

1642

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ЛИПЕЦКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра металлических конструкций

РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ СКВОЗНЫХ КОЛОНН

Методические указания
к курсовой работе по металлическим конструкциям

Составители: В.М. ПУТИЛИН
Н.В. КАПЫРИН

Липецкий государственный технический университет
2012

УДК 624.014 (07)
П 901

Рецензент - В.В. Зверев, заведующий кафедрой металлических конструкций

Путилин, В.М.

П 901 РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ СКВОЗНЫХ КОЛОНН [Текст]: методические указания к курсовой работе по металлическим конструкциям / В.М. Путилин, Н.В. Капырин. – Липецк: Изд-во ЛГТУ, 2012. - 21 с.

Даны указания по расчету сквозных колонн с решеткой в виде планок. Приведен пример расчета. Представлен необходимый для расчета справочный материал.

Табл. 6. Ил. 8.

Настоящие указания являются продолжением методических указаний к курсовой работе по металлическим конструкциям. В первой работе рассмотрен расчет элементов балочной клетки, а здесь – расчет сквозной колонны.

Ссылки на таблицы, литературные источники, которые приведены в «Расчете конструкций балочной клетки рабочей площадки», в данных методических указаниях даются со звездочкой.

1. ТИПЫ СЕЧЕНИЙ И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ СТЕРЖНЯ СКВОЗНОЙ КОЛОННЫ

При относительно небольших усилиях целесообразно проектировать колонны сквозными, состоящими из 2-х ветвей с соединительной решеткой в виде планок.

Наиболее распространенные типы сечений сквозных колонн приведены в табл. 1.

Подбор сечения стержня колонны производится в такой последовательности:

- Задавшись значением коэффициента продольного изгиба φ^* (0,7...0,9), определяем требуемую площадь сечения по формуле

$$A^{\text{треб}} = \frac{N}{\varphi^* \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (1)$$

где N - продольная сила в колонне;

γ_c - коэффициент условия работы;

R_y - расчетное сопротивление стали по пределу текучести.

- По сортаменту назначается номер швеллеров или двутавров, а затем производится проверка устойчивости относительно материальной и свободной осей сечения.

Расчет относительно материальной оси X

Определяется гибкость

$$\lambda_x = \frac{\mu \cdot l}{i_x}, \quad (2)$$

где l - геометрическая высота колонны;

μ - коэффициент расчетной длины.

По гибкости устанавливается значение коэффициента φ_x и осуществляется проверка устойчивости по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c. \quad (3)$$

Значение коэффициента μ в формуле (2) зависит от способа закрепления колонны. В курсовой работе принято шарнирное опирание главных балок на колонны. Если фундаментные болты прикрепляются к плите базы – это шарнирное закрепление ($\mu=1$). Для жесткого закрепления ($\mu=0,7$) необходимо предусматривать крепление фундаментных болтов к траверсам.

Расчет относительно свободной оси Y

Задавшись гибкостью ветви ($\lambda_1=30\dots40$), находим

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_{ef}^2 - \lambda_1^2}, \quad (4)$$

где λ_y - гибкость сечения колонны относительно свободной оси Y;

λ_{ef} - приведенная гибкость (из условия равноустойчивости $\lambda_{ef} = \lambda_x$);

λ_1 – гибкость отдельной ветви на участке между планками.

Зная гибкость λ_y , определяем требуемый радиус инерции сечения

$$i_{y \text{ треб}} = \frac{\mu \cdot l}{\lambda_y}, \quad (5)$$

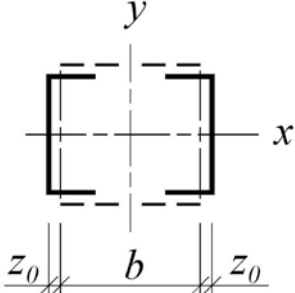
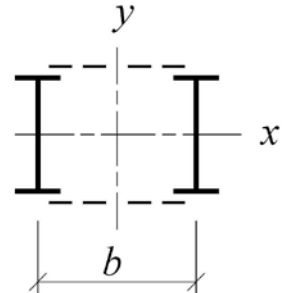
а затем расстояние между ветвями

$$b^{\text{треб}} = \frac{i_{y \text{ треб}}}{\alpha_2}, \quad (6)$$

где α_2 – коэффициент, значения которого приведены в табл. 1.

Таблица 1

Приближенные значения радиусов инерции сечений
относительно свободной оси y

Коэффициент	$i_y \cong \alpha_2 \cdot b$ типы сечений	
		
α_2	0,44	0,50

При назначении ширины сечения b надо следить, чтобы зазор между полками швеллеров или двутавров был не менее 100 мм (рис. 1).

Установив размер b , производят проверку устойчивости колонны относительно оси y в следующем порядке:

- определяются значения J_y , i_y , λ_y назначенного сечения;
- устанавливается расстояние между планками и определяется гибкость ветви (см. рис. 1)

$$\lambda_1 = \frac{l_m}{i_{y1}}, \quad (7)$$

где l_m – расстояние между планками в свету.

При этом надо следить за тем, чтобы $\lambda_1 \leq \lambda_y$;

- вычисляется приведенная гибкость стержня

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}, \quad (8)$$

в зависимости от которой по табл. П1 назначается коэффициент φ_y ;

- производится проверка устойчивости относительно свободной оси

$$\frac{N}{\varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (9)$$

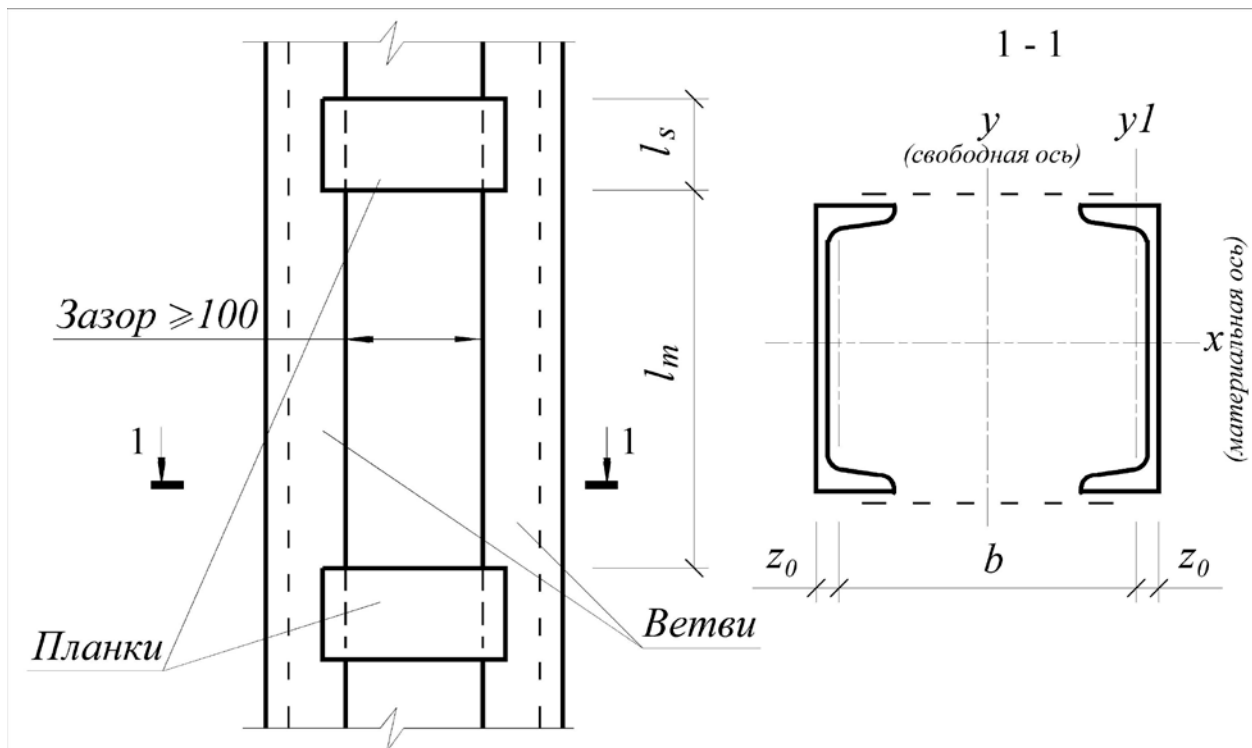


Рис. 1. Конструктивная схема сквозного стержня колонны на планках

2. РАСЧЕТ ПЛАНОК

Предварительно назначаются размеры планок:

ширина $l_s = (0,5 \dots 0,75)b$ и толщина $t_s = (1/10 \dots 1/25)l_s$; (обычно $t_s = 6 \dots 12$ мм).

Условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани:

$$Q_s = \frac{1}{2} \cdot \left[7,15 \cdot 10^{-6} \cdot \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \cdot \frac{N}{\varphi_y} \right], \quad (10)$$

где E – модуль упругости стали, $E=2,1 \cdot 10^4$ кН/см²;

Перерезывающая сила в планке (обозначения по рис. 1)

$$F = \frac{Q_s \cdot (l_m + l_s)}{b}, \quad (11)$$

а изгибающий момент в планке

$$M_1 = \frac{Q_s \cdot (l_m + l_s)}{2}. \quad (12)$$

Затем производится проверка прочности планки по формуле

$$\frac{M_1}{W_s} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (13)$$

где $W_s = \frac{t_s \cdot l_s^2}{6}$ – момент сопротивления сечения планки,

где t_s – толщина планки.

Прочность сварных швов, прикрепляющих планку к ветвям, проверяется по формуле

$$\sqrt{\sigma_{wf}^2 + \tau_{wf}^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (14)$$

где $\sigma_{wf} = \frac{M_1}{W_{wf}}$; $\tau_{wf} = \frac{F}{A_{wf}}$; $W_{wf} = \frac{\beta_f \cdot k_f \cdot l_s^2}{6}$; $A_{wf} = \beta_f \cdot k_f \cdot l_s$,

где A_{wf} – площадь сварного шва;

W_{wf} – момент сопротивления сварного шва;

β_f – коэффициент, зависящий от способа сварки (при автоматической и полуавтоматической сварке $\beta_f = 0,9 \dots 1,1$; при ручной сварке $\beta_f = 0,7$);

R_{wf} – расчетное сопротивление по металлу шва (см. табл. ПЗ);

γ_{wf} – коэффициент условий работы шва, равный 1.

3. РАСЧЕТ БАЗЫ КОЛОННЫ

Конструкция базы колонны, шарнирно закрепленной к фундаменту, приведена на рис. 2.

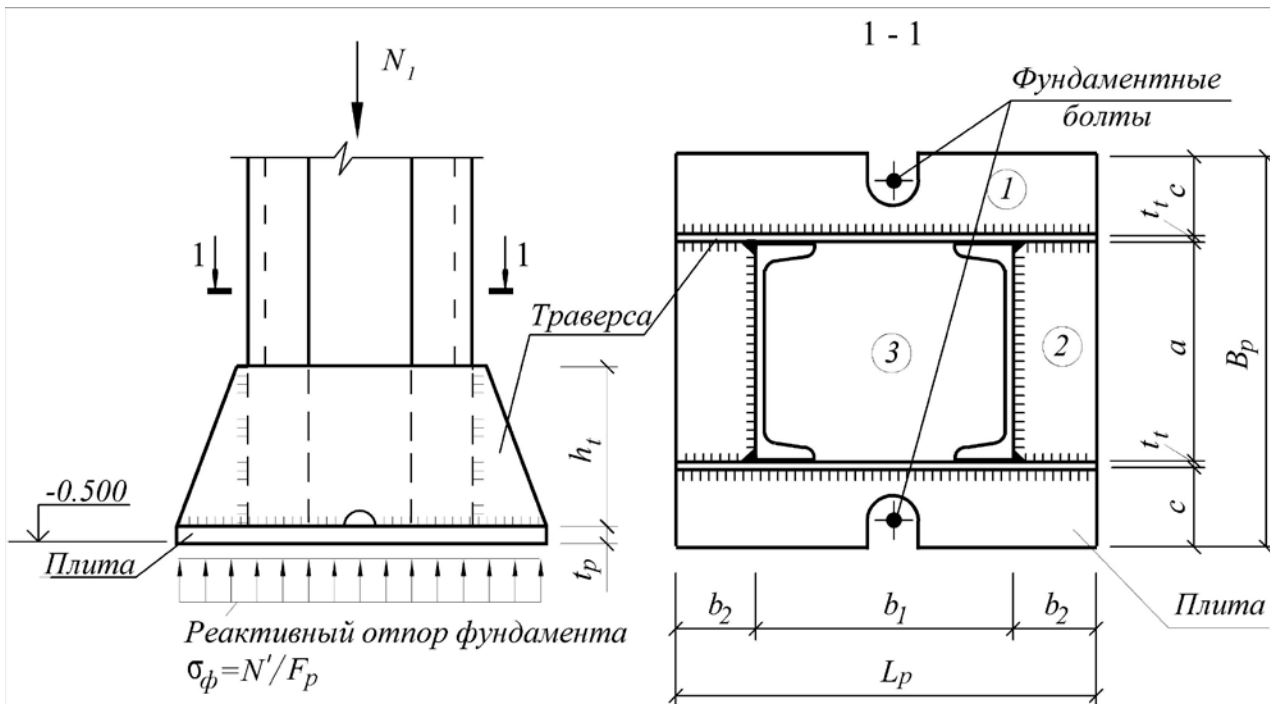


Рис. 2. Конструкция базы колонны

База состоит из плиты и траверс.

Требуемая площадь опирания плиты на фундамент

$$F_p^{\text{треб}} = \frac{N'}{R_\phi}, \quad (15)$$

где N' - продольная сила в колонне с учетом ее собственной массы;

R_ϕ - расчетное сопротивление бетона фундамента (табл. П3).

Зная $F_p^{\text{треб}}$ и задавшись одним из размеров (удобнее B_p), определяют другой размер плиты в плане

$$L_p = \frac{F_p^{\text{треб}}}{B_p}.$$

При назначении размера B_p свес c рекомендуется принимать равным 100...150 мм, толщину траверс $t_t = 8...12$ мм.

Полученные расчетом размеры опорной плиты необходимо увязать со стандартными размерами листов или их удобным раскроем.

Толщина плиты определяется по формуле

$$t_p \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{R_y \cdot \gamma_c}}, \quad (16)$$

где M – максимальный изгибающий момент, действующий на полосе шириной 1 см на участках плиты, обозначенных на рис. 2 цифрами в кружках;

$\gamma_c = 1,2$ для сталей с $R_y \leq 28,5 \text{ кН/см}^2$, $\gamma_c = 1$ для остальных сталей.

- Участок 1. Плита работает как консольная балка, т.е.

$$M^{\{1\}} = \frac{q_{\phi} \cdot c^2}{2}. \quad (17)$$

- Участок 2. Плита работает как пластинка, опирающаяся на 3 стороны. Максимальный момент на этом участке будет

$$M^{\{2\}} = \beta_2 \cdot q_{\phi} \cdot a^2, \quad (18)$$

где коэффициент β_2 принимается по табл. 2.

Таблица 2

Коэффициенты β_2 для расчета пластинки, опирающейся на 3 стороны

b_2 / a	0,5	0,7	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2,0
β_2	0,060	0,088	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

- Участок 3. Плита работает как пластинка, опирающаяся на 4 стороны. Максимальный момент определяется по формуле

$$M^{\{3\}} = \beta_3 \cdot q_{\phi} \cdot d^2, \quad (19)$$

где β_3 – коэффициент, определяемый по табл. 3;

d – меньшая из сторон участка плиты (a или b_1).

Таблица 3

Коэффициенты β_3 для расчета пластинки, опирающейся на 4 стороны

b_1 / a	1,0	1,1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	>2,0
β_3	0,048	0,055	0,063	0,075	0,086	0,094	0,100	0,125

В формулах (17) – (19) q_{ϕ} – расчетное давление на 1 см плиты, равное напряжению в фундаменте под плитой (σ_{ϕ})

Толщина плиты, вычисленная по формуле (16), должна быть, как правило, не более 40 мм.

Высота траверсы (h_t) определяется длиной сварных швов, прикрепляющих траверсу к ветвям колонны

$$h_t \geq \frac{N'}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}. \quad (20)$$

Катет швов, прикрепляющих траверсы и ветви к плите, рассчитывается по формуле

$$k_f = \frac{N'}{\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c \cdot \sum l_w} \quad (21)$$

и должен назначаться с учетом технологических требований (табл. 2.1*).

Траверсу необходимо проверить на изгиб от реактивного давления фундамента по формуле

$$\frac{M_t}{W_t} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (22)$$

где M_t – максимальный изгибающий момент, определяемый как для двухконсольной балки (рис. 6);

$$W_t = \frac{t_t \cdot h_t^2}{6} \text{ – момент сопротивления сечения траверсы.}$$

При определении изгибающего момента M_t погонная нагрузка на траверсу будет

$$q_t = \sigma_\phi \cdot \frac{B_p}{2}.$$

4. РАСЧЕТ ОГОЛОВКА КОЛОННЫ

Конструкция оголовка колонны показана на рис. 3.

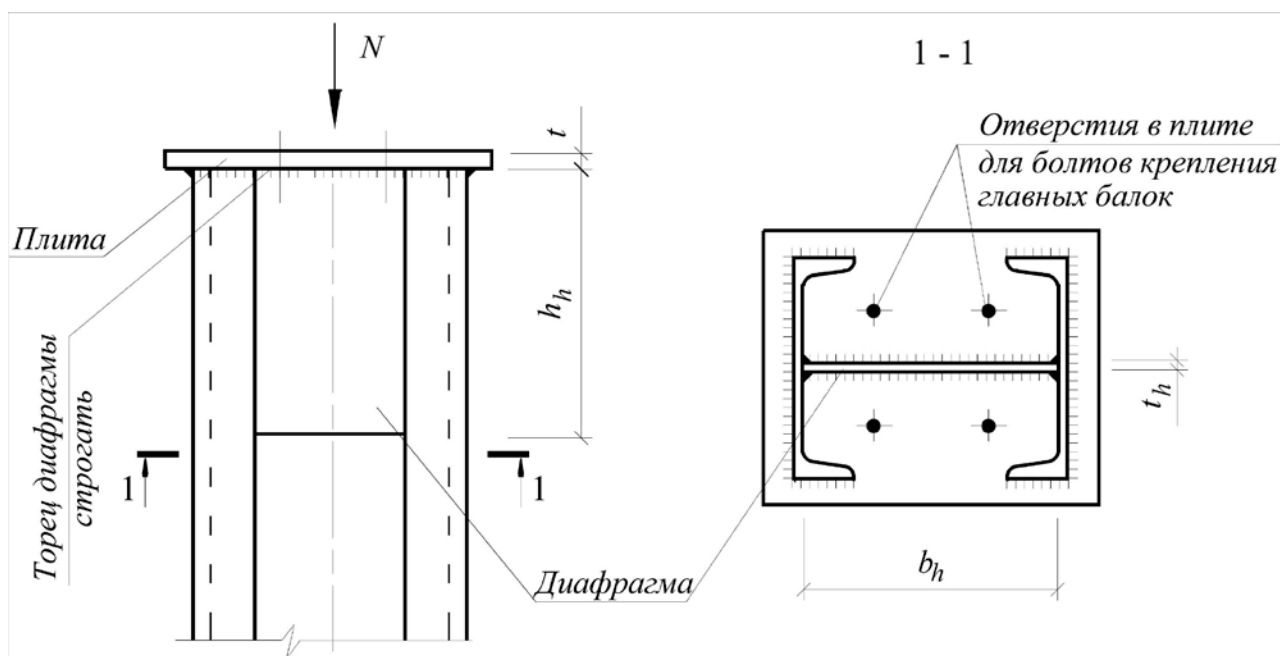


Рис. 3. Конструкция оголовка колонны

Толщина плиты оголовка назначается без расчета в пределах $t = 20 \dots 25$ мм.

Высота диафрагмы определяется длиной сварных швов, прикрепляющих диафрагму к ветвям (см. рис. 3)

$$h_h = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}. \quad (23)$$

Толщина диафрагмы назначается из условия ее работы на смятие

$$t_h = \frac{N}{b_h \cdot R_p \cdot \gamma_c}, \quad (24)$$

где R_p – расчетное сопротивление проката смятию торцевой поверхности (табл. П1*).

Назначив высоту и толщину диафрагмы, необходимо проверить ее прочность на срез по формуле

$$\frac{3 \cdot N}{4 \cdot h_h \cdot t_h} \leq R_s \cdot \gamma_c. \quad (25)$$

Пример. Требуется запроектировать сквозную колонну из швеллеров под балочную клетку рабочей площадки (рис. 4). Материал колонны – сталь С345, материал фундамента – бетон В12 ($R_\phi = 0,75 \text{ кН/см}^2$), $Q_{\max} = 1066 \text{ кН}$.

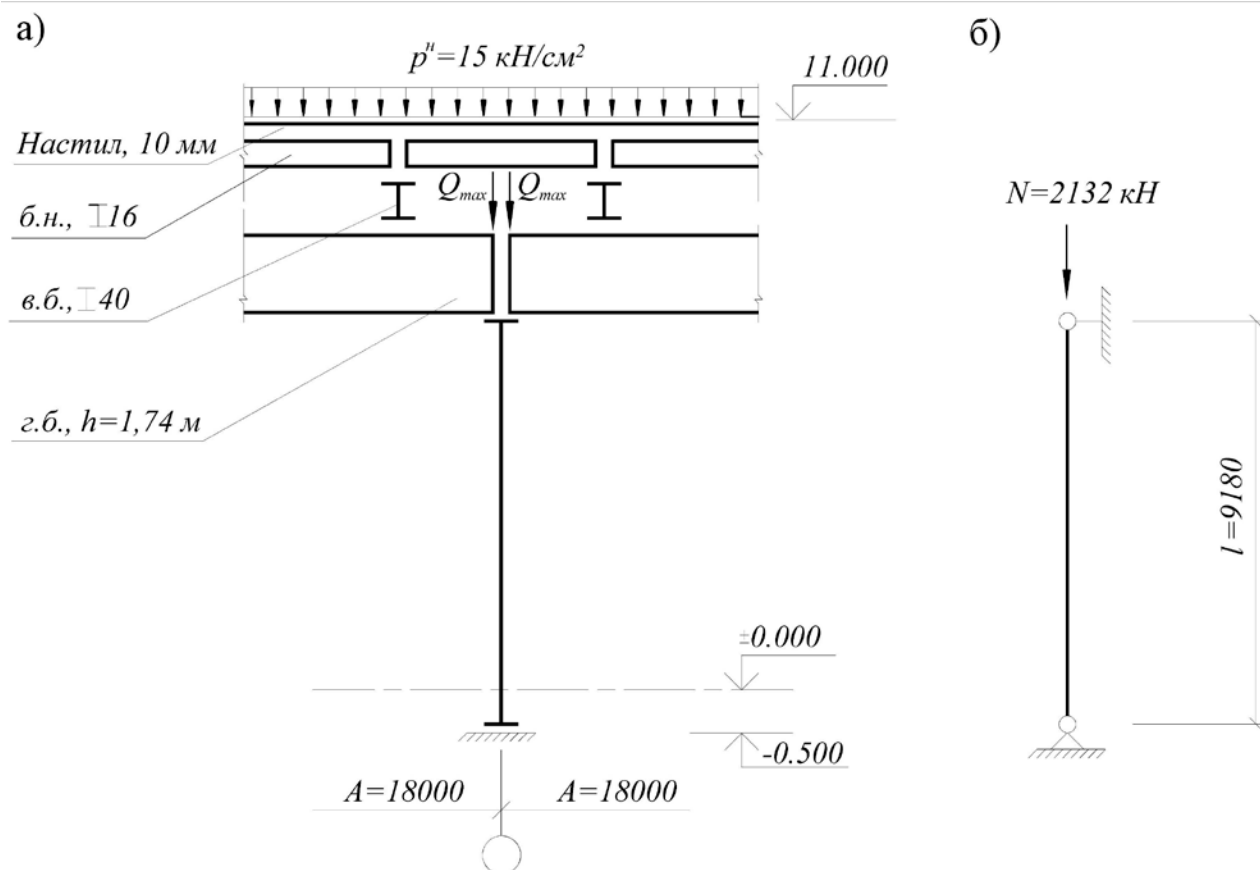


Рис. 4. Конструктивная схема площадки (а) и расчетная схема колонны (б)

Определяем геометрическую высоту (l) колонны

$$l = 1100 \text{ см} - 1,0 \text{ см} - 16 \text{ см} - 40 \text{ см} - 174 \text{ см} + 50 \text{ см} \approx 918 \text{ см}.$$

Продольная сила (N) равна сумме опорных реакций от двух главных балок, опирающихся на колонну:

$$N = 2 \cdot Q_{\max} = 2 \cdot 1066 \text{ кН} = 2132 \text{ кН}.$$

1. Подбор сечения стержня колонны

Задаемся $\varphi^* = 0,85$, тогда

$$A_{\text{треб}} = \frac{2132 \text{ кН}}{0,85 \cdot 31,5 \text{ кН/см}^2} = 79,6 \text{ см}^2.$$

Принимаем 2 [40, для которых $A = 2 \cdot 61,5 = 123 \text{ см}^2$, $i_x = 15,7 \text{ см}$ (табл. П2).

• Расчет относительно материальной оси

Вычисляем гибкость

$$\lambda_x = \frac{918 \text{ см}}{15,7 \text{ см}} = 58.$$

Из табл. П1 по интерполяции находим $\varphi_x = 0,777$ и проверяем условие (3):

$$\sigma = \frac{2132 \text{ кН}}{0,777 \cdot 123 \text{ см}^2} = 22,3 \text{ кН/см}^2 < R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапряжение составит $\frac{31,5 \text{ кН/см}^2 - 22,3 \text{ кН/см}^2}{31,5 \text{ кН/см}^2} \cdot 100\% = 29\% > 5\%$.

Так как имеем значительное недонапряжение, принимаем меньшее сечение из 2 [30, для которого $A = 2 \cdot 40,5 = 81 \text{ см}^2$; $i_x = 12 \text{ см}$; $\lambda_x = \frac{918 \text{ см}}{12 \text{ см}} = 76,5$; $\varphi_x = 0,632$.

$$\sigma = \frac{2132 \text{ кН}}{0,632 \cdot 81 \text{ см}^2} = 41,6 \text{ кН/см}^2 > R_y = 31,5 \text{ кН/см}^2,$$

устойчивость не обеспечена.

Окончательно назначаем сечение из 2 [40.

• Расчет относительно свободной оси

Задаемся $\lambda_1 = 40$, тогда $\lambda_y = \sqrt{58^2 - 40^2} = 42$.

Радиус инерции $i_y = \frac{918 \text{ см}}{42} = 21,9 \text{ см}$.

Приближенное расстояние между швеллерами

$$b_{\text{треб}} = \frac{21,9 \text{ см}}{0,44} = 49,8 \text{ см.}$$

Принимаем $b=44,5$ см. Расстояние между наружными гранями стенок швеллеров будет

$$b_1 = b + 2 \cdot z_0 = 44,5 \text{ см} + 2 \cdot 2,75 \text{ см} = 50 \text{ см.}$$

Вычисляем характеристики назначенного сечения (см. рис. 1):

$$J_y = 2 \cdot \left[J_{y1} + \left(\frac{b}{2} \right)^2 \cdot A_1 \right] = 2 \cdot \left[642 \text{ см}^4 + \left(\frac{44,5 \text{ см}}{2} \right)^2 \cdot 61,5 \text{ см}^2 \right] = 62176 \text{ см}^4;$$

$$i_y = \sqrt{\frac{62176 \text{ см}^4}{123 \text{ см}^2}} = 22,5 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{918 \text{ см}}{22,5 \text{ см}} = 40,8; \quad \lambda_{ef} = \sqrt{40,8^2 + 40^2} = 57;$$

$$\varphi_y = 0,783.$$

Проверяем условие (9)

$$\sigma = \frac{2132 \text{ кН}}{0,783 \cdot 123 \text{ см}^2} = 22,1 \text{ кН/см}^2 < 31,5 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Недонапряжение составляет } \frac{31,5 \text{ кН/см}^2 - 22,1 \text{ кН/см}^2}{31,5 \text{ кН/см}^2} \cdot 100\% = 30\% > 5\%.$$

Поскольку недонапряжение намного превышает 5%, изменим расстояние между швеллерами. Принимаем $b=27,5$ см, при этом будет обеспечен зазор между полками, равный 100 мм.

Вычисляем характеристики:

$$J_y = 2 \cdot \left[642 \text{ см}^4 + \left(\frac{27,5 \text{ см}}{2} \right)^2 \cdot 61,5 \text{ см}^2 \right] = 24538 \text{ см}^4; \quad i_y = \sqrt{\frac{24538 \text{ см}^4}{123 \text{ см}^2}} = 14,1 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{918 \text{ см}}{14,1 \text{ см}} = 65,1; \quad \lambda_{ef} = \sqrt{65,1^2 + 40^2} = 76,4; \quad \varphi_y = 0,633.$$

Проверяем условие (9)

$$\sigma = \frac{2132 \text{ кН}}{0,633 \cdot 123 \text{ см}^2} = 27,4 \text{ кН/см}^2 < 31,5 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Недонапряжение составляет } \frac{31,5 \text{ кН/см}^2 - 27,4 \text{ кН/см}^2}{31,5 \text{ кН/см}^2} \cdot 100\% = 13\%.$$

Окончательно назначаем расстояние между осями швеллеров $b=27,5$ см, тогда $b_1=27,5 \text{ см} + 2 \cdot 2,75 \text{ см} = 33 \text{ см}.$

2. Расчет планок

Назначаем ширину планок

$$l_s \cong 0,75b = 20 \text{ см},$$

толщину планок

$$t_s = (1/20)l_s = 1 \text{ см}$$

и расстояние между планками в свету

$$l_m = \lambda_1 \cdot i_{y1} = 40 \cdot 3,23 \text{ см} = 129 \text{ см}.$$

Условная поперечная сила по формуле (10)

$$Q_s = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{7,15 \cdot 10^6 \text{ кН/см}^6}{\text{кН/см}} \cdot \left(\frac{2132 \text{ кН} \cdot 1 \cdot 10^4}{0 \cdot 633 \cdot 31,5} \right)^2 \cdot \frac{1}{2} \right] = 20 \text{ кН}.$$

Внутренние усилия в планке по формулам (11) и (12)

$$F = \frac{20 \text{ кН} \cdot (129 \text{ см} + 20 \text{ см})}{27,5 \text{ см}} = 108 \text{ кН}; \quad M_1 = \frac{20 \text{ кН} \cdot (129 \text{ см} + 20 \text{ см})}{2} = 1490 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления сечения планки

$$W_s = \frac{1 \text{ см} \cdot (20 \text{ см})^2}{6} = 66,7 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность планки по формуле (13)

$$\sigma = \frac{1490 \text{ кН} \cdot \text{см}}{66,7 \text{ см}^3} = 22,3 \text{ кН/см}^2 < 31,5 \text{ кН/см}^2.$$

Проверим прочность сварных швов, прикрепляющих планку к ветвям, по формуле (14). Задаемся катетом швов $k_f = 8 \text{ мм} = 0,8 \text{ см}$, сварка полуавтоматическая, $\beta_f = 0,9$. Для стали С345 $R_{wf} = 21 \text{ кН/см}^2$ (табл. П2* и П3*). Вычисляем характеристики шва:

$$A_{wf} = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 20 \text{ см} = 14,4 \text{ см}^2; \quad W_{wf} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot (20 \text{ см})^2}{6} = 48 \text{ см}^3.$$

Определяем напряжения в шве:

$$\sigma_{wf} = \frac{1490 \text{ кН} \cdot \text{см}}{48 \text{ см}^3} = 31 \text{ кН/см}^2 > R_{wf} = 21 \text{ кН/см}^2, \text{ прочность не обеспечена.}$$

на.

Назначаем ширину планки $l_s = 30 \text{ см}$ и катет шва $k_f = 8 \text{ мм}$, тогда

$$F = \frac{20 \text{ кН} \cdot (129 \text{ см} + 30 \text{ см})}{27,5 \text{ см}} = 115,6 \text{ кН}; \quad M_1 = \frac{20 \text{ кН} \cdot (129 \text{ см} + 30 \text{ см})}{2} = 1590 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$A_{wf} = 0,9 \cdot 0,8 \cdot 30 \text{ см} = 21,6 \text{ см}^2; \quad W_{wf} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot (30 \text{ см})^2}{6} = 108 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_{wf} = \frac{1590 \text{ кН} \cdot \text{см}}{108 \text{ см}^3} = 14,7 \text{ кН/см}^2; \quad \tau_{wf} = \frac{115,6 \text{ кН}}{21,6 \text{ см}^2} = 5,4 \text{ кН/см}^2.$$

$\sqrt{(14,7 \text{ кН/см}^2)^2 + (4 \text{ кН/см}^2)^2} = 15,7 \text{ кН/см}^2 < 21 \text{ кН/см}^2$, прочность сварных швов обеспечена.

3. Расчет базы колонны

Собственная масса колонны будет

$$G = 2 \cdot q_{\text{ветви}} \cdot l \cdot 1,2 = 2 \cdot 0,483 \text{ кН/м} \cdot 9,18 \text{ м} \cdot 1,2 = 10,6 \text{ кН},$$

где $q_{\text{ветви}}$ – масса 1 п.м. швеллера №40;

1,2 – коэффициент, учитывающий массу планок, оголовка и базы.

Полная продольная сила в колонне на уровне обреза фундамента

$$N' = N + G = 2132 \text{ кН} + 10,6 \text{ кН} = 2142,6 \text{ кН}.$$

• Расчет плиты.

Требуемую площадь плиты в плане определяем по формуле (15)

$$F_p^{\text{треб}} = \frac{2142,6 \text{ кН}}{0,75 \text{ кН/см}^2} = 2857 \text{ см}^2.$$

Задаемся $c = 10 \text{ см}$; $t_t = 1 \text{ см}$, тогда размер плиты $B = 62 \text{ см}$, а размер

$L_p^{\text{треб}} = \frac{2907}{62} = 47 \text{ см}$. Принимаем $L_p = 50 \text{ см}$, тогда $b_2 = 8,5 \text{ см}$ (рис. 5).

Напряжение в бетоне фундамента будет

$$\sigma_\phi = \frac{N'}{B_p \cdot L_p} = \frac{2142,6 \text{ кН}}{62 \text{ см} \cdot 50 \text{ см}} = 0,7 \text{ кН/см}^2.$$

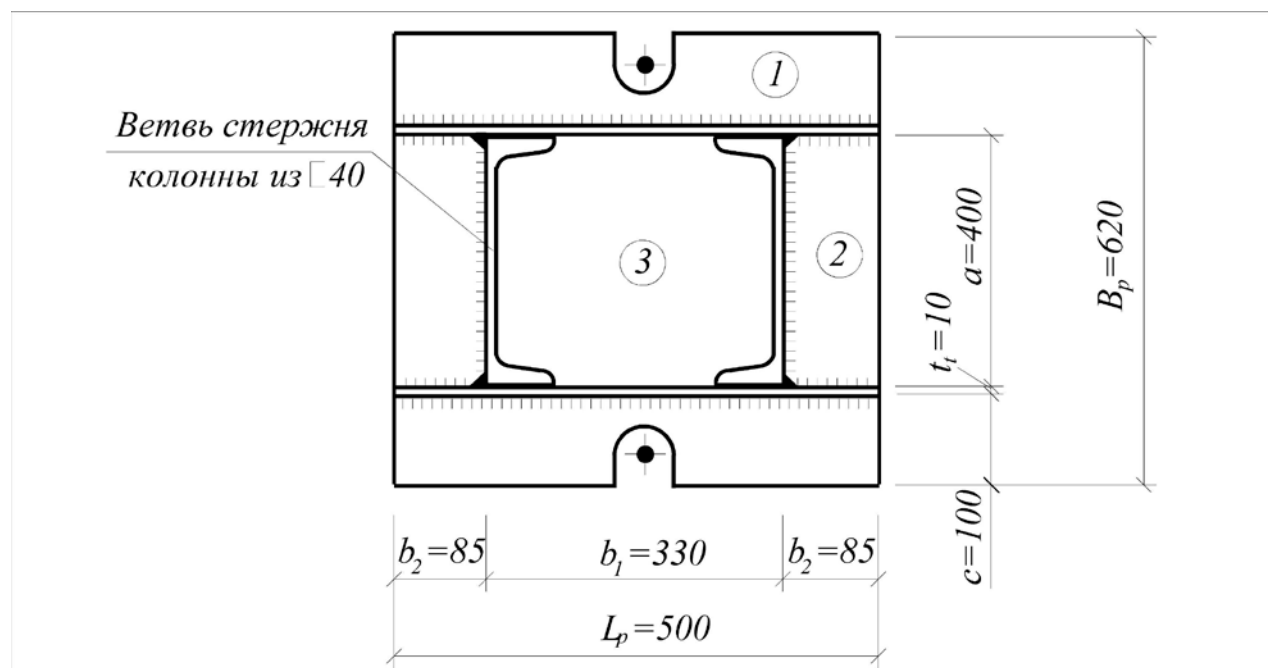


Рис. 5. К определению размеров плиты в плане

Определим изгибающие моменты на участках плиты по формулам (17)–(19).

$$M^{\{1\}} = \frac{0,7 \text{ кН/см}^2 \cdot (10 \text{ см})^2 \cdot 1 \text{ см}}{2} = 35 \text{ кН·см};$$

$$M^{\{2\}} = 0,060 \cdot 0,7 \text{ кН/см}^2 \cdot (40 \text{ см})^2 \cdot 1 \text{ см} = 67,2 \text{ кН·см};$$

$$M^{\{3\}} = 0,048 \cdot 0,7 \text{ кН/см}^2 \cdot (33 \text{ см})^2 \cdot 1 \text{ см} = 36,6 \text{ кН·см}.$$

По максимальному моменту $M=67,2$ кН·см определяем толщину плиты по формуле (16)

$$t_p \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 67,2 \text{ кН·см}}{30 \text{ кН/см}^2 \cdot 1}} = 3,7 \text{ см},$$

принимаем $t_p = 40$ мм (табл. П4*).

Изгибающий момент на втором участке можно уменьшить путем постановки дополнительных ребер жесткости.

• Расчет траверсы

Высоту траверсы определим по формуле (20), задавшись катетом сварных швов $k_f = 8$ мм:

$$h_t \geq \frac{2142,6 \text{ кН}}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,821 \text{ кН/см} \cdot 1 \cdot 1} = 35,4 \text{ см},$$

принимаем $h_t = 400$ мм.

Расчетный катет швов, прикрепляющих траверсы и ветви к плите, определяем по формуле (21) ($\Sigma l_w = 214$ см, см. рис. 5)

$$k_f = \frac{2142,6 \text{ кН}}{0,9 \cdot 2 \text{ кН/см} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 214 \text{ см}} = 0,53 \text{ см},$$

назначаем $k_f = 8$ мм (табл. 2.1*).

Проверим траверсу на изгиб по формуле (22). Погонная нагрузка на траверсу

$$q_t = \sigma_\phi \cdot \frac{B}{2} = 0,7 \text{ кН/см}^2 \cdot \frac{62 \text{ см}}{2} = 21,7 \text{ кН/см}.$$

Расчетная схема траверсы и эпюра изгибающих моментов показана на рис. 6.

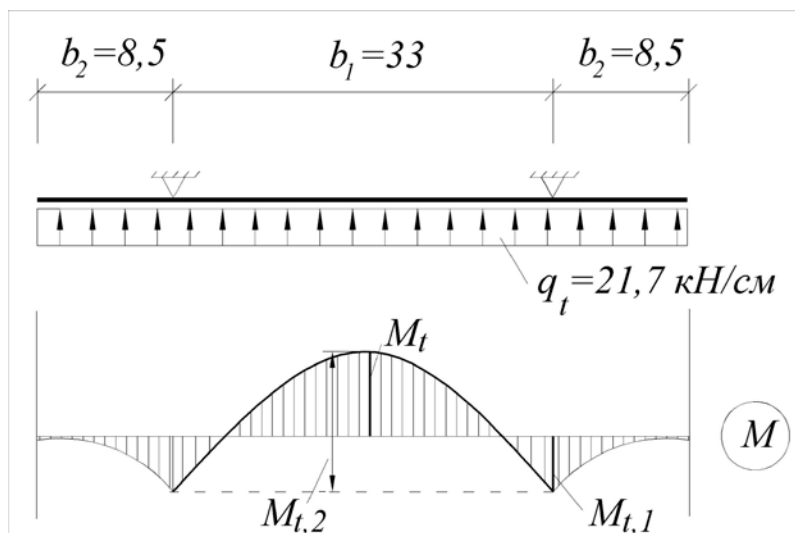


Рис. 6. Расчетная схема траверсы

$$M_{t,1} = \frac{q_t \cdot b_2^2}{2} = \frac{21,7 \text{ кН/см} \cdot (8,5 \text{ см})^2}{2} = 784 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{t,2} = \frac{q_t \cdot b_1^2}{8} = \frac{21,7 \text{ кН/см} \cdot (33 \text{ см})^2}{8} = 2954 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_t = M_{t,2} - M_{t,1} = 2954 \text{ кН} \cdot \text{см} - 784 \text{ кН} \cdot \text{см} = 2170 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления сечения траверсы

$$W_t = \frac{t_t \cdot h_t^2}{6} = \frac{1 \text{ см} \cdot (40 \text{ см})^2}{6} = 266,7 \text{ см}^3.$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M_t}{W_t} = \frac{2170 \text{ кН} \cdot \text{см}}{266,7 \text{ см}^3} = 8,1 \text{ кН/см}^2 < 33,5 \text{ кН/см}^2,$$

т.е. прочность обеспечена.

4. Расчет оголовка (рис. 3)

Высоту диафрагмы определим по формуле (23), задавшись катетом сварных швов 8 мм:

$$h_h \geq \frac{2132 \text{ кН}}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,821 \text{ кН/см}} = 35,3 \text{ см},$$

принимаем $h_h = 400 \text{ мм}$.

Толщину диафрагмы определим по формуле (24):

$$t_h = \frac{2132 \text{ кН}}{31,4 \text{ см} \cdot 17,5 \text{ кН/см}^2} = 3,9 \text{ см},$$

назначаем $t_h = 40 \text{ мм}$.

Здесь $b_h = b_1 - 2 \cdot t_w = 33 \text{ см} - 2 \cdot 0,8 \text{ см} = 31,4 \text{ см}$; $t_w = 8 \text{ мм}$ по табл. П2; $R_s = 17,5 \text{ кН/см}^2$ по табл. П1*.

Проверим прочность диафрагмы на срез по формуле (25)

$$\tau = \frac{3 \cdot 213 \text{ кН}}{4 \cdot 40 \text{ см} \cdot 4 \text{ см}} = 10,0 \text{ кН/см}^2 < R_s = 17,5 \text{ кН/см}^2,$$

прочность обеспечена.

ПРИЛОЖЕНИЯ

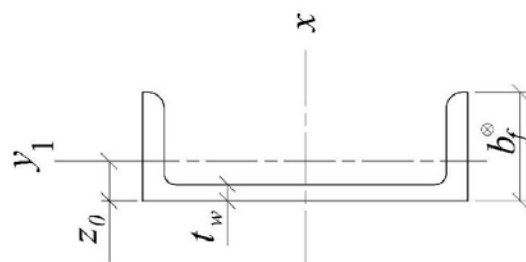
Таблица П1

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально-сжатых элементов [5*]

Гибкость λ	Коэффициенты φ для элементов из стали с $R_y, \text{кН/см}^2$				
	20	24	28	32	36
30	939	931	924	917	911
40	906	894	883	873	863
50	869	852	836	822	809
60	827	805	785	766	749
70	782	754	724	687	654
80	734	686	641	602	566
90	665	612	565	522	483
100	599	542	493	448	408
110	537	478	427	381	338
120	479	419	366	321	287

Примечание. Значения коэффициентов φ в табл. 1 увеличены в 1000 раз

Таблица П2



Швеллеры по ГОСТ 8240-93 [1*]

№ профиля	Масса 1 м.п. кН/м	Ширина полки b_f , мм	Толщина стенки t_w , мм	Площадь сечения A_I , см ²	Момент инерции J_{yI} , см ⁴	Радиусы инерции		Центр тяжести, z_0 , см
						i_x , см	i_{yI} , см	
16	0,142	64	5,0	18,1	63,3	6,42	1,87	1,80
18	0,163	70	5,1	20,7	86,0	7,24	2,04	1,94
20	0,184	76	5,2	23,4	113,0	8,07	2,20	2,07
22	0,210	82	5,4	26,7	151,0	8,89	2,37	2,21
24	0,240	90	5,6	30,6	208,0	9,73	2,60	2,42
27	0,277	95	6,0	35,2	262,0	10,90	2,73	2,47
30	0,318	100	6,5	40,5	327,0	12,00	2,84	2,52
40	0,483	115	8,0	61,5	642,0	15,70	3,23	2,75

Таблица П3

Расчетные сопротивления бетона фундамента сжатию

Класс бетона по прочности	B7,5	B10	B12	B15
Расчетное сопротивление $R_{\phi}, \text{кН/см}^2$	0,45	0,60	0,75	0,85

РАСЧЕТ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ СКВОЗНЫХ КОЛОНН
МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
К КУРСОВОЙ РАБОТЕ ПО МЕТАЛЛИЧЕСКИМ КОНСТРУКЦИЯМ

Составители **ПУТИЛИН**

Виталий Михайлович

КАПЫРИН

Николай Викторович

Редактор Г.В. Казьмина

Подписано в печать . Формат 60×84 1/16. Бумага офсетная.

Ризография. Печ. л. 1,9. Тираж 150 экз. Заказ №

Издательство Липецкого государственного технического университета

Полиграфическое подразделение Издательства ЛГТУ

398600 Липецк, ул. Московская, 30.