ).

Фундамент – из бетона класса В7.5 (согласно СП 63.13330.2012

$$R_b = 4.5 \text{ МПа} = 0.45 \text{ кН/см}^2 \text{ ).}$$

Сжимающее усилие в колонне –  $N = 1980 \text{ кН}$ .

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



**Рис. 12**

*Размеры плиты в плане*

По ф-ле (5):

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b = 1 \cdot 1.3 \cdot 0.45 = 0.58 \text{ кН/см}^2 \text{ ,}$$

$$A_{пл}^{треб} = \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{1980}{0.58} = 3420 \text{ см}^2 \text{ .}$$

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

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

Тогда

$$B = b_k + 2t_{\text{тп}} + 2c = 36 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 9 = 56 \text{ см},$$

$$L = 45 + 2 \cdot 9 = 63 \text{ см},$$

$$A_{\text{пл}} = BL = 56 \cdot 63 = 3520 \text{ см}^2 > A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = 3420 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} = \frac{1980}{3520} = 0.56 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} = 0.58 \text{ кН/см}^2.$$

### Толщина плиты

Изгибающие моменты:

1) В защемлении консольного свеса плиты, участок 1 на Рис. 11:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2} = \frac{0.54 \cdot 9^2}{2} = 22.7 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

2) Участок 2 с отношением  $b_1/a_1 = 9/36 = 0.25 < 0.5$  рассматриваем как консольный свес (см. Табл. 3). В этом случае  $M_2 = 22.7 \text{ кН} \cdot \text{см/см}$ .

3) Размеры участка 3 при плотном контакте плиты с торцом стенки колонны (в случае их фрезерования):

$$a = \frac{b_k - t_w}{2} = 17.6 \text{ см},$$

$$b = h_k - 2t_f = 42.2 \text{ см},$$

$$\frac{b}{a} = \frac{42.2}{17.6} = 2.4 > 2.$$

Определяем изгибающий момент в плите как для балочной пластинки или, более точно, с учётом разгружающего влияния момента  $M_1$  консольного свеса (см. Приложение):

$$M_{\text{оп}} = \frac{\sigma_{\phi} a^3}{8} - \frac{M_1}{2} = \frac{0.56 \cdot 17.6^2}{8} - \frac{22.7}{2} = 10.4 \text{ кН} \cdot \text{см/см},$$

Максимальный момент  $M_{\text{max}} = M_1 = M_2 = 22.7 \text{ кН} \cdot \text{см/см}$ . По ф-ле (6):

$$t_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 22.7}{29}} = 2.17 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_{\text{пл}} = 25 \text{ мм}$ .

Если плита и торец колонны не фрезеруются и стенка колонны не приварена к плите, то следует принять размеры участка 3 следу-

ющими:

$$a = b_{\kappa} = 36 \text{ см}, \quad b = 42.2 \text{ см}, \quad b/a = 1.17.$$

Тогда для пластинки, шарнирно опертой по 4-м сторонам (см. Табл. 2):

$$M_3 = \beta_3 \sigma_{\phi} a^2 = 0.061 \cdot 0.56 \cdot 36^2 = 44.3 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

С учётом разгружающих моментов  $M_1$  и  $M_2$  от консольных свесов (см. Табл. 4):

$$\begin{aligned} M_3^* &= M_3 - (\alpha_{22} M_2 + \alpha_{21} M_1) = \\ &= 44.3 - (0.37 \cdot 22.7 + 0.35 \cdot 22.7) = 28 \text{ кН} \cdot \text{см/см} \end{aligned}$$

Максимальный момент  $M_{\max} = M_3^* = 28 \text{ кН} \cdot \text{см/см}$ . По ф-ле (6):

$$t_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 28}{29}} = 2.4 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_{\text{пл}} = 28 \text{ мм}$ .

### *Высота траверсы*

Из условия сопротивления срезу швов прикрепления траверсы к полкам колонны (швы «А»):

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

где

$$l_{\text{wf}}^{\text{треб}} = \frac{N_{\text{тр}}}{2\beta_{f(z)} k_f R_{\text{wf}(wz)}} \leq 85\beta_f k_f.$$

$$N_{\text{тр}} = \sigma_{\phi} A_{\text{тр}} = N \frac{A_{\text{тр}}}{A_{\text{пл}}},$$

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

$$\begin{aligned} A_{\text{тр}} &\approx d_{\text{тр}} L = \left( c + t_{\text{тр}} + \frac{b_{\kappa} - t_w}{2 \cdot 2} \right) L = \\ &= \left( 9 + 1 + \frac{36 - 0.8}{2 \cdot 2} \right) \cdot 63 = 18.8 \cdot 63 = 1183 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

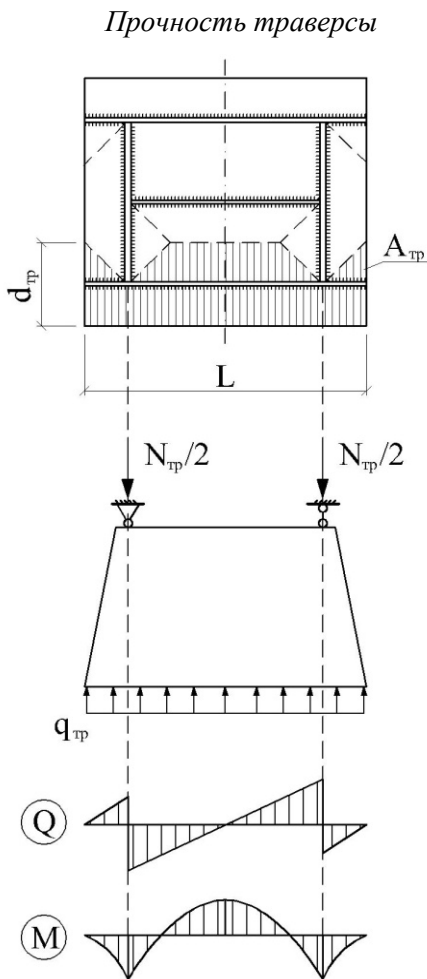
$$N_{\text{тр}} = 1980 \cdot \frac{1183}{3520} = 667 \text{ кН}.$$

При  $t_{тр} = 10$  мм согласно п. 14.1.7 СП 16.13330.2011  $k_{f,max} = 12$  мм, а при  $t_f = 14$  мм согласно Табл. 38 и 39 СП 16.13330.2011  $k_{f,min} = 6$  мм,  $\beta_f = 0.9$ . Тогда

$$l_{wf}^{троб} = \frac{667}{2 \cdot 0.9 \cdot 0.6 \cdot 18} = 34.2 \text{ см} < 85 \beta_f k_f = 46 \text{ см},$$

$$h_{тр}^{троб} = 34.2 + 1 = 35.2 \text{ см} \rightarrow h_{тр} = 36 \text{ см}.$$

В запас допускается принимать  $N_{тр} = N/2$ .



**Рис. 13**

Проверяется условным расчётом траверсы на поперечный изгиб как шарнирно опертой балки с консолями (Рис. 13), нагруженной равномерной нагрузкой  $q_{тр} = \sigma_{\phi} d_{тр}$ , в двух расчётных сечениях: опорном (по приведенным напряжениям) и пролётном (по нормальным напряжениям).

#### *Швы прикрепления траверс и стержня колонны к плите*

Проверка швов на условный срез необходима, если торец колонны и плита не фрезеруются.

При  $t_{пл} = 28$  мм и полуавтоматической сварке  $k_{f,\min} = 8$  мм согласно Табл. 38 СП 16.13330.2011:

$$\begin{aligned} \sum l_{wf} &= 2(b_k - 1 \text{ см}) + 4(c - 1 \text{ см}) + 2(L - 1 \text{ см}) = \\ &= 2 \cdot (36 - 1) + 4 \cdot (9 - 1) + 2 \cdot (63 - 1) = 226 \text{ см} \end{aligned}$$

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\beta_f k_f \sum l_{wf}} = \frac{1980}{0.9 \cdot 0.8 \cdot 226} = 12.2 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2.$$

#### **4.4. Колонна с траверсами и консольными рёбрами**

##### *Исходные данные (Рис. 14)*

Колонна – из стали С345 (для листа  $t \leq 20$  мм  
 $R_y = 310$  МПа = 31 кН/см<sup>2</sup>, для листа  $20 < t \leq 40$  мм  
 $R_y = 290$  МПа = 29 кН/см<sup>2</sup>, для листа  $40 < t \leq 80$  мм  
 $R_y = 270$  МПа = 27 кН/см<sup>2</sup>).

Электроды типа Э42 ( $R_{wf} = 180$  МПа = 18 кН/см<sup>2</sup>).

Фундамент – из бетона класса В10 (согласно СП 63.13330.2012  
 $R_b = 6$  МПа = 0.6 кН/см<sup>2</sup>).

Конструкция базы не приспособлена к фрезерованию торца ввиду малой боковой жёсткости рёбер и траверс.

##### *Размеры плиты в плане*

По ф-ле (5):

$$R_{b,loc} = \alpha \phi_b R_b = 1 \cdot 1.2 \cdot 0.6 = 0.72 \text{ кН/см}^2,$$



$$A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \frac{N}{R_{b,loc}} = \frac{3500}{0.72} = 4861 \text{ см}^2.$$

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

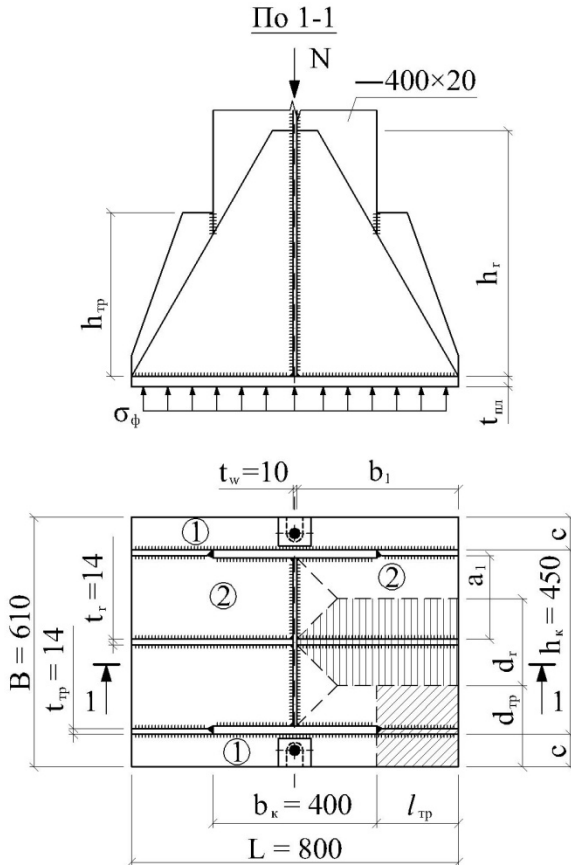
$$B = h_{\kappa} + 2c = 45 + 2 \cdot 8 = 61 \text{ см},$$

$$L = \frac{A_{\text{пл}}^{\text{треб}}}{B} = \frac{4861}{61} = 80 \text{ см},$$

$$A_{\text{пл}} = BL = 61 \cdot 80 = 4880 \text{ см}^2 > A_{\text{пл}}^{\text{треб}} = 4861 \text{ см}^2.$$

Среднее напряжение в бетоне под плитой базы:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N}{A_{\text{пл}}} = \frac{3500}{4880} = 0.717 \text{ кН/см}^2 < R_{b,loc} = 0.72 \text{ кН/см}^2.$$



**Рис. 14**

## Толщина плиты

Изгибающие моменты:

1) В защемлении консольного свеса плиты, участок 1 на Рис. 11:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} c^2}{2} = \frac{0.72 \cdot 8^2}{2} = 23 \text{ кН} \cdot \text{см}/\text{см}.$$

2) Участок 2, опертый по 3-м сторонам, имеет размеры:

$$b_1 = \frac{L - t_w}{2} = \frac{80 - 1}{2} = 39.5 \text{ см},$$

$$a_1 = \frac{h_k}{2} - t_{\text{тр}} - \frac{t_p}{2} = \frac{45}{2} - 1.4 - \frac{1.4}{2} = 20.4 \text{ см}.$$

Так как  $b_1/a_1 = 1.94 > 1.5$ , рассматриваем этот участок (см. Табл. 3) как балочную пластинку и учитываем разгружающее влияние момента  $M_1$  консольного свеса (см. Приложение):

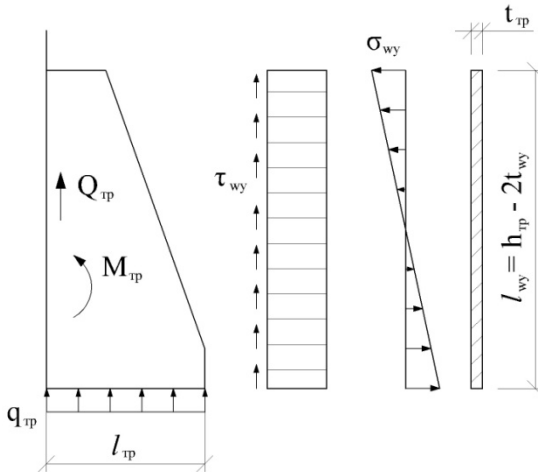
$$M_{\text{оп}} = \frac{\sigma_{\phi} a^8}{8} - \frac{M_1}{2} = \frac{0.72 \cdot 20.4^2}{8} - \frac{23}{2} = 26 \text{ кН} \cdot \text{см}/\text{см},$$

Максимальный момент  $M_{\text{max}} = M_{\text{оп}} = 26 \text{ кН} \cdot \text{см}/\text{см}$ . По ф-ле (6):

$$t_{\text{пл}}^{\text{треб}} = \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 26}{29}} = 2.32 \text{ см}.$$

Принимаем  $t_{\text{пл}} = 25 \text{ мм}$ .

*Крепление траверсы к полке колонны стыковым швом (Рис. 15)*



**Рис. 15**

$$l_{\text{тр}} = (L - b_{\text{к}}) / 2 = (80 - 40) / 2 = 20 \text{ см}.$$

Принимаем предварительно  $h_{\text{тр}} \approx 2l_{\text{тр}} = 40 \text{ см}$ ,  $t_{\text{тр}} = 1.4 \text{ см}$ .

Геометрические характеристики стыкового шва определяются по сечению прикрепляемой траверсы:

$$t_{bw} = t_{\text{тр}} = 1.4 \text{ см},$$

$$l_{bw} = h_{\text{тр}} - 2t_{bw} = 40 - 2 \cdot 1.4 = 37.2 \text{ см},$$

$$A_{bw} = t_{bw} l_{bw} = 1.4 \cdot 37.2 = 52.1 \text{ см}^2,$$

$$W_{bw} = \frac{t_{bw} l_{bw}^2}{6} = \frac{1.4 \cdot 37.2^2}{6} = 969 \text{ см}^3.$$

Нагрузка на траверсу собирается с грузовой площади шириной

$$d_{\text{тр}} = c + t_{\text{тр}} + \frac{a_1}{2} = 8 + 1.4 + \frac{20.4}{2} = 19.6 \text{ см}.$$

$$q_{\text{тр}} = \sigma_{\text{ф}} d_{\text{тр}} = 0.72 \cdot 19.6 = 14.1 \text{ кН/см},$$

$$Q_{\text{тр}} = q_{\text{тр}} l_{\text{тр}} = 14.1 \cdot 20 = 282 \text{ кН},$$

$$M_{\text{тр}} = \frac{q_{\text{тр}} l_{\text{тр}}^2}{2} = \frac{14.1 \cdot 20^2}{2} = 2820 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$\tau_{bw} = \frac{Q_{\text{тр}}}{A_{bw}} = \frac{282}{52.1} = 5.4 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{ws}} = R_s = 18 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{bw} = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{bw}} = \frac{2820}{969} = 2.9 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{wy}} = 0.85 R_y = 24.6 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_{bw}^2 + 3\tau_{bw}^2} = \sqrt{2.9^2 + 3 \cdot 5.4^2} = 9.8 \text{ кН/см}^2 < R_{\text{wy}}.$$

Прочность шва обеспечена. Сечение самой траверсы в месте прикрепления не проверяем, так как  $R_y > R_{\text{wy}}$ . Принятый размер

$h_{\text{тр}} = 40 \text{ см}$  достаточен.

*Крепление ребра к стенке колонны угловыми швами (Рис. 16)*

$$l_r = b_1 = 39.5 \text{ см}, \quad t_r = 1.4 \text{ см}.$$

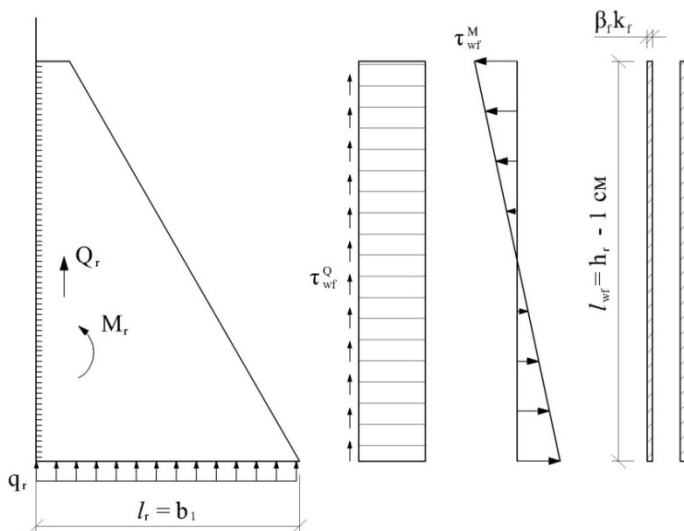
Принимаем предварительно

$$h_r \approx 1.5l_r = 1.5 \cdot 39.5 = 59.2 \text{ см} \rightarrow h_r = 60 \text{ см},$$

*Геометрические характеристики швов*

При  $t_{\text{тр}} = 10 \text{ мм}$  согласно п. 14.1.7 СП 16.13330.2011

$k_{f,\max} = 12$  мм, а при  $t_f = 14$  мм согласно Табл. 38 и 39 СП 16.13330.2011  $k_{f,\min} = 6$  мм,  $\beta_f = 0.9$ . Принимаем  $k_f = 8$  мм с  $l_{wf} = 59$  см.



**Рис. 16**

$$A_{wf} = 2\beta_f k_f l_{wf} = 2 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 59 = 85 \text{ см}^2,$$

$$W_{wf} = \frac{2\beta_f k_f l_{wf}^2}{6} = \frac{2 \cdot 0.9 \cdot 0.8 \cdot 59^2}{6} = 835 \text{ см}^3.$$

Нагрузка на ребро собирается с грузовой площади шириной

$$d_r = t_r + a_1 = 1.4 + 20.4 = 21.8 \text{ см},$$

$$q_r = \sigma_\phi d_r = 0.72 \cdot 21.8 = 15.7 \text{ кН/см},$$

$$Q_r = q_r l_r = 15.7 \cdot 39.5 = 620 \text{ кН},$$

$$M_r = \frac{q_r l_r^2}{2} = \frac{15.7 \cdot 39.5^2}{2} = 12250 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Проверка прочности швов – по результирующему касательному напряжению:

$$\tau_{wf}^Q = \frac{Q_r}{A_{wf}} = \frac{620}{85} = 7.3 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_{wf}^M = \frac{M_r}{W_{wf}} = \frac{12250}{835} = 14.7 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sqrt{(\tau_{wf}^Q)^2 + (\tau_{wf}^M)^2} = \sqrt{7.3^2 + 14.7^2} = 16.4 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность швов обеспечена.

*Проверка прочности ребра*

$$A_r = t_r h_r = 1.4 \cdot 60 = 84 \text{ см} ,$$

$$W_r = \frac{t_r h_r^2}{6} = \frac{1.4 \cdot 60^2}{6} = 840 \text{ см}^3 ,$$

$$\tau_r = \frac{Q_r}{A_r} = \frac{620}{84} = 7.4 \text{ кН/см}^2 < R_s = 18 \text{ кН/см}^2 ,$$

$$\sigma_r = \frac{M_r}{W_r} = \frac{12250}{840} = 14.6 \text{ кН/см}^2 < R_y = 31 \text{ кН/см}^2 ,$$

$$\sigma_{\text{прив}} = \sqrt{\sigma_r^2 + 3\tau_r^2} = \sqrt{14.6^2 + 3 \cdot 7.4^2} = 19.5 \text{ кН/см}^2 < R_y .$$

*Швы крепления траверс, рёбер и стержня колонны к плите*

При  $t_{\text{пл}} = 25$  мм и полуавтоматической сварке  $k_{f,\text{min}} = 8$  мм согласно Табл. 38 СП 16.13330.2011:

$$\begin{aligned} \sum l_{wf} &= 8(b_1 - 1 \text{ см}) + 2(L - 1 \text{ см}) = \\ &= 8 \cdot (39.5 - 1) + 2 \cdot (80 - 1) = 466 \text{ см} , \end{aligned}$$

$$\tau_{wf} = \frac{N}{\beta_f k_f \sum l_{wf}} = \frac{3500}{0.9 \cdot 0.8 \cdot 466} = 10.5 \text{ кН/см}^2 < R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2 .$$

## ПРИЛОЖЕНИЕ. К РАСЧЁТУ ПЛИТЫ БАЗЫ КОЛОННЫ

*Изгибающие моменты в прямоугольной пластине от равномерной сплошной нагрузки интенсивностью  $\sigma_\phi$*

а) пластина, опёртая шарнирно по четырём сторонам (Рис. 17)

Моменты в центре плиты:

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

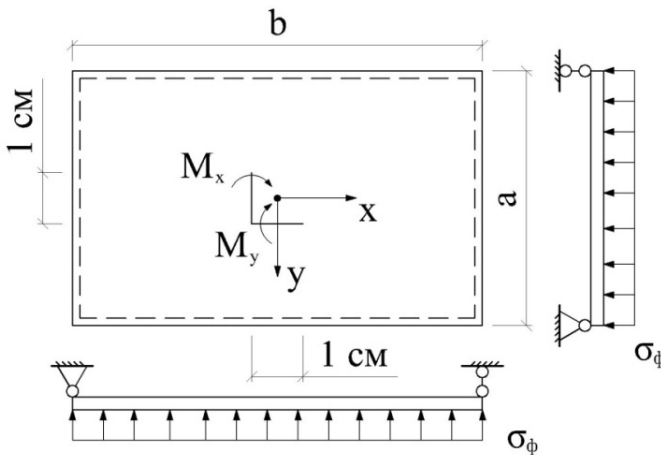
$$M_x = \alpha_x \sigma_\phi a^2, \quad [\text{кН} \cdot \text{см}/\text{см}]$$

где  $a$  – короткая сторона пластинки, а коэффициенты  $\alpha_x$  и  $\alpha_y$  даны в Табл. 2.

**Таблица 2**

$b/a$	1	1.2	1.4	1.6	1.8	2	3	> 3
$\alpha_x$	0.048	0.050	0.050	0.049	0.048	0.046	0.041	0.0375
$\alpha_y$	0.048	0.063	0.075	0.086	0.095	0.102	0.119	0.125

\* При  $b/a > 2$  допускается рассматривать пластинку как балочную, принимая  $\alpha_y = 0.125$ .



**Рис. 17**

б) пластина, опёртая по трём сторонам (Рис. 18)

Момент в середине свободной стороны:

$$M_y = \beta_y \sigma_\phi a_1^2, \quad \left[ \frac{\text{кН} \cdot \text{см}}{\text{см}} \right],$$

где  $a_1$  – длина свободной стороны, а коэффициент  $\beta_y$  дан в Табл. 3.

Момент в середине защемлённой стороны (2 схема):

$$M_x = \beta_x \sigma_\phi b_1^2 \text{ при } b_1/a_1 \leq 1,$$

$$M_x = \sigma_\phi a_1^2 / 8 \text{ при } b_1/a_1 > 1,$$

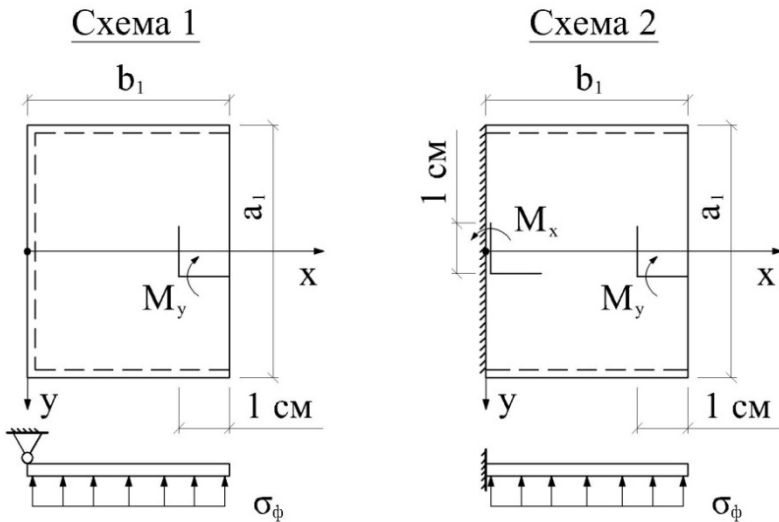
где коэффициент  $\beta_x$  дан в Табл. 3.

**Таблица 3**

$\frac{b_1}{a_1}$	$\frac{1}{3}$	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	2	> 2
$\beta_y$ Схема 1	0.033	0.044	0.06	0.074	0.097	0.112	0.121	0.126	0.132	0.133
$\beta_y$ Схема 2	0.008	0.017	0.029	0.046	0.075	0.097	0.111	0.120	0.131	0.133
$\beta_x$ Схема 2	0.42	0.38	0.32	0.26	0.17	0.12	-	-	-	-

\* При расчёте плиты базы в случае  $b_1/a_1 > 0.5$  пользуются 1-й схемой, 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 как балочную пластинку, принимая  $\beta_y = 0.125$ .



**Рис. 18**

*Изгибающие моменты в балочной пластине с консольными свесами от равномерной сплошной нагрузки интенсивностью  $\sigma_\phi$*

К схеме «А» (Рис. 19):

$$M_k = \sigma_\phi c^2 / 2, \text{ [кН} \cdot \text{см/см]},$$

$$M_{\text{пр}} = \frac{\sigma_\phi a^2}{8} - M_k, \text{ [кН} \cdot \text{см/см]}.$$

При  $c \geq \frac{a}{2\sqrt{2}} \approx 0.35a$   $M_k \geq M_{\text{пр}}$ .

К схеме «Б» (Рис. 19):

$$M_k = \sigma_\phi c^2 / 2, \text{ [кН} \cdot \text{см/см]},$$

$$M_{\text{оп}} = \frac{\sigma_\phi a^2}{8} - \frac{M_k}{2}, \text{ [кН} \cdot \text{см/см]}.$$

При  $c \geq \frac{a}{\sqrt{6}} \approx 0.41a$   $M_k \geq M_{\text{оп}}$ .

Схема А

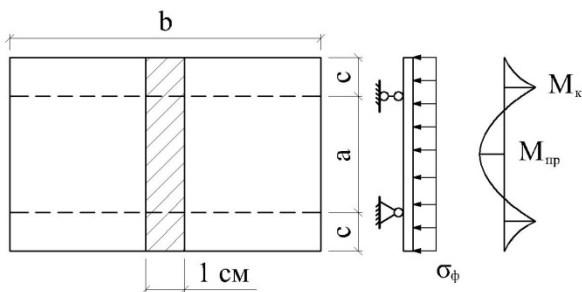
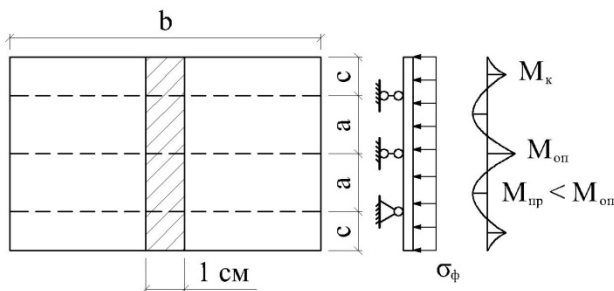


Схема Б



**Рис. 19**



*Изгибающие моменты в прямоугольной шарнирно опертой пластине от распределенных по контуру моментов  $M_x^k$  и  $M_y^k$*

Моменты в центре плиты (Рис. 20):

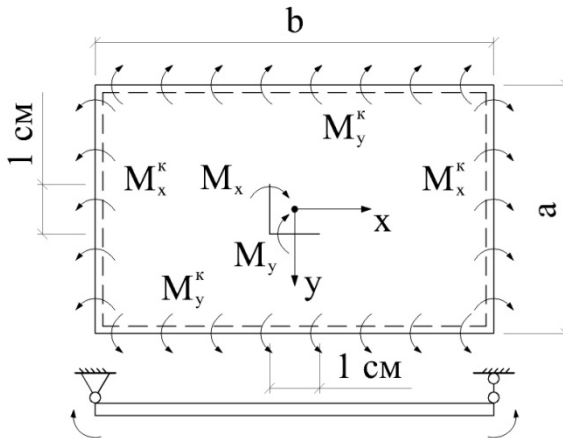
$$M_y = \alpha_{yy} M_y^k + \alpha_{yx} M_x^k, \quad [\text{кН} \cdot \text{см}/\text{см}],$$

$$M_x = \alpha_{xx} M_x^k + \alpha_{xy} M_y^k, \quad [\text{кН} \cdot \text{см}/\text{см}],$$

где коэффициенты  $\alpha_{xx}$ ,  $\alpha_{xy}$ ,  $\alpha_{yy}$ ,  $\alpha_{yx}$  даны в Табл. 4.

**Таблица 4**

$\frac{b}{a}$	0	$\frac{1}{3}$	0.5	$\frac{2}{3}$	0.75	1	$\frac{4}{3}$	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



**Рис. 20**