

МИНОБРНАУКИ РОССИИ
ВОЛОГОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Кафедра промышленного и гражданского строительства

КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ.
Часть 1.

Методические указания к практическим занятиям
по металлическим конструкциям

Факультет инженерно-строительный
Специальности: 070501 - Реставрация и реконструкция архитектурного наследия
Направление: 070501.62 - Реставрация

Вологда
2011

УДК

Конструкции зданий и сооружений. Часть 1. – Методические указания к практическим занятиям – Вологда: ВоГТУ, 2011. – 36 с.

В методическом указании приводятся методики расчёта несущих металлических конструкций зданий и сооружений (прокатных балок, балок составного сечения, центрально-сжатых колонн), приводятся необходимые схемы, рисунки, справочные материалы для расчёта.

Утверждено редакционно-издательским советом ВоГТУ

Составители: Казакова И.С. канд. техн. наук, доцент кафедры ПГС

Рецензент: И.Н. Старишко, канд. техн. наук, доцент кафедры автомобильных дорог ВоГТУ

ВВЕДЕНИЕ

В методических указаниях рассматриваются темы практических занятий по металлическим конструкциям. В них приводится методика определения нагрузок на несущие элементы зданий и методика расчетов металлических конструкций (балок перекрытия из прокатного профиля или составного сечения, центрально-сжатой колонны). Рассмотрен вариант компоновки балочного перекрытия.

Все расчеты выполняются в системе единиц СИ (Н,м), сопровождаются необходимыми схемами и рисунками. При расчете следует соблюдать правила перевода одних единиц измерения в другие: $1 \text{ Н/м}^2 = 1 \text{ Па}$; $1 \text{ МПа} = 10^6 \text{ Па}$; $1 \text{ Па} = 10^{-6} \text{ МПа}$; $1 \text{ кПа} = 10^3 \text{ Па}$; $1 \text{ см}^3 = 10^{-6} \text{ м}^3$; $1 \text{ м}^3 = 10^6 \text{ см}^3$; $1 \text{ см}^2 = 10^{-4} \text{ м}^2$; $1 \text{ м}^2 = 10^4 \text{ см}^2$.

В методических указаниях учтены требования Федерального закона от 30 декабря 2009 года № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Варианты заданий к практическим занятиям приведены в Приложении 4. Номер варианта определяется порядковым номером фамилии студента по журналу.

1. СБОР НАГРУЗКИ НА МЕТАЛЛИЧЕСКУЮ БАЛКУ ПЕРЕКРЫТИЯ

Сбор нагрузки на металлическую балку перекрытия производится в табличной форме (см. табл.1.1). Нормативная нагрузка определяется:

- постоянная - по стандартам заводов-изготовителей, по размерам, установленным в процессе проектирования и средней плотности материалов;
- временная - по СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия» (выборка временных нормативных нагрузок p_n в зависимости от назначения помещения приведена в табл.П.1 Приложения 1; назначение помещения указывается в задании на проектирование).

Расчетная нагрузка определяется умножением нормативной на коэффициент надежности по нагрузке γ_f . Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f для постоянной нагрузки приведены в табл.П.2 Приложения 1. Коэффициент γ_{fp} для временной нагрузки принимается:

$$\text{- при } p_n < 2,0 \text{ КПа} \quad \gamma_{fp} = 1,3;$$

$$\text{- при } p_n \geq 2,0 \text{ КПа} \quad \gamma_{fp} = 1,2.$$

Схема расположения балок перекрытия балок настила представлена на рис. 1.1. Состав перекрытия приведен на рис.1.2.

Шаг балок настила для железобетонного настила принимают в пределах $a=1,5 \div 3,0$ м. Шаг a назначают кратным модулю 1 м (100мм). Он должен целое число раз укладываться на длине помещения ($n = \frac{L}{a}$, где n – целое число; длину помещения приближенно принимают равной расстоянию между осями L).

Толщина железобетонного настила перекрытия принимается $t_H \cong \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right) \ell_H$ (здесь $\ell_H \approx a$) и кратна 10 мм. Меньшее значение t_H принять при меньших временных нагрузках ($p_n \leq 1,5 \text{ кН/м}^2$), большее при больших ($p_n = 4,0 \div 5,0 \text{ кН/м}^2$).

Нормативная погонная равномерно - распределенная нагрузка на балку:

$$q_n = (g_n + p_n) \cdot a, \quad (1.1)$$

где g_n, p_n - нормативная равномерно-распределенная нагрузка постоянная и временная, соответственно (см. табл.1.1);

a – шаг балок перекрытия (см. рис. 1.1).

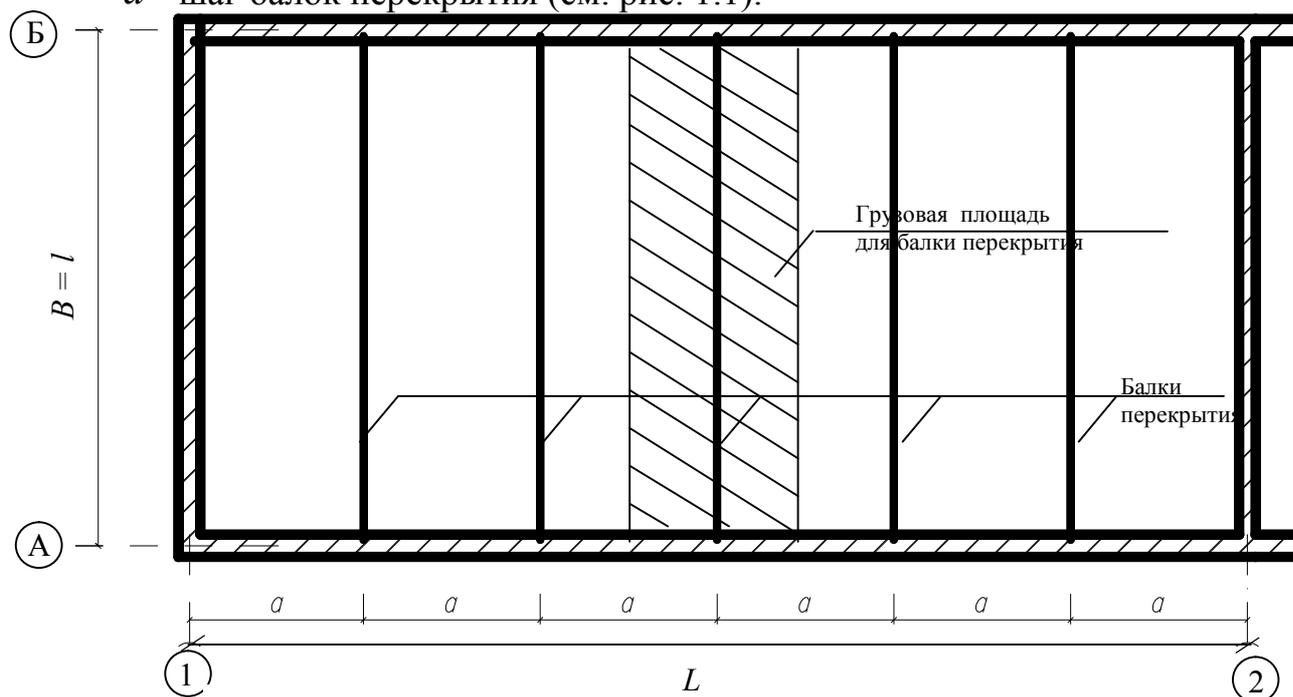


Рис. 1.1. Схема расположения балок перекрытия (балок настила)

Расчетная погонная равномерно – распределенная нагрузка на балку:

$$q = (g + p) \cdot a, \quad (1.2)$$

где g, p - расчетная равномерно-распределенная нагрузка постоянная и временная, соответственно (см.табл.1.1).

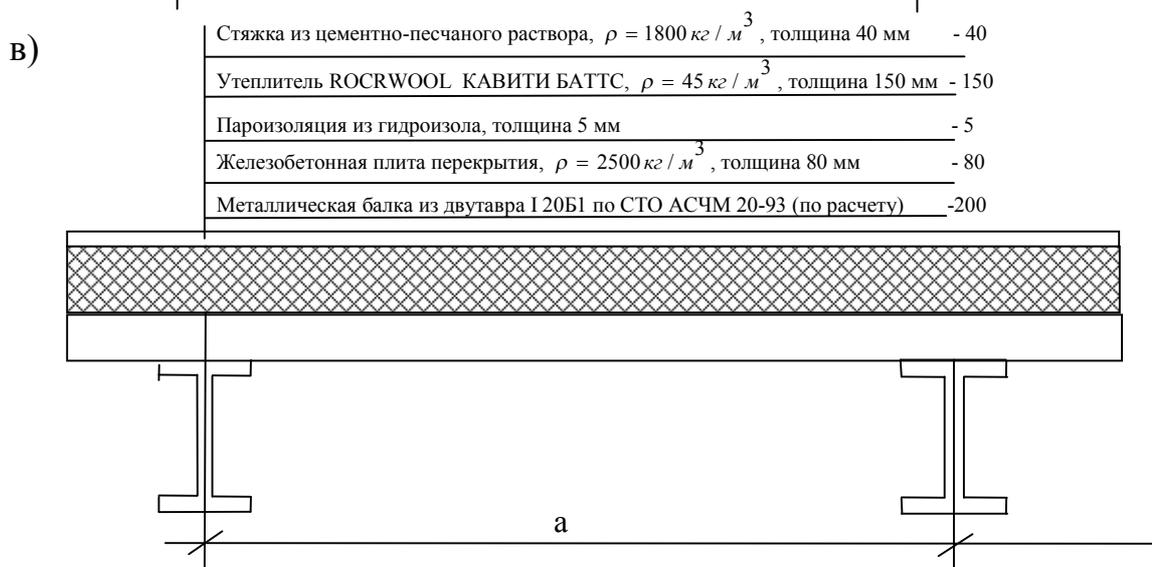
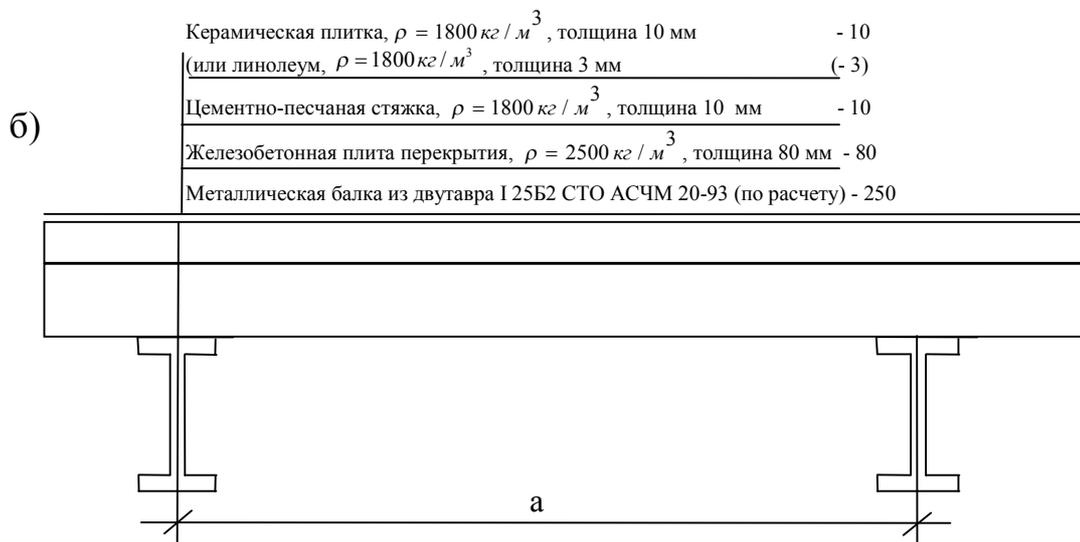
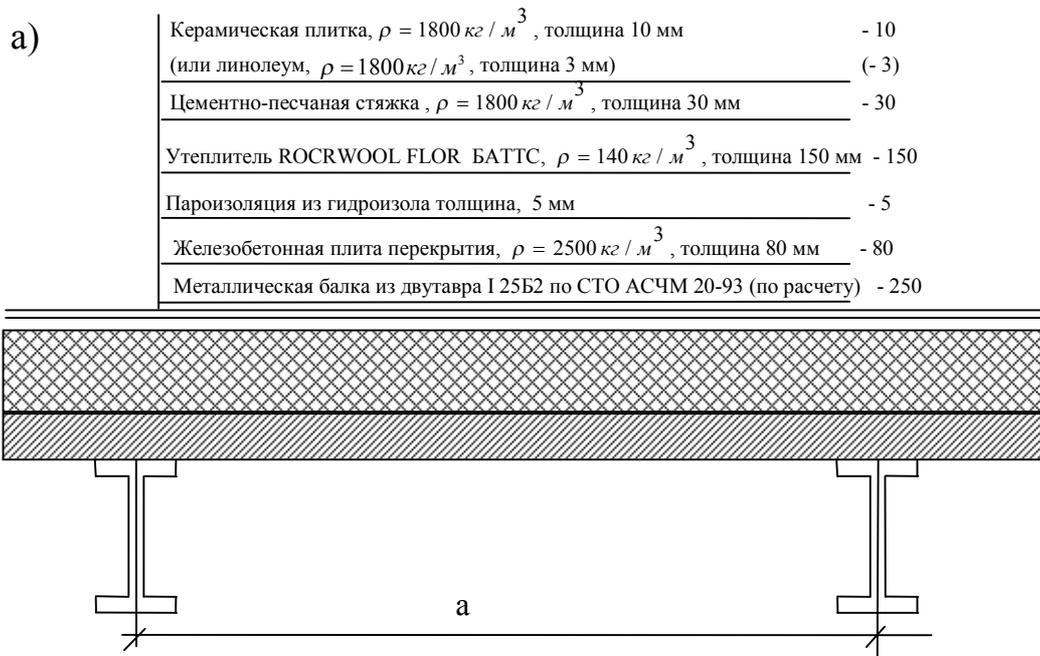


Рис. 1.2. Элементы перекрытий
а) над подвалом; б) междуэтажное; в) чердачное

Сбор нагрузки на металлическую балку перекрытия

Таблица 1.1

№ п.п.	Нагрузка	Нормативная нагрузка, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	γ_f По табл. П1	Расчетная нагрузка, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	<u>Постоянная</u> Керамическая плитка $t=10 \text{ мм}; \rho = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $1800 * (10^{-2}) * 9 * (10^{-3})$	0,180		
2	Цементно-песчаная стяжка $t=30 \text{ мм}; \rho = 1800 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $1800 * (10^{-2}) * 30 * (10^{-3})$	0,54		
3	Железобетонная плита $t = 110 \text{ мм}; \rho = 2500 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $2500 * (10^{-2}) * 110 * (10^{-3})$	2,65		
				$\sum_{i=1}^3 g_i$
4	Собственный вес металлической балки (принимается равным 1% от действующей расчетной нагрузки) $0,01(\sum_{(i=1)}^3 g_i + p)$			
	ИТОГО (постоянная)	g_n		g
5	<u>Временная</u> От людей и оборудования для торговых залов	p_n	γ_{fp}	p
	ИТОГО (постоянная +временная)	$g_n + p_n$		$g + p$

2. КОМПАНОВКА БАЛОЧНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ

2.1. Расстановка колонн в плане

С учетом унификации производят расстановку колонн в плане. Расстояние между колоннами поперек здания (размеры пролетов L) принимают в пределах от 6 до 18 м и вдоль здания (шаг колонн В) от 4 до 6 м. Принятые пролёт и шаг назначают кратными модулю 1 М (100 мм). L и В должны целое число раз укладываться в габаритных размерах площадки.

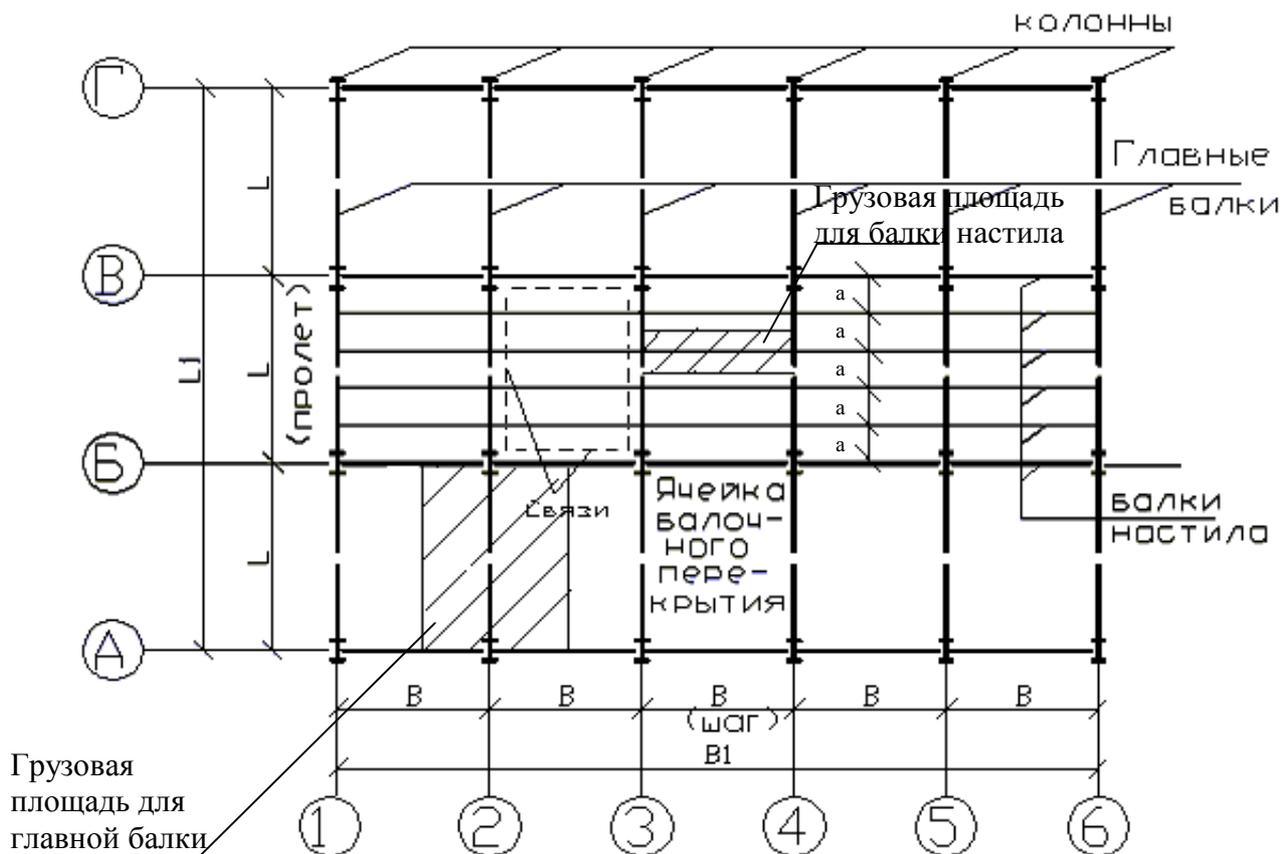


Рис. 2.1. Схема расположения колонн и балок

Главные балки обычно располагают вдоль длинной стороны ячейки. Они опираются на колонны. Пролет главных балок – L , шаг – B (см.рис.2.1). На главные балки опираются балки настила. Шаг балок настила принимается для железобетонного настила в пределах $a = 1,5 \div 3,0$ м и должен целое число раз укладываться по длине главной балки ($n = \frac{L}{a}$, где n – целое число). Балка настила не должна попадать на середину пролета главной балки, где она затруднила бы устройство монтажного стыка. Расположение балок настила при " n " нечетном приведено на рис.2.2,а.

При " n " четном балки настила смещаются с разбивочных осей на расстояние $\frac{a}{2}$ (см. рис.2.2,б).

Пролет балки настила равен B .

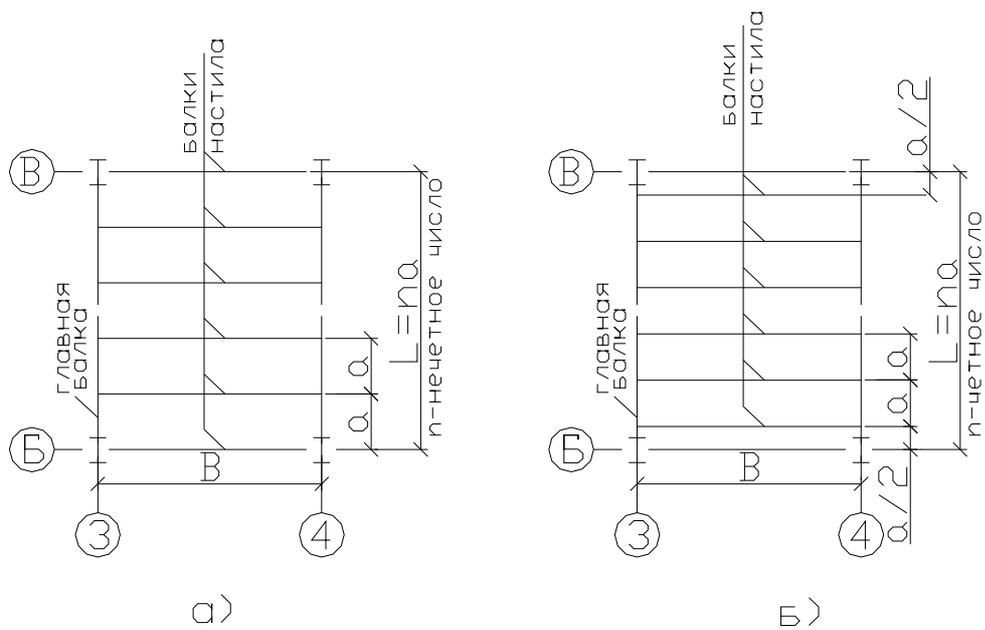


Рис. 2.2. Схема компоновки ячейки балочного перекрытия

2.2. Расчет балок настила

Балки настила проектируются, как правило, из прокатных двутавров.

По статической схеме балки рассматриваются как однопролетные на двух опорах, нагруженные равномерно - распределенной нагрузкой (нормативная q_n , расчетная q) (рис.2.3). Определение нагрузки на балки см. формулы (1.1) и (1.2).

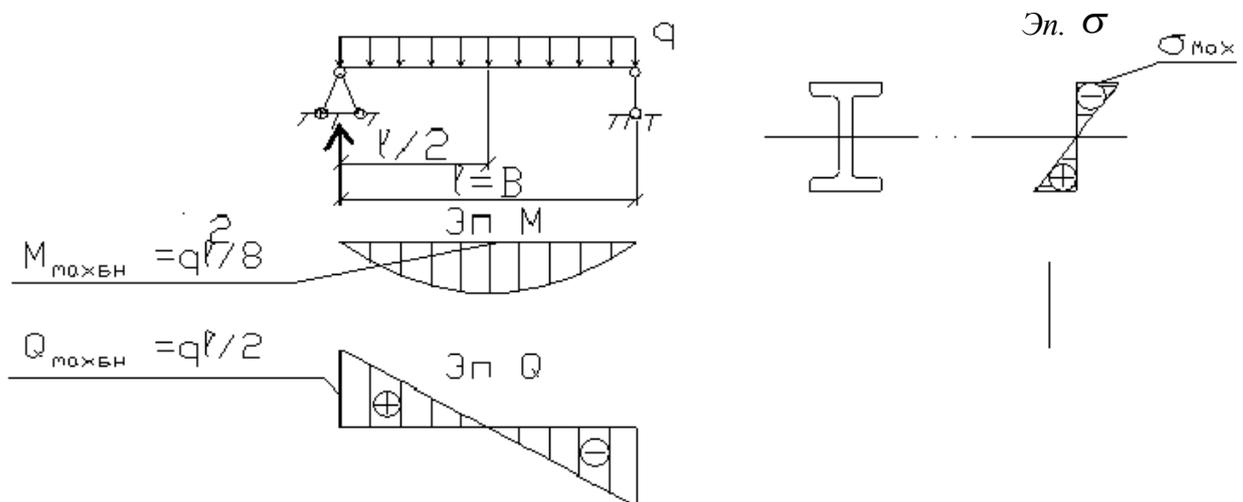


Рис. 2.3. К расчету балки настила

Определяются максимальный изгибающий момент в середине пролета балки и поперечная сила на опорах:

$$M_{max} = \frac{q\ell^2}{8}, \quad (2.1)$$

$$Q_{max} = \frac{q\ell}{2}, \quad (2.2)$$

где q – расчетная погонная равномерно-распределенная нагрузка на балку (см. ф. 1.2);

ℓ - пролет балок настила.

Требуемый момент сопротивления определяется по формуле:

$$W_{call} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c}, \quad (2.3)$$

где R_y – расчетное значение сопротивления стали балок настила (принимается по классу стали для фасона толщиной 4÷20 мм по табл.П.1 Приложения 2);

γ_c - коэффициент условий работы, принимается равным 1,0.

Из сортамента (см. ГОСТ 8239-89. “Сталь горячекатаная. Балки двутавровые” (см. табл. П.7 Приложения 2) и СТО АСЧМ 20-93 “Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок” (см. табл. П.8 Приложения 2) по W_{call} подбирают номер двутавра с $W_x \geq W_{call}$ и выписывают все необходимые геометрические характеристики $W_x, J_x, h, b, t, S, q_{\text{обл}} \left(\frac{\text{кг}}{\text{м}} \right)$.

Проверка принятого сечения по I группе предельных состояний (по прочности):

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W_x} \leq R_y \gamma_c \quad (2.4)$$

Проверка принятого сечения по II группе предельных состояний (по жесткости):

$$\frac{f}{\ell} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n \ell^3}{EJ_x} \leq \left[\frac{f}{\ell} \right], \quad (2.5)$$

где q_n - нормативное значение погонной равномерно-распределенной нагрузки на балку (см. ф. 1.1);

$E=2,1 \cdot 10^5$ МПа – модуль упругости стали;

J_x – момент инерции двутавра;

$\left[\frac{f}{\ell} \right]$ - предельный относительный прогиб для балок настила, принимае-

мый равным $\frac{1}{250}$ (по табл. 19 [2]).

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ГЛАВНОЙ БАЛКИ

3.1. Определение расчетных усилий в главной балке

Принимаем главные балки однопролетными на двух опорах. Нагрузка с балок настила передается на главную балку в виде сосредоточенных сил F , рис. 3.1,а.

При количестве балок настила более 5 приближенно можно принять нагрузку на главную балку равномерно-распределенной $q_{ГБ}$.

Для рассматриваемой балки максимальный изгибающий момент M_{max} будет в середине пролета, максимальная поперечная сила Q_{max} - на опоре.

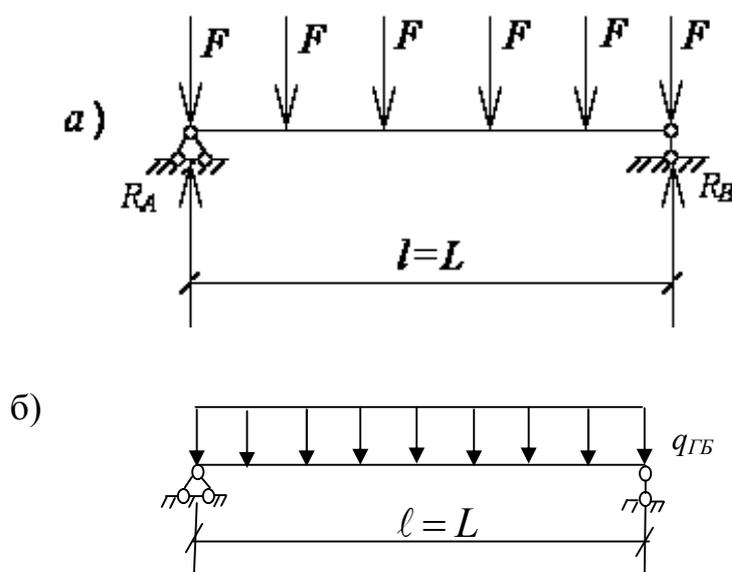


Рис. 3.1. К определению расчетных усилий M_{max} и Q_{max} в главной балке

Максимальный момент определяется:

$$M_{max} = \frac{q_{ГБ} \cdot L^2}{8}; \quad (3.1)$$

где $q_{ГБ}$ - равномерно распределенная нагрузка на главную балку, определяется по формуле $q_{ГБ} = \frac{\sum F}{L}$ (здесь F – сосредоточенная сила от давления двух балок настила, которую можно принять равной $2Q_{max}$ (см. рис. 2.3.); L – пролет главной балки).

Максимальная поперечная сила определяется:

$$Q_{max} = \frac{q_{ГБ} \cdot L}{2}. \quad (3.2)$$

Для других расчетных схем балок максимальные расчетные усилия определяются по расчетно-теоретическому справочнику [5].

В методических указаниях рассматривается расчет и конструирование главной балки двутаврового симметричного составного сечения. Расчет и конструирование главных балок других типов сечений (перфорированной, гофрированной, бистальной, замкнутого сечения) см. в [3].

3.2. Определение высоты балки

Высота главной балки назначается исходя из оптимальной и минимальной высот балки.

3.2.1. *Оптимальная высота сварной балки составного сечения определяется по формуле:*

$$h_{opt} \cong 1,2 \sqrt{W_{call}}, \quad (3.3)$$

где $W_{call} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c}$ - требуемый момент сопротивления сечения главной балки.

Здесь M_{max} - максимальный изгибающий момент в главной балке (см.ф.(3.1) или расчетно-теоретический справочник [5]), R_y - расчетное значение сопротивления стали главной балки (принимается по классу стали для листа толщиной 4-20 мм по табл. П.3 Приложения 2). При определении h_{opt} W_{call} подставляется в формулу (3.3) в см³.

3.2.2. *Минимальная высота балки определяется жесткостью балки – её предельным прогибом.*

Предельный относительный прогиб для главных балок по нормам принимается $[f/l]=1/400$.

Минимальная высота для разрезной балки определяется:

$$h_{min} = \frac{1}{5,65} \cdot \frac{R_y L}{E} \cdot \left[\frac{L}{f} \right], \quad (3.4)$$

где $\left[\frac{L}{f} \right]$ - величина, обратная предельному относительному прогибу главной балки.

Окончательно высота главной балки h принимается близкой к оптимальной h_{opt} , но не менее минимальной h_{min} .

В целях унификации высоту главной балки принимают кратной 100 мм.

3.3. Подбор и проверка сечения главной балки

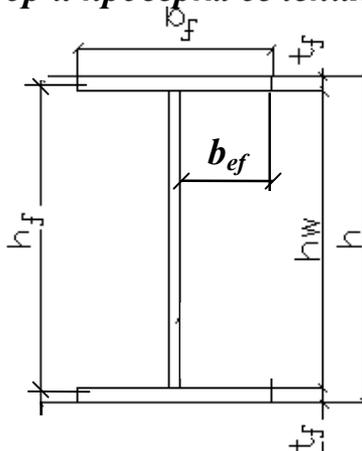


Рис. 3.2. Сечение главной балки

3.3.1 Толщину стенки главной балки принимают из условий:

1) обеспечения прочности на срез

$$t_w \geq \frac{1,5Q_{\max}}{hR_s\gamma_c}, \quad (3.5)$$

где Q_{\max} - максимальная поперечная сила на опоре главной балки (см.ф.(3.2) или расчетно-теоретический справочник [5]);

$R_s=0,58R_y$ - расчетное значение сопротивления стали срезу;

$\gamma_c=1,0$ –коэффициент условий работы.

2) обеспечения местной устойчивости стенки (без укрепления стенки продольным ребром жесткости)

$$t_w \geq \frac{h_w}{6} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (3.6)$$

$h_w=h - (40\div 60 \text{ мм})$ – высота стенки балки.

Толщину стенки из условий коррозии принимают $t_w \geq 8 \text{ мм}$. Толщина стенки должна приниматься с учетом толщины листового проката (от 8 до 12 мм с шагом 1 мм, более 12 мм с шагом 2 мм).

3.3.2. Толщина поясных листов t_f принимается $(2\div 3) t_w$

3.3.3. Определение ширины поясных листов.

Площадь поясного листа:

$$A_f = \frac{2\left(\frac{W_{call} h}{2} - \frac{t_w h^3}{12}\right)}{(h - t_f)^2} \quad (3.7)$$

Требуемая ширина поясного листа:

$$b_{fcall} = A_f / t_f \quad (3.8)$$

При назначении ширины поясных листов необходимо учитывать, что

$$\left. \begin{aligned} b_f &\geq 180 \text{ мм}; \\ b_f &= \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5} \right) h; \\ b_f &\leq 600 \text{ мм} \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

Ширина полок принимается кратной 10 мм с учетом ГОСТ 82-70 (см. табл. П.10 Приложения 2).

Проверка местной устойчивости полки:

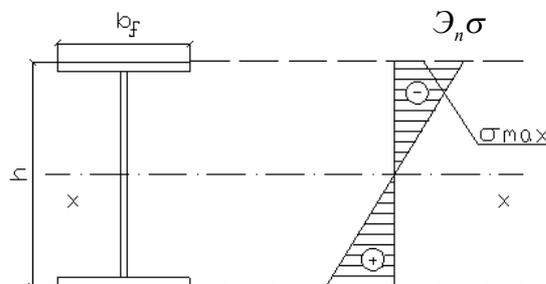
- местная устойчивость полки считается обеспеченной, если отношение ширины свеса полки b_{ef} (рис. 3.2) к толщине полки t_f удовлетворяет условию:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 0.5 \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (3.10)$$

Если условие (3.10) не выполняется, то увеличивают толщину полки t_f .

3.3.4. Проверка нормальных напряжений в середине пролета главной балки

а)



б)

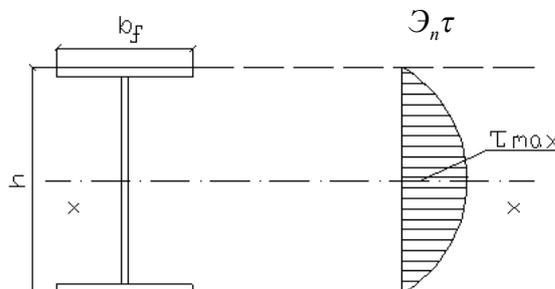


Рис. 3.3. К проверке прочности сечений главной балки:
а) сечение в середине пролета; б) сечение на опоре

Наибольшие нормальные напряжения в главной балке (рис.3.3,а)

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \leq R_y \gamma_c, \quad (3.11)$$

где M_{\max} – максимальный изгибающий момент в главной балке (см. ф.(3.1));

$W_x = \frac{J_x}{h/2}$ - момент сопротивления балки. Здесь момент инерции J_x определяется:

$$J_x = \frac{t_{\omega} h_{\omega}^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_{\omega}}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 \right].$$

Недонапряжение сечения $\Delta = \frac{R_y \gamma_c - \sigma_{\max}}{R_y \gamma_c} 100\%$ не должно превышать 5%.

Наибольшие касательные напряжения в главной балке (рис.3.3,б)

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} S}{J_x t_{\omega}} \leq R_s \gamma_c, \quad (3.12)$$

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила в балке (см. ф. (3.2) или расчетно-теоретический справочник [5]);

S – статический момент полусечения балки.

$$S = b_f t_f \left(\frac{h_{\omega}}{2} + \frac{t_f}{2} \right) + \frac{t_{\omega} h_{\omega}}{2} \frac{h_{\omega}}{4}$$

R_s – расчетное сопротивление стали на срез (см. п.3.3.1.).

3.4. Конструирование и расчет опорной части

Давление с главной балки на колонну передается через опорное ребро, которое приваривается к балке с торца. Размер опорных ребер определяют из расчета на смятие торца ребра:

$$A_{pcall} = \frac{F_{on}}{R_p \gamma_p}, \quad (3.13)$$

где F_{on} – опорная реакция главной балки, которая принимается равной Q_{\max} (см.ф. (3.2) или расчетно-теоретический справочник [5]).

A_{pcall} – требуемая площадь смятия опорного ребра;

$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$ - расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности.

Здесь коэффициент $\gamma_m = 1,05$;

R_{un} – временное сопротивление стали разрыву по табл.П.3 Приложения 2.
 Ширину опорного ребра обычно принимают равной ширине полки на опоре
 $b_d = b_f$

Тогда требуемая толщина опорного ребра будет:

$$t_{dcall} = A_p / b_d. \quad (3.14)$$

Окончательно толщина опорного ребра принимается кратной 1 мм и должна быть: $t_d \geq t_{dcall}$ и $t_d \geq 8$ мм (из условия коррозии).

Выступающая вниз часть опорного ребра $a \leq 1,5t_d$ и обычно принимается 10-20 мм.

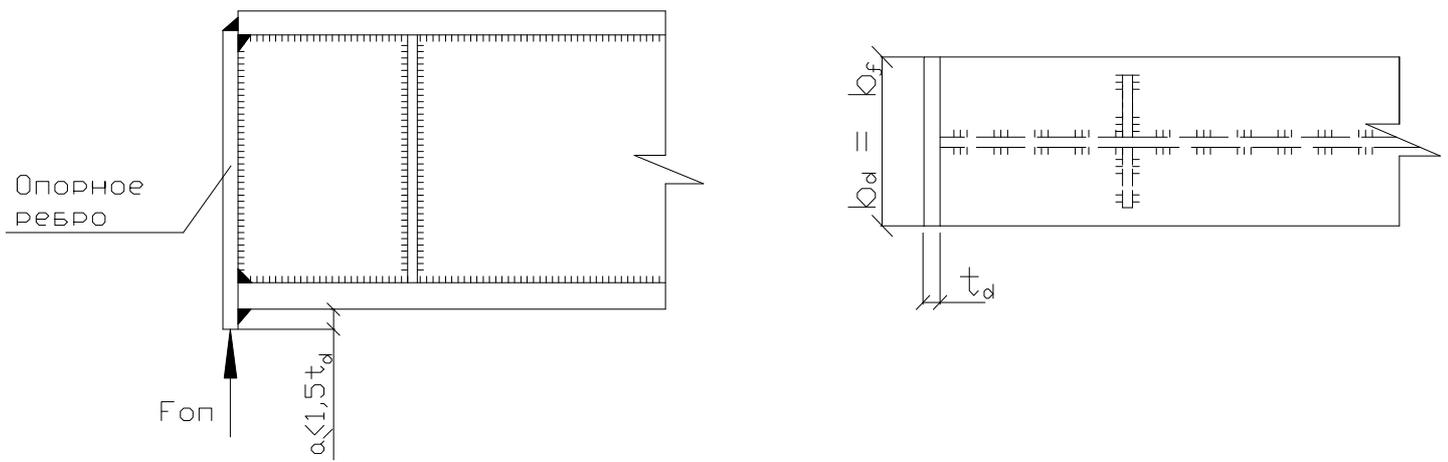


Рис. 3.4. К расчету опорной части

3.5. Проектирование примыкания балок настила к главной балке

Принять сопряжение балок настила с главными балками в одном уровне. В этом случае стенку главной балки в местах примыкания балок настила следует укрепить рёбрами жёсткости шириной $b_h \geq h_w/30 + 40$ мм и толщиной $t_h \geq 2b_h \sqrt{R_y / E}$ (b_h принять кратной 5 мм, t_h – кратной 1 мм) и имеющими ско-сы для пропуска поясных швов (см. рис. 3.5). Крепление балок настила к глав-ным балкам выполняется на болтах диаметром $d = 16, 20, 24$ мм с помощью на-кладок, приваренных к балкам настила швами «А».

Расчётное усилие, которое может быть воспринято одним болтом в таком соединении, следует определять по формулам:

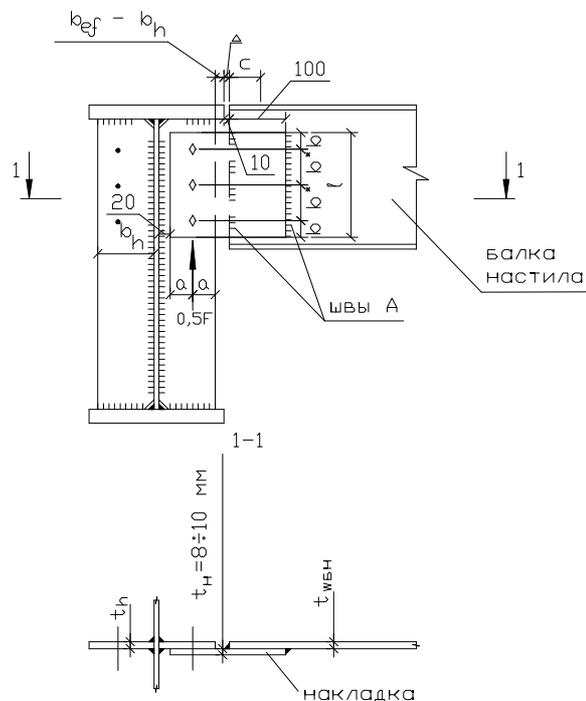
$$\text{на срез: } N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_b \cdot A \cdot n_s, \quad (3.15)$$

$$\text{на смятие: } N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_b \cdot d \cdot t_{min}, \quad (3.16)$$

где R_{bs} , R_{bp} - расчетные сопротивления болтов срезу и смятию, соответ-венно, принимаемые по табл. П.5, П.6, Приложения 2.

γ_b - коэффициент условий работы соединения (принять $\gamma_b = 0.9$);

A - расчетная площадь сечения болта, равная $A = \pi d^2 / 4$;
 n_s - число расчетных срезов одного болта (для болтового соединения, изображенного на рис. 10 $n_s = 1$);
 d - наружный диаметр болта (см. табл. П.4 Приложения 2);
 t_{min} - наименьшая толщина элементов, сминаемых в одном направлении (t_H или t_{WBH}).



$$\begin{aligned}
 a &= (1,5 \div 4) d_{отв} \\
 b &= (2 \div 4) d_{отв} \\
 b^* &= (2,5 \div 8) d_{отв} \\
 d_{отв} &= d + (2 \div 3) \text{ мм}
 \end{aligned}$$

Рис. 3.5. Примыкание балок настила к главной балке

Количество болтов в соединении “ n ” должно быть

$$n \geq \frac{0.5 F}{\gamma_c \cdot N_{min}}, \quad (3.17)$$

где N_{min} – меньшее из значений N_{bs} и N_{bp} (см. ф. (3.15), (3.16)).

Расстояния между центрами болтов и от края элемента принять по рис. 3.5, кратными 5 мм.

Прочность накладке на срез проверяется по формуле:

$$\tau = 0.5F / A_n \leq R_s \cdot \gamma_c, \quad (3.18)$$

где R_s – расчётное сопротивление стали срезу, см. п. 3.3.4;

F - см. ф. (3.1);

A_n – площадь сечения накладке нетто, определяется:

$$A_n = t_n (l - n \cdot d_{отв}).$$

Здесь l - ширина накладке; t_n – толщина накладке; n – количество отверстий под болты; $d_{отв} = d + (2 \div 3) \text{ мм}$ – диаметр отверстия под болты.

Сварные швы “А” проверяются на совместное действие усилия $0,5F$ и изгибающего момента $M=0,5F \cdot e$ (здесь $F=2Q_{max\ BH}$) (см. ф.(2.2) и рис.2.3):

$$\text{- по металлу шва: } \sqrt{\left(\frac{0,5F}{1,4\beta_f k_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 0,5 \cdot F \cdot e}{1,4\beta_f k_f l_w^2}\right)^2} \leq R_{wy} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \quad (3.19)$$

$$\text{- по границе сплавления: } \sqrt{\left(\frac{0,5F}{1,4\beta_z k_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{6 \cdot 0,5 \cdot F \cdot e}{1,4\beta_z k_f l_w^2}\right)^2} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c, \quad (3.20)$$

где k_f – катет шва, первоначально принять равным $k_f=k_{min}$ (см. табл. П.11 Приложения 2);

l_w – расчётная длина шва, $l_w \equiv l - 10$;

R_{wf} , R_{wz} – расчётные сопротивления сварного шва срезом по металлу шва и границе сплавления для ручной дуговой сварки сталей С235, С245, С255, С275, С285 электродами:

- Э42 $R_{wf}=180$ МПа

- Э46 $R_{wf}=200$ МПа;

β_f , β_z – коэффициенты, характеризующие глубину провара шва, для ручной дуговой сварки $\beta_f = 0,7$, $\beta_z = 1,0$;

γ_{wf} , γ_{wz} , γ_c – коэффициенты, принять равными 1;

e – эксцентриситет приложения силы $0,5F$:

$e = c + \Delta + (b_{ef} - b_n) + a$

Здесь $c=50$ мм (по рис. 3.5);

$\Delta=10$ мм (по рис. 3.5);

a – расстояние от оси болта до края элемента, принимается в пределах $(1,5 \div 4)d_{омв.}$ и кратно 5 мм (по рис. 3.5).

При невыполнении условий (3.19) и (3.20) следует увеличить катет шва k_f на 1 мм. Окончательный катет шва не должен превышать $k_{fmax}=1,2t_{min}$ (здесь t_{min} – наименьшая из t_H и t_{WBH} по рис. 3.5).

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СПЛОШНОЙ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТОЙ КОЛОННЫ

4.1. Подбор сечения сплошной колонны

4.1.1. Расчетная схема колонны

Колонна рассматривается как стойка, верхний конец которой закреплен шарнирно, а нижний конец в зависимости от геометрической длины и действующей на колонну нагрузки закреплен шарнирно или жестко (см. рис. 4.1).

Расчетная длина колонны принимается равной:

$$l_{ef} = \mu l, \quad (4.1)$$

где μ - коэффициент, зависящий от условия закрепления концов стержня колонны и принимаемый в соответствии с рис.4.1.

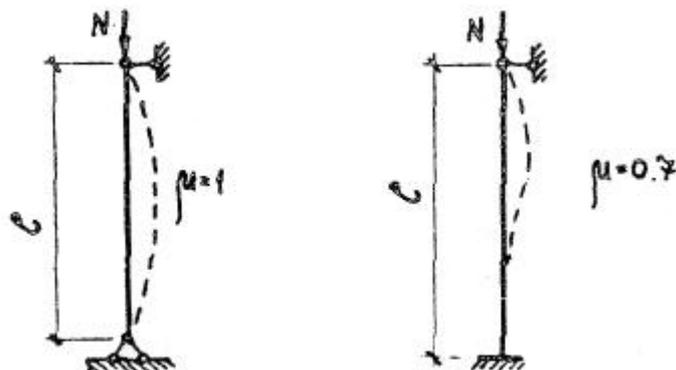


Рис. 4.1. Расчетные схемы колонн

$\sqrt{l = H + (0,4...0,6)}$ - геометрическая длина колонны с учетом заглубления подошвы фундамента ниже нулевой отметки на 0,4...0,6 м (см. рис.4.2), H - по заданию на проектирование (см. табл. П16 Приложение 4).

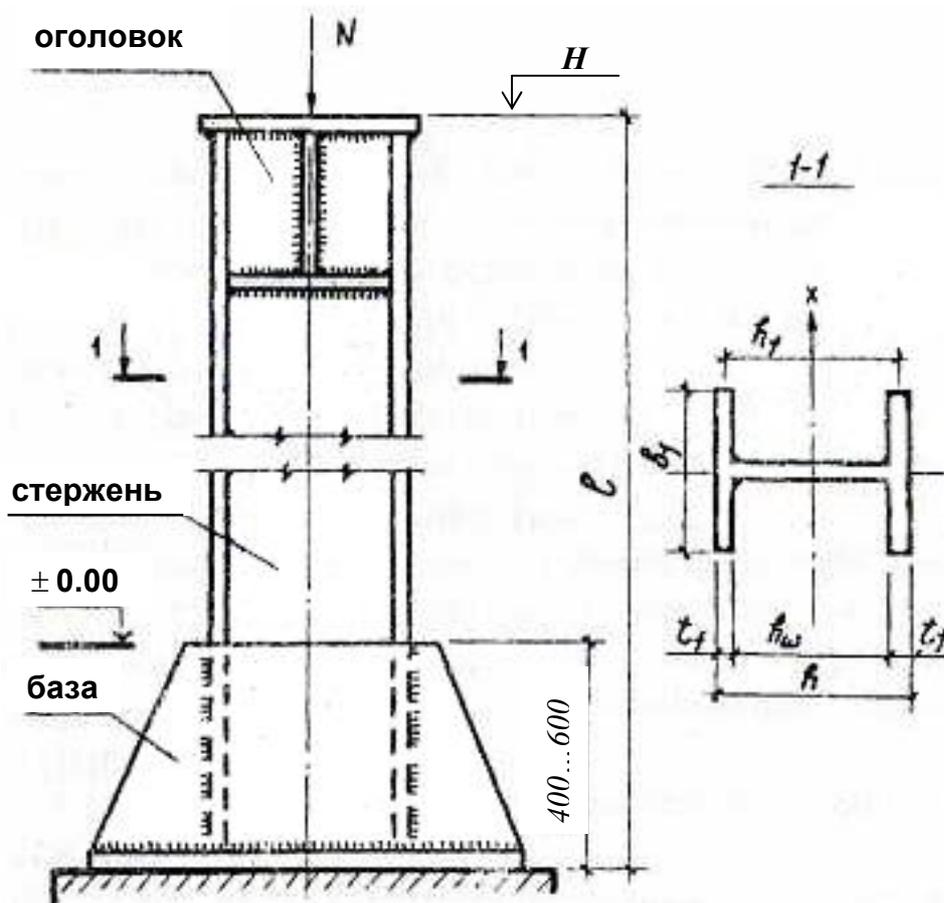


Рис. 4.2. К расчету стержня сплошной колонны

Расчетная нагрузка на колонну N определяется по формуле

$$N = 1,02 \cdot (2F_{on}), \quad (4.2)$$

где F_{on} - опорная реакция вышележащей конструкции (главной балки),

$F_{on} = Q_{\max}$ (см. форм. (3.2));

1,02 – коэффициент, учитывающий нагрузку от собственного веса колонны.

4.1.2. Предварительное назначение гибкости

Задаются значением гибкости в пределах:

- при $N < 2500 \text{ кН}$ $\lambda = 100 \div 70$;

- при $N \geq 2500 \text{ кН}$ $\lambda = 70 \div 50$.

Вычисляют коэффициент продольного изгиба φ :

- при $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$ $\varphi = 1 - \left(0,073 - 5,53 \cdot \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}}$; (4.3)

- при $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13 \frac{R_y}{E} - \left(0,371 - 27,3 \cdot \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda} + \left(0,0275 - 5,53 \cdot \frac{R_y}{E} \right) \cdot \bar{\lambda}^2; \quad (4.4)$$

- при $\bar{\lambda} > 4,5$ $\varphi = 332 / \bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})$; (4.5)

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$ - условная гибкость;

R_y - расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести, принимаемое для листового проката или фасона (для колонн из прокатных профилей) толщиной $t = 4 \div 20 \text{ мм}$ по табл. 1 приложения.

Значения коэффициента φ приведены в табл.П.12 Приложения 3.

4.1.3. Определение требуемой площади сечения и требуемых радиусов инерции

$$A_{call} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}, \quad (4.6)$$

где γ_c - коэффициент условий работы конструкции (для колонн $\gamma_c = 1,0$).

Требуемые радиусы инерции

$$i_{call,x} = \frac{\ell_{ef,x}}{\lambda}, \quad i_{call,y} = \frac{\ell_{ef,y}}{\lambda} \quad (4.7)$$

где $l_{ef,x}$ и $l_{ef,y}$ - расчетные длины стойки в плоскостях x и y , принять одинаковое закрепление колонны в обеих плоскостях ($l_{ef,x} = l_{ef,y} = l_{ef}$, l_{ef} по форм. (4.1)).

4.1.4. Подбор сечения и проверка устойчивости колонны из прокатного профиля

По A_{call} , $i_{call,x}$, $i_{call,y}$ по сортаменту (см. табл. П.8, Приложения 2) определяют подходящий номер двутавра типа Ш или К и выписывают его характеристики: площадь сечения A , радиусы инерции i_x , i_y .

Вычисляются фактические значения гибкостей:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} \leq [\lambda] \quad \text{и} \quad \lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} \leq [\lambda] \quad (4.8)$$

где $[\lambda]$ - предельная гибкость, $[\lambda] = 180 - 60\alpha$, здесь

$$\alpha = \frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c}, \text{ но не менее } 0,5.$$

Здесь φ определяется по λ_x или λ_y по табл. П.12 Приложения 3.

Проверка устойчивости выполняется по формуле:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} A} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.9)$$

где φ_{\min} определяется по максимальной из гибкостей λ_x или λ_y по табл. П.12 Приложения 3.

$$\text{При недонапряжении сечения } \Delta = \frac{R_y \gamma_c - \sigma}{R_y \gamma_c} \cdot 100\% > 10\% \quad (4.10)$$

выясняется возможность использования меньшего номера двутавра.

При невозможности использования имеющегося сортамента сечение колонны komponуется из трех листов [4,5].

4.2. Конструирование и расчет базы колонны

Конструкция базы должна соответствовать принятому в расчетной схеме колонны закреплению ее нижнего конца. Наиболее распространенные конструктивные решения жестких и шарнирных сопряжений колонн с фундаментами представлено на рис. 4.3.

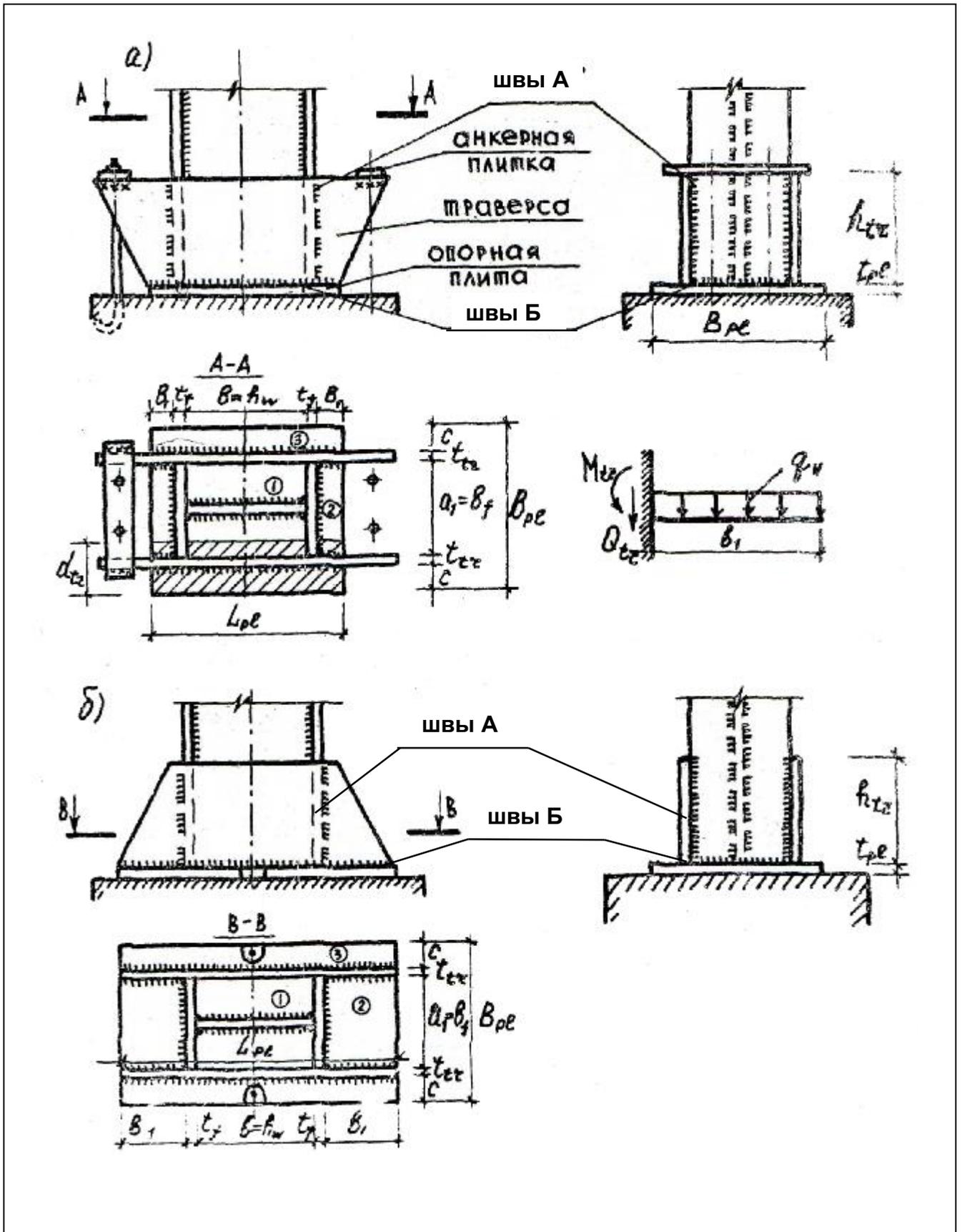


Рис. 4.3. К расчету базы сплошной колонны
 а) жесткая база; б) шарнирная база

Порядок расчета

1. Определение размеров опорной плиты в плане

Требуемая площадь опорной плиты

$$A_{pl,all} = \frac{N}{R_{\sigma,loc}}, \quad (4.11)$$

где $R_{\sigma,loc}$ - расчетное сопротивление бетона смятию, равное

$R_{\sigma,loc} = R_{\sigma} \varphi_{\sigma}$, здесь $\varphi_{\sigma} = \sqrt[3]{A_{\phi} / A_{pl}}$ (для расчета базы колонны принять $\varphi_{\sigma} = 1,2 \div 15$

A_{ϕ} - площадь верхнего обреза фундамента,

R_{σ} - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (для бетона класса $B12,5$ $R_{\sigma} = 7,5$ МПа, для бетона класса $B 15$ $R_{\sigma} = 8,5$ МПа)

Размеры плиты из конструктивных требований (см. рис. 4.3)

$$\begin{aligned} B_{pl} &\geq e_f + 2t_{tr} + 2c; \\ L_{pl} &\geq h_w 2t_f + 2e_1, \end{aligned} \quad (4.12)$$

где t_{tr} - толщина траверсы, принимается равной $t_{tr} = 10 \div 16$ мм,

c - консольные свесы, принимаются не более $100 \div 120$ мм.

При этом должно соблюдаться условие $A_{pl} \geq A_{pl,call}$.

2. Определение толщины опорной плиты t_{pl} из условия прочности на изгиб.

Плита рассматривается как пластина, опертая на торец колонны, траверсы, ребра жесткости и нагруженная равномерно распределенным отпорным давлением бетона фундамента $\delta_{cp} = N / A_{pl}$.

Изгибающие моменты, действующие на полосе шириной 1 м:

- в пластинах, закрепленных по четырем сторонам (см. рис. 4.3, участок I)

$$M_I = \alpha \delta_{cp} a^2, \quad (4.13)$$

где α - коэффициент, принимается по табл. П.13 Приложения 3, в зависимости от отношений более длинной стороны b к более короткой a ;

При отношении сторон $b/a > 2$ расчетный момент определяется как в однопролетной балочной плите $M = \delta_{cp} a^2 / 8$

- в пластинках, закрепленных по трем сторонам (см. рис. 4.3, участок 2)

$$M_{II} = \beta \delta_{cp} a_1^2 \quad (4.14)$$

где β - коэффициент, принимается по табл. П.14 Приложения 3 в зависимости от отношения длины закрепленной стороны b_1 к длине незакрепленной стороны a_1 . При соотношении $b_1 / a_1 > 2$ плита рассчитывается как консоль.

- на консольных участках (см. рис 4.3, участок 3)

$$M_{III} = \frac{\sigma_{cp} c^2}{2} \quad (4.15)$$

По наибольшему из найденных для различных участков плиты моментов M_{\max} определяют требуемую толщину плиты.

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{b \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} \quad (4.16)$$

Обычно толщину опорной плиты назначают в пределах $t_{pl} = 16 \div 40 \text{ мм}$

3. Определение высоты траверсы (расчет швов «А»).

- по металлу шва

$$h_{tr} \geq N/4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c + 1 \text{ см}, \text{ но не более } 85\beta_f k_f$$

- по металлу границы сплавления

$$h_{tr} \geq N/4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c + 1 \text{ см}, \text{ но не более } 85\beta_z k_f$$

Катет шва назначается конструктивно $k_{f\min} \leq k_f \leq k_{f\max}$ ($k_{f\min}$ по табл. П.11 Приложения 2, $k_{f\max} = 1,2t_{\min}$, здесь $t_{\min} = t_{tr}$).

4. Проверка прочности траверсы

- на изгиб

$$\sigma_{tr} = M_{tr} / W_{tr} \leq R_y \cdot \gamma_c \quad (4.17)$$

где M_{tr} - изгибающий момент в месте приварки траверсы к колонне, равный $M_{tr} = q_{tr} \cdot b_1^2 / 2$, здесь q_{tr} - погонная расчетная нагрузка на траверсу, $q_{tr} = \sigma_{cp} d_{tr}$, d_{tr} - ширина грузовой площади траверсы (см. рис 4.3,а);

W_{tr} - момент сопротивления сечения траверсы, вычисляемый по формуле

$$W_{tr} = t_{tr} h_{tr}^2 / 6$$

- на срез

$$\tau = \frac{Q_{tr}}{t_{tr} h_{tr}} \leq R_s \gamma_c \quad (4.18)$$

где Q_{tr} - поперечная сила в месте крепления траверсы в колонне,
 $Q_{tr} = q_{tr} b_1$.

5. Расчет швов «Б» (см. рис. 4.3, а)

Швы, прикрепляющие траверсы, стержень колонны, ребра жесткости к опорной плите базы, рассчитываются по формулам:

- по металлу шва

$$k_f \geq \frac{N}{\beta_f \sum l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c}$$

- по металлу границы сплавления

$$k_f \geq \frac{N}{\beta_z \sum l_w R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c}$$

где N - усилие, воспринимаемое стержнем колонны;

$\sum l_w$ - суммарная длина швов, прикрепляющих траверсы, стержень колонны, ребра жесткости к опорной плите.

При фрезерованном торце колонны эти швы принимаются конструктивно минимальной толщины по табл. П.11 Приложения 3.

Диаметр анкерных болтов назначается конструктивно равным:

$$d = 20 \div 30 \text{ мм при шарнирном сопряжении}$$

$$d = 24 \div 36 \text{ мм при жестком сопряжении}$$

Диаметр отверстий под болты выполняется в 1,5 – 2 раза больше диаметра болтов для удобства монтажа.

Библиографический список

1. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*.- Введ. 01.01.90. – М.: ГПЦПП, 2004. – 96 с.
2. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07 – 85*.- Введ. 01.01.96. – М.: ГП ЦПП, 2004. – 44 с.
3. Горев, В.В. Металлические конструкции: в 3 т. Т. 1. Элементы стальных конструкций / В. В. Горев, Б. Ю. Уваров, В. В. Филиппов. – М.: Высшая школа, 2001 – 540 с.
4. Металлические конструкции: общий курс / под ред. Г. С. Веденикова. – М.: Стройиздат, 1998 – 760 с.
5. Москалев, Н. С. Металлические конструкции : учебник по специальности "Пром. и гражд. стр-во" / Н. С. Москалев, Я. А. Прозозин . - М. : АСВ , 2010 . - 341 с.
6. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический): в 2 кн. Кн. 1 / под ред. А. А. Уманского. – М. : Стройиздат, 1972. - 600 с.
7. Справочник современного проектировщика / под общ. ред. Л. Р. Майляна . - Изд. 5-е . - Ростов н/Д : Феникс , 2008 . - 540, [1] с.

Временные нормативные нагрузки (выборка из табл. 3 [2])

Здания и помещения	Нормативные значения нагрузок ρ , кПа
	полное
1. Квартиры жилых зданий; спальня помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2. Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3. Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; технические этажи; подвальные помещения	Не менее 2,0
4. Залы:	
а) читальные	2,0
б) обеденные (в кафе, ресторанах, столовых)	3,0
в) собраний и совещаний, ожидания, зрительные и концертные, спортивные	4,0
г) торговые, выставочные и экспозиционные	Не менее 4,0
5. Книгохранилища; архивы	Не менее 5,0
6. Чердачные помещения	0,7

Коэффициент надежности по нагрузке (выборка из табл. 1[2])

Конструкции сооружений и вид грунтов	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
<i>Конструкции:</i>	
металлические	1,05
бетонные (со средней плотностью свыше 1600 кг/м ³), железобетонные, каменные, армокаменные, деревянные	1,1
бетонные (со средней плотностью 1600 кг/м ³ и менее), изоляционные, выравнивающие и отделочные слои (плиты, материалы в рулонах, засылки, стяжки и т.п.), выполняемые:	
в заводских условиях	1,2
на строительной площадке	1,3

Нормативные и расчётные сопротивления стали (выборка из табл. 51*[1])

Сталь	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление проката, МПа				Расчётное сопротивление проката, МПа			
		Лист		Фасон		Лист		Фасон	
		R_{yn}	R_{un}	R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u	R_y	R_u
C235	4 ÷ 20	235	360	235	360	230	350	230	350
C245	4 ÷ 20	245	370	245	370	240	360	240	360
C255	4 ÷ 20	245	370	245	370	240	360	240	360
C275	4 ÷ 20	265	370	275	380	260	360	270	370
C285	4 ÷ 20	265	380	275	390	260	370	270	380

Таблица П.4

Площади сечения болтов (выборка из табл. 62*[1])

d, мм	16	20	24	30
A_d , см ²	2,01	3,14	4,52	7,06
A_{bn} , см ²	1,57	2,45	3,52	5,60

Таблица П.5

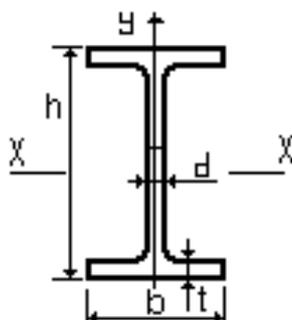
Расчётные сопротивления болтов срезу (выборка из табл. 58*[1])

Напряжённое состояние	Условное обозначение	Расчётное сопротивление, МПа, болтов классов				
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.6
Срез	R_{bs}	150	160	190	200	230

Таблица П.6

Расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами (выборка из табл. 59*[1])

Временное сопротивление стали соединяемых элементов, МПа	Расчётные сопротивления, R_{ep} , МПа, смятию элементов, соединяемых болтами нормальной и грубой точности	
	нормальной	грубой
360	430	430
365	440	440
370	450	450
380	465	465

Балки двутавровые (выборка из ГОСТ 8239-72 с изм.)

№ профиля	Линейная плотность, кг/м	Размеры, мм				Площадь сечения А, см ²	Ось X-X	
		h	b	d	t		J _x , см ⁴	W _x , см ³
10	9,46	100	55	4,5	7,2	12	198	39,7
12	11,5	120	64	4,8	7,3	14,7	350	58,4
14	13,7	140	73	4,9	7,5	17,4	572	81,7
16	15,9	160	81	5,0	7,8	20,2	873	109
18	18,4	180	90	5,1	8,1	23,4	1290	143
20	21	200	100	5,2	8,4	26,8	1840	184
22	24	220	110	5,4	8,7	30,6	2550	232
24	27,3	240	115	5,6	9,5	34,8	3460	289
27	31,5	270	125	6	9,8	40,2	5010	371
30	36,5	300	135	6,5	10,2	46,5	7080	472
33	42,2	330	140	7	11,2	53,8	9840	597
36	48,6	360	145	7,5	12,3	61,9	13380	743
40	57	400	155	8,3	13	72,6	19062	953
45	66,5	450	160	9	14,2	84,7	27696	1231
50	78,5	500	170	10	15,2	100	39727	1598

Таблица П.8

Двутавры с параллельными гранями полок (выборка из СТО АСЧМ 20-93)

Обозначение профиля	Размеры профиля, мм				Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные данные для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>			<i>x-x</i>				<i>y-y</i>		
							<i>I_x</i> , см ⁴	<i>W_x</i> , см ³	<i>S_x</i> , см ³	<i>i_x</i> , см	<i>I_y</i> , см ⁴	<i>W_y</i> , см ³	<i>I_y</i> , см ⁴
<i>Нормальные двутавры</i>													
18 Б1	177	91	4,3	6,5	19,58	15,4	1063	120,1	67,7	7,73	81,9	18	2,05
18 Б2	180	91	5,3	8	23,95	18,8	1317	146,3	83,2	7,42	100,8	22,2	2,05
20 Б1	200	100	5,5	8	27,16	21,3	1844	184,4	104,7	8,24	133,9	26,8	2,22
25 Б1	248	124	5	8	32,68	25,7	3537	285,3	159,7	10,4	254,8	41,1	2,79
25 Б2	250	125	6	9	37,66	29,6	4052	324,2	182,9	10,37	293,8	47	2,79
30 Б1	298	149	5,5	8	40,8	32	6319	424,1	237,5	12,44	441,9	59,3	3,29
30 Б2	300	150	6,5	9	46,78	36,7	7210	480,6	271,1	12,41	507,4	67,7	3,29
35 Б1	346	174	6	9	52,78	41,4	11095	641,3	358,1	14,51	791,4	91	3,88
35 Б2	350	175	7	11	63,14	49,6	13560	774,8	434	14,65	984,2	112,5	3,95
40 Б1	396	199	7	11	72,16	56,6	20020	1011,1	564	16,66	1446,9	145,4	4,48
40 Б2	400	200	8	13	84,12	66	23706	1185,3	663,2	16,79	1736,2	173,6	4,54
45 Б1	446	199	8	12	84,30	66,2	28699	1287	725,1	18,45	1579,7	158,8	4,33
45 Б2	450	200	9	14	96,76	76	33453	1486,8	839,6	18,59	1871,3	187,1	4,4
50 Б1	492	199	8,8	12	92,38	72,5	36845	1497,8	853,5	19,97	1581,5	158,9	4,14
50 Б2	496	199	9	14	101,27	79,5	41872	1688,4	957,3	20,33	1844,4	185,4	4,27
50 Б3	500	200	10	16	114,23	89,7	47849	1914	1087,7	20,47	2140,3	214	4,33
55 Б1	543	220	9,5	13,5	113,36	89	55682	2050,9	1165,1	22,16	2404,5	218,6	4,61
55 Б2	547	220	10	15,5	124,75	97,9	62790	2295,8	1301,6	22,44	2760,3	250,9	4,7
60 Б1	596	199	10	15	120,45	94,6	68721	2306,1	1325,5	23,89	1979	198,9	4,05
60 Б2	600	200	11	17	134,41	105,5	77638	2587,9	1489,5	24,03	2277,5	227,8	4,12
70 БС	693	230	11,8	15,2	153,05	120,1	114187	3295,5	1913,1	27,31	3097,7	269,4	4,5
70 Б1	691	260	12	15,5	164,74	129,3	125931	3644,9	2094,9	27,65	4556,4	350,5	5,26
70 Б2	697	260	12,5	18,5	183,64	144,2	145913	4186,9	2392,8	28,19	5436,7	418,2	5,44

Продолжение табл. П 8

Обозначение профиля	Размеры профиля, мм				Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные данные для осей						
	h	b	s	t			x-x				y-y		
							I _x , см ⁴	W _x , см ³	S _x , см ³	i _x , см	I _y , см ⁴	W _y , см ³	I _y , см ⁴
<i>Широкополочные двутавры</i>													
20 Ш1	194	150	6	9	39,01	30,6	2690	277,3	153,4	8,3	507,1	67,6	3,61
25 Ш1	244	175	7	11	56,24	44,1	6122	501,8	279,2	10,43	984,3	112,5	4,18
30 Ш1	294	200	8	12	72,38	56,8	11339	771,4	429,5	12,52	1602,9	160,3	4,71
30 Ш2	300	201	9	15	87,38	68,6	14210	947,4	529,9	12,75	2033,8	202,4	4,82
35 Ш1	334	249	8	11	83,17	65,3	17108	1024,4	565,8	14,34	2834,1	227,6	5,84
35 Ш2	340	250	9	14	101,51	79,7	21678	1275,2	706,1	14,61	3650,5	292	6
40 Ш1	383	299	9,5	12,5	112,91	88,6	30556	1595,6	880,8	16,45	5575,4	372,9	7,03
40 Ш2	390	300	10	16	135,95	106,7	38676	1983,4	1094	16,87	7207,1	480,5	7,28
45 Ш1	440	300	11	18	157,38	123,5	56072	2548,7	1412,5	18,88	8110,3	540,7	7,18
50 Ш1	482	300	11	15	145,52	114,2	60371	2505	1395,7	20,37	6762,4	450,8	6,82
50 Ш2	487	300	14,5	17,5	176,34	138,4	71867	2951,4	1666,7	20,19	7896,4	526,4	6,69
50 Ш3	493	300	15,5	20,5	198,86	156,1	83441	3385	1912,8	20,48	9249,7	616,6	6,82
50 Ш4	499	300	16,5	23,5	221,38	173,8	95282	3818,9	2161,5	20,75	10603	706,9	6,92
60 Ш1	582	300	12	17	174,49	137	102717	3529,8	1981,5	24,26	7668	511,2	6,63
60 Ш2	589	300	16	20,5	217,41	170,7	126201	4285,3	2439	24,09	9257,4	617,2	6,53
60 Ш3	597	300	18	24,5	252,37	198,1	150043	5026,6	2869,9	24,38	11067	737,8	6,62
60 Ш4	605	300	20	28,5	287,33	225,6	174458	5767,2	3305,6	24,64	12879	858,6	6,7
70 Ш1	692	300	13	20	211,49	166	172435	4983,7	2814,6	28,55	9022,9	601,5	6,53
70 Ш2	698	300	15	23	242,53	190,4	198791	5696	3233,6	28,63	10381	692,1	6,54
70 Ш3	707	300	18	27,5	289,09	226,9	239032	6761,9	3867,2	28,76	12422	828,2	6,56
70 Ш4	715	300	20,5	31,5	329,39	258,6	275138	7696,2	4426,7	28,9	14240	949,3	6,58
80 Ш1	782	300	13,5	17	209,71	164,6	205458	5254,7	3018,9	31,3	7676,7	511,8	6,05
80 Ш2	792	300	14	22	243,45	191,1	253655	6405,4	3644,1	32,28	9928,9	661,9	6,39
90 Ш1	881	299	15	18,5	243,96	191,5	292583	6642,1	3861,2	24,63	8278,5	553,7	5,83
90Ш2	890	299	15	23	270,87	212,6	345335	7760,3	4457	35,71	10283	687,8	6,16

Продолжение табл. П 8

Обозначение профиля	Размеры профиля, мм				Площадь сечения, см ²	Линейная плотность, кг/м	Справочные данные для осей						
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>s</i>	<i>t</i>			<i>x-x</i>				<i>y-y</i>		
							<i>I_x</i> , см ⁴	<i>W_x</i> , см ³	<i>S_x</i> , см ³	<i>i_x</i> , см	<i>I_y</i> , см ⁴	<i>W_y</i> , см ³	<i>I_y</i> , см ⁴
100 Ш1	990	320	16	21	293,8	230,6	446039	9010,9	5234,1	38,96	11517,9	719,9	6,26
100 Ш2	998	320	17	25	328,88	258,2	516373	10348,2	5982,6	39,62	13710	856,9	6,46
100 Ш3	1006	320	18	29	363,96	285,7	587730	11684,5	6736,2	40,18	15903	993,9	6,61
100 Ш4	1013	320	19,5	32,5	400,58	314,5	655449	12940,7	7470	40,45	17828,8	1114,3	6,67
<i>Колонные двутавры</i>													
20 К1	196	199	6,5	10	52,69	41,4	3846	392,5	216,4	8,54	1314,4	132,1	4,99
20 К2	200	200	8	12	63,53	49,9	4716	471,6	262,8	8,62	1601,4	160,1	5,02
25 К1	246	249	8	12	79,72	62,9	9171	745,6	410,7	10,73	3089,9	248,2	6,23
25 К2	250	250	9	14	92,18	72,4	10833	866,6	480,3	10,84	3648,6	291,9	6,29
25 К3	253	251	10	15,5	102,21	80,2	12154	960,8	535,4	10,9	4088,6	325,8	6,32
30 К1	298	299	9	14	110,80	87	18849	1265,1	694,7	13,04	6240,9	417,5	7,51
30 К2	300	300	10	15	119,78	94	20411	1360,7	750,6	13,05	6754,5	450,3	7,51
30 К3	300	305	15	15	134,78	105,8	21536	1435,7	806,9	12,64	7104,4	465,9	7,26
30 К4	304	301	11	17	134,82	105,8	23381	1538,2	852,8	13,17	7732,3	513,8	7,57
35 К1	342	348	10	15	139,03	109,1	31249	1827,4	1001,2	14,99	10541,7	605,8	8,71
35 К2	350	350	12	19	173,87	136,5	40296	2302,6	1272,7	15,22	13585,3	776,3	8,84
40 К1	394	398	11	18	186,81	146,6	56147	2850,1	1559,3	17,34	18921,9	950,8	10,06
40 К2	400	400	13	21	218,69	171,7	66623	3331,2	1836,3	17,45	22412	1120,6	10,12
40 К3	406	403	16	24	254,87	200,1	78041	3844,4	2139,9	17,5	26199	1300,2	10,14
40 К4	414	405	18	28	295,39	231,9	92773	4481,8	2513,2	17,72	31026,2	1532,2	10,25
40 К5	429	400	23	35,5	370,49	290,8	120292	5608	3198,6	18,02	37914,2	1895,7	10,12

Примечание. *h* – высота профиля; *S_x* – статический момент полусечения; *b* – ширина полки; *I_x*, *I_y* – момент инерции;

Коэффициенты φ для центрально-сжатых элементов

Гиб- кость	Расчетные сопротивления стали, R_y , МПа							
	220	230	240	260	270	280	300	315
50	0,884	0,860	0,856	0,848	0,844	0,836	0,823	0,823
52	0,851	0,846	0,842	0,834	0,830	0,826	0,818	0,812
54	0,842	0,838	0,833	0,824	0,820	0,816	0,807	0,801
56	0,833	0,829	0,824	0,814	0,810	0,805	0,797	0,790
58	0,824	0,819	0,814	0,804	0,799	0,795	0,786	0,779
60	0,815	0,810	0,804	0,794	0,789	0,784	0,775	0,768
62	0,806	0,800	0,795	0,784	0,778	0,773	0,763	0,756
64	0,797	0,791	0,785	0,773	0,768	0,762	0,752	0,744
66	0,787	0,781	0,775	0,763	0,757	0,751	0,740	0,727
68	0,777	0,771	0,764	0,752	0,746	0,740	0,722	0,709
70	0,767	0,761	0,764	0,741	0,733	0,723	0,705	0,691
72	0,757	0,750	0,743	0,727	0,716	0,706	0,687	0,674
74	0,747	0,740	0,732	0,710	0,700	0,690	0,670	0,656
76	0,737	0,728	0,716	0,694	0,683	0,673	0,653	0,639
78	0,725	0,712	0,701	0,678	0,667	0,657	0,637	0,623
80	0,710	0,697	0,685	0,662	0,652	0,641	0,621	0,606
82	0,695	0,682	0,670	0,647	0,636	0,625	0,605	0,590
84	0,680	0,667	0,655	0,632	0,620	0,100	0,589	0,574
86	0,665	0,653	0,640	0,616	0,605	0,594	0,573	0,568
88	0,651	0,638	0,626	0,602	0,590	0,579	0,558	0,542
90	0,637	0,624	0,611	0,587	0,575	0,564	0,542	0,527
92	0,623	0,610	0,597	0,572	0,516	0,549	0,527	0,512
94	0,609	0,596	0,583	0,558	0,546	0,535	0,513	0,492
96	0,596	0,582	0,569	0,544	0,532	0,520	0,498	0,482
98	0,582	0,569	0,555	0,30	0,518	0,506	0,481	0,469
100	0,569	0,555	0,542	0,517	0,504	0,493	0,47	0,453
102	0,556	0,542	0,29	0,503	0,491	0,479	0,456	0,439
104	0,543	0,529	0,516	0,490	0,477	0,465	0,442	0,426
106	0,531	0,516	0,503	0,477	0,464	0,450	0,429	0,412
108	0,518	0,504	0,490	0,464	0,451	0,439	0,406	0,399
110	0,506	0,492	0,478	0,451	0,439	0,426	0,403	0,386
112	0,494	0,479	0,465	0,439	0,426	0,414	0,390	0,373
114	0,482	0,467	0,453	0,427	0,414	0,402	0,376	0,360
116	0,470	0,456	0,442	0,415	0,402	0,389	0,365	0,347
118	0,459	0,444	0,430	0,403	0,390	0,378	0,353	0,336
120	0,447	0,433	0,418	0,391	0,378	0,366	0,341	0,325

Продолжение таблицы П.12

122	0,436	0,421	0,407	0,380	0,367	0,354	0,330	0,315
124	0,425	0,410	0,396	0,369	0,356	0,342	0,320	0,306
126	0,414	0,399	0,385	0,358	0,343	0,331	0,310	0,296
128	0,404	0,389	0,374	0,345	0,333	0,322	0,301	0,288
130	0,393	0,378	0,364	0,335	0,323	0,312	0,293	0,279
132	0,383	0,368	0,351	0,326	0,314	0,305	0,284	0,271
134	0,373	0,358	0,341	0,316	0,305	0,295	0,276	0,264
136	0,363	0,346	0,332	0,308	0,297	0,287	0,269	0,257
138	0,351	0,336	0,323	0,299	0,289	0,279	0,261	0,250
140	0,341	0,327	0,314	0,291	0,281	0,217	0,254	0,243
142	0,332	0,318	0,306	0,283	0,273	0,264	0,248	0,236
144	0,323	0,310	0,298	0,276	0,266	0,257	0,241	0,230
146	0,315	0,302	0,290	0,269	0,259	0,251	0,235	0,224
148	0,307	0,294	0,283	0,262	0,253	0,244	0,229	0,219
150	0,299	0,287	0,276	0,256	0,247	0,238	0,223	0,213
152	0,292	0,280	0,269	0,249	0,241	0,232	0,218	0,208
154	0,285	0,273	0,262	0,243	0,235	0,227	0,213	0,203
156	0,278	0,266	0,256	0,237	0,229	0,221	0,208	0,198
158	0,271	0,260	0,250	0,232	0,224	0,216	0,203	0,194
160	0,265	0,254	0,244	0,226	0,218	0,211	0,198	0,189
162	0,259	0,248	0,238	0,221	0,213	0,206	0,193	0,185
164	0,253	0,242	0,233	0,216	0,209	0,202	0,189	0,181
166	0,247	0,237	0,228	0,211	0,204	0,197	0,185	0,177
168	0,242	0,232	0,229	0,207	0,199	0,193	0,181	0,173
170	0,236	0,227	0,218	0,202	0,195	0,188	0,177	0,169
172	0,231	0,222	0,213	0,198	0,191	0,184	0,173	0,165
174	0,226	0,217	0,208	0,193	0,187	0,181	0,169	0,162
176	0,221	0,212	0,204	0,189	0,183	0,177	0,166	0,158
178	0,217	0,208	0,200	0,185	0,179	0,173	0,162	0,155
180	0,212	0,204	0,196	0,182	0,175	0,169	0,159	0,152
182	0,208	0,199	0,192	0,178	0,172	0,166	0,156	0,149
184	0,204	0,195	0,188	0,174	0,168	0,163	0,153	0,146
186	0,200	0,191	0,184	0,171	0,165	0,159	0,150	0,143
188	0,196	0,188	0,180	0,167	0,162	0,156	0,147	0,140
190	0,192	0,184	0,177	0,164	0,159	0,153	0,144	0,138
192	0,188	0,180	0,173	0,161	0,156	0,150	0,141	0,135
194	0,185	0,177	0,170	0,158	0,153	0,148	0,138	0,132
196	0,181	0,174	0,167	0,155	0,150	0,145	0,136	0,130
198	0,178	0,170	0,164	0,152	0,147	0,142	0,133	0,128
200	0,174	0,167	0,161	0,149	0,144	0,140	0,131	0,125

Таблица П.13

**Коэффициент α для расчета на изгиб плит,
опертых по четырем сторонам**

$\frac{b}{a}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
α	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Таблица П.14.

**Коэффициент β для расчета на изгиб плит,
опертых по двум и трем сторонам**

$\frac{b_1}{a_1}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	>2,0
β	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

Приложение 4

Таблица П.15

Варианты заданий к практическому занятию №1

№	Назначение помещения	Перекрытие	Размеры помещения в осях, $B*L$, (м)	Материал балки (сталь)
1	класс	междуэтажное	4,8*7,5	C 245
2	читальный зал	междуэтажное	5,0*9,0	C 255
3	обеденный зал	междуэтажное	5,2*10,0	C 275
4	торговый зал	междуэтажное	5,4*12,0	C 285
5	книгохранилище	над подвалом	6,0*13,0	C 245
6	архив	над подвалом	6,2*14,0	C 255
7	чердачное	чердачное	5,6*15,0	C 275
8	кабинет общ.зд	над подвалом	5,0*14,0	C 285
9	офис	междуэтажное	5,2*13,0	C 245
10	вестибюль школы	над подвалом	6,0*12,0	C 255
11	читальный зал	междуэтажное	6,3*10,0	C 275
12	обеденный зал	над подвалом	5,8*9,0	C 285
13	торговый зал	междуэтажное	5,6*8,0	C 245
14	книгохранилище	над подвалом	5,4*7,5	C 255
15	архив	над подвалом	5,2*9,0	C 275
16	коридор школы	междуэтажное	5,0*10,0	C 285
17	коридор админ.здания	междуэтажное	5,2*11,0	C 245
18	фойе торгового центра	над подвалом	5,4*12,0	C 255
19	фойе ресторана	над подвалом	5,6*8,0	C 275
20	класс	междуэтажное	5,8*14,0	C 285
21	зал собрания	междуэтажное	6,0*15,0	C 245
22	зрительный зал	междуэтажное	7,2*16,0	C 255
23	зал ожидания	над подвалом	8,4*11,0	C 275
24	лаборатория	над подвалом	6,6*9,0	C285
25	технический этаж	чердачное	6,8*10,0	C 245

Варианты заданий к практическому занятию №2, №3, №4

№№ вар.	Размеры ячейки балочного перекрытия $B*L$, (м)	Отметка верха колонны, H , м	Материал			
			балок настила	главных балок	колонны	класс бетона фундамента
1	из задания к практическому занятию №1	3,3	из задания к практическому занятию №1	из задания к практическому занятию №1	сталь колонны на 1 класс ниже класса стали балок (принять по табл. П3 Приложения 2)	В 12,5
2		3,3				В 8,5
3		3,6				В 12,5
4		4,8				В 8,5
5		3,6				В 12,5
6		3,6				В 8,5
7		2,4				В 12,5
8		3,0				В 8,5
9		3,0				В 12,5
10		3,6				В 8,5
11		4,2				В 12,5
12		3,6				В 8,5
13		7,8				В 12,5
14		3,0				В 8,5
15		3,3				В 12,5
16		3,3				В 8,5
17		3,6				В 12,5
18		4,8				В 8,5
19		4,2				В 12,5
20		3,0				В 8,5
21		3,6				В 12,5
22		4,2				В 8,5
23		4,8				В 12,5
24		3,6				В 8,5
25		2,4				В 12,5

Содержание

Введение	3
1. Сбор нагрузки на металлическую балку перекрытия	3
2. Компоновка балочного перекрытия	6
2.1. Расстановка колонн в плане	6
2.2. Расчет балок настила	8
3. Расчет и конструирование главной балки	10
3.1. Определение расчетных усилий в главной балке	10
3.2. Определение высоты балки	11
3.3. Подбор и проверка сечения главной балки	12
3.4. Конструирование и расчет опорной части	14
3.5. Проектирование примыкания балок настила к главной балке	15
4. Расчет и конструирование сплошной центрально-сжатой колонны ...	17
4.1. Подбор сечения сплошной колонны	17
4.2. Конструирование и расчет базы колонн	20
Библиографический список	24
Приложение 1	25
Приложение 2	26
Приложение 3	32
Приложение 4	34