

СТРОИТЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА КЫРГЫЗСКОЙ РЕСПУБЛИКИ

---

Система нормативных документов в строительстве

**БЫСТРОВЗВОДИМЫЕ ЗДАНИЯ ИЗ ЛЕГКИХ КОНСТРУКЦИЙ.  
РАСЧЕТ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
(ЛСТК)**

**Жеңил конструкциялардан турган тез тургузулчу имараттар.  
Жеңил болот жука дубалчалуу конструкцияларды (ЖБЖК) эсептөө**

Rapidly constructed buildings from lightweight structures.  
Calculation of structures of lightweight steel thin-walled structures (lssk)

---

Дата введения – 2024.\*\*.\*\*

## **1 Область применения**

1.1 Настоящие строительные правила устанавливают расчеты легких стальных тонкостенных конструкций, применяемых для строительства быстровозводимых зданий жилого, общественного и производственного назначения, строительство которых ведется с использованием гнутолистовых конструкций из тонколистовой стали толщиной не менее 1,3 мм с применением облегченных панелей, соединенных болтами, заклепками или на сварке, обеспечивающих возможность быстрой сборки элементов зданий.

1.2 Строительные правила предназначены для оценки устойчивости изгибаемых и сжатых элементов.

1.3 Настоящие строительные правила разработаны в развитие СНИП 31-07:2011 «Быстровозводимые здания из легких конструкций. Нормы проектирования».

## 2 Термины и определения

В настоящих строительных правилах применены термины и их определения, перечень которых приведен в приложении А.

## 3 Общие положения

Проектирование стальных конструкций зданий должны удовлетворять требованиям СНиП 31-07:2011 «Быстровозводимые здания из легких конструкций. Нормы проектирования», СНиП КР 20-02:2009 «Сейсмостойкое строительство. Нормы проектирования».

## 4 Оценка устойчивости изгибаемых и сжатых элементов

4.1 Для обеспечения устойчивости изгибаемых и сжатых элементов их следует укреплять:

- поперечными основными ребрами, поставленными на всю высоту стенки;
- поперечными основными и продольными ребрами;
- поперечными основными и промежуточными короткими ребрами и продольным ребром (при этом промежуточные короткие ребра следует располагать между сжатым поясом и продольным ребром);

Прямоугольные отсеки стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости, следует рассчитывать на устойчивость. При этом расчетными размерами проверяемой пластинки являются:

$a$  – расстояние между осями поперечных основных ребер;

$h_{ef}$  – расчетная высота стенки (см. рисунок 1) равная в сварных балках полной высоте стенки, в балках с поясными соединениями на высокопрочных болтах – расстоянию между ближайшими к оси балки краями поясных уголков, в балках, составленных из прокатных профилей, – расстоянию между началами внутренних закруглений, гнутых профилях (см. рисунок 2) – расстоянию между краями выкружек;

$t$  – толщина стенки.

В случае, когда толщина стенки менее 1,2 мм необходимо разработать СТО (стандарт организации).

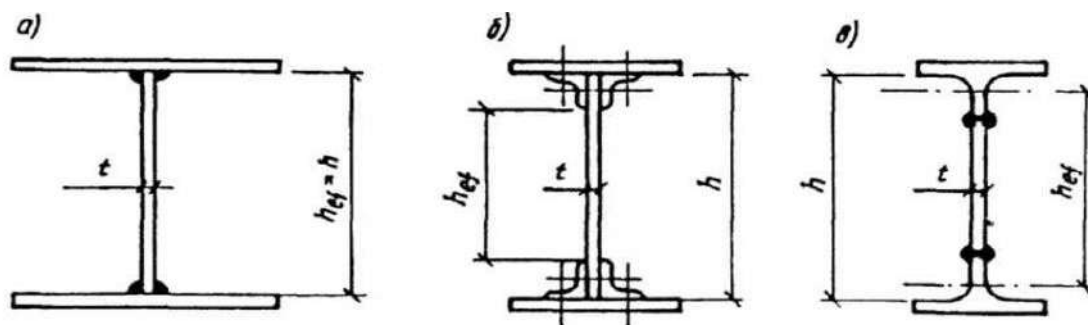


Рисунок 1 – Расчетная высота стенки составной балки  
а – сваренной из листов; б – на высокопрочных болтах; в – сварной с таврами

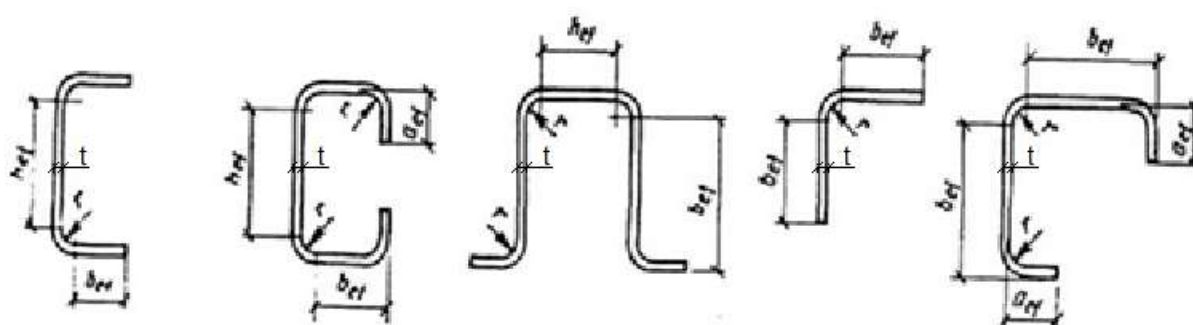


Рисунок 2 - Схемы поперечных сечений гнутых профилей

4.2 Расчет на устойчивость стенок балок следует выполнять с учетом всех компонентов напряженного состояния ( $\sigma$ ,  $\tau$  и  $\sigma_{loc}$ ).

Напряжения  $\sigma$ ,  $\tau$  и  $\sigma_{loc}$  следует вычислять в предположении упругой работы материала по сечению брутто без учета коэффициента  $\phi_b$ .

Сжимающее напряжение  $\sigma$  у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс», и среднее касательное напряжение  $\tau$  следует вычислять по формулам:

$$\sigma = \frac{M}{J_x} y \quad (1)$$

$$\tau = \frac{Q}{th} \quad (2)$$

где  $h$  – полная высота стенки;

$M$  и  $Q$  – средние значения соответственно момента и поперечной силы в пределах отсека; если длина отсека больше его расчетной высоты, то  $M$  и  $Q$  следует вычислять для более напряженного участка с длиной, равной высоте отсека; если в пределах отсека момент или поперечная сила меняют знак, то их средние значения следует вычислять на участке отсека с одним знаком.

Местное напряжение  $\sigma_{loc}$  в стенке под сосредоточенной нагрузкой (при  $\gamma = 1,1$ ) следует определять согласно следующим требованиям.

Для расчета на прочность стенки балки, в том числе и поперечно-гофрированной, в местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует определять местное напряжение  $\sigma_{loc}$  по формуле:

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t l_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (3)$$

где  $F$  - расчетное значение нагрузки (силы);

$l_{ef}$  - условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания, определяется по формуле (4); для случая опирания по рисунку 3.

$$l_{ef} = b + 2t_f \quad (4)$$

где  $t_f$  - толщина верхнего пояса балки, если нижняя балка сварная (см. рисунок 3, вариант а), или расстояние от наружной грани полки до начала внутреннего закругления стенки, если нижняя балка прокатная (см. рисунок 3, вариант б).

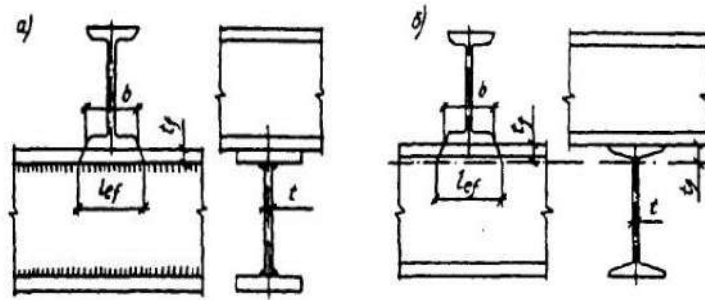


Рисунок 3 – Схемы для определения длины распределения нагрузки на балку  
а – сварную с плоской или поперечно-гофрированной стенками;  
б – прокатную

Проверку устойчивости стенок и поясных листов подкрановых балок следует выполнять согласно настоящих строительных правил.

В отсеках, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, одновременно должны быть учтены только два компонента напряженного состояния  $\sigma$  и  $\tau$  или  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$ .

Односторонние поясные швы следует применять в балках, в которых при проверке устойчивости стенок значения левой части формулы (5) не превышают  $0,9 \gamma_c$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,8$  и  $\gamma_c$  при  $\bar{\lambda}_w \geq 3,8$ .

4.3 Устойчивость стенок балок не требуется проверять, если при выполнении условий формулы (71) в п. 6.11 условная гибкость стенки  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  не превышает значений:

3,5 – при отсутствии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами;

3,2 – то же, в балках с односторонними поясными швами;

2,5 – при наличии местного напряжения в балках с двусторонними поясными швами.

При этом следует устанавливать поперечные основные ребра жесткости согласно требованиям п.п. 4.10, 4.12 и 4.13 настоящих строительных правил.

4.4 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при отсутствии местного напряжения ( $\sigma_{loc}=0$ ) и условной гибкости стенки  $\bar{\lambda}_w \leq 6$  следует выполнять по формуле (5):

$$\sqrt{(\sigma \setminus \sigma_{cr})^2 + (\tau \setminus \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c \quad (5)$$

где:  $\gamma_c$  - коэффициент, принимаемый по табл. 1 настоящих норм;

Т а б л и ц а 1

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы $\gamma_c$
1. Сплошные балки и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при весе перекрытий, равном или большем временной нагрузки	0,9
2. Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3. Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из уголков сварных ферм покрытий и перекрытий (например, стропильных и аналогичных им ферм) при гибкости $\lambda / 60$	0,8
4. Сплошные балки при расчетах на общую устойчивость при $\omega_b < 1,0$	0,95
5. Затяжки, тяги, оттяжки, подвески, выполненные из прокатной стали	0,9

## Продолжение таблицы 1

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы $\gamma_c$
<p>6. Элементы стержневых конструкций покрытий и перекрытий:</p> <p>а) сжатые (за исключением замкнутых трубчатых сечений) при расчетах на устойчивость</p> <p>б) растянутые в сварных конструкциях</p> <p>в) растянутые, сжатые, а также стыковые накладки в болтовых конструкциях (кроме конструкций на высокопрочных болтах) из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см<sup>2</sup>), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность</p>	<p>0,95</p> <p>0,95</p> <p>1,05</p>
<p>7. Сплошные составные балки, колонны, а также стыковые накладки из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см<sup>2</sup>), несущие статическую нагрузку и выполненные с помощью болтовых соединений (кроме соединений на высокопрочных болтах), при расчетах на прочность</p>	<p>1.1</p>
<p>8. Сечения прокатных и сварных элементов, а также накладок из стали с пределом текучести до 440 МПа (4500 кгс/см<sup>2</sup>) в местах стыков, выполненных на болтах (кроме стыков на высокопрочных болтах), несущих статическую нагрузку, при расчетах на прочность:</p> <p>а) сплошных балок и колонн</p> <p>б) стержневых конструкций покрытий и перекрытий</p>	<p>1.1</p> <p>1,05</p>
<p>9. Сжатые элементы решетки пространственных решетчатых конструкций из одиночных равнополочных или неравнополочных (прикрепляемых большей полкой) уголков:</p> <p>а) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка:</p> <p>раскосы по рис. 4, а</p> <p>распорки по рис. 4, б, в</p> <p>раскосы по рис. 4, в, г, д</p>	<p>0,9</p> <p>0,9</p> <p>0,8</p>

## Продолжение таблицы 1

Элементы конструкций	Коэффициент условий работы $\gamma_c$
б) прикрепляемые непосредственно к поясам одной полкой, одним болтом (кроме указанных в поз. 9 в настоящей таблице), а также прикрепляемые через фасонку независимо от вида соединения	0,75
в) при сложной перекрестной решетке с одноболтовыми соединениями по рис. 4 е	0,7
10. Сжатые элементы из одиночных уголков, прикрепляемые одной полкой (для неравнополочных уголков только меньшей полкой), за исключением элементов конструкций, указанных в поз. 9 настоящей таблицы, раскосов по рис. 4 б, прикрепляемых непосредственно к поясам сварными швами либо двумя болтами и более, поставленными вдоль уголка, и плоских ферм из одиночных уголков	0,75
11. Опорные плиты из стали с пределом текучести до 285 МПа (2900 кгс/см <sup>2</sup> ), несущие статическую нагрузку, толщиной, мм: а) до 40 б) св. 40 до 60 в) св. 60 до 80	1.2 1.15 1.1
<p>Примечания</p> <p>1 Коэффициенты условий работы <math>\gamma_c &lt; 1</math> при расчете одновременно учитывать не следует.</p> <p>2 Коэффициенты условий работы, приведенные соответственно в поз. 1 и б, в; 1 и 7; 1 и 8; 2 и 7; 2 и 8, а; 3 и б, в, при расчете следует учитывать одновременно.</p> <p>3 Коэффициенты условий работы, приведенные в поз. 3; 4; б, а, в; 7; 8; 9 и 10, а также в поз. 5 и б, б (кроме стыковых сварных соединений), при расчете соединении рассматриваемых элементов учитывать не следует.</p> <p>4 В случаях, неговоренных в настоящих нормах, в формулах следует принимать <math>\gamma_c = 1</math></p>	

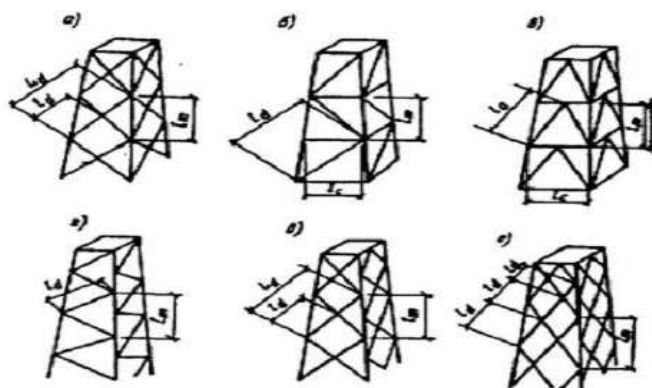


Рисунок 4 – Схемы пространственных решетчатых конструкций  
 а, б, в – с совмещенными в смежных гранях узлами;  
 г, д, е – с несовмещенными в смежных гранях узлами;

В формуле (5) значения  $\sigma_{cr}$  и  $\tau_{cr}$  определяются по формулам (6) и (7):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} R_y}{\lambda^2 w} \quad (6)$$

$$\tau_{cr} = 10.3 \left( 1 + \frac{0.76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda^2 e f} \quad (7)$$

В формуле (6) коэффициент  $c_{cr}$  следует принимать: для сварных балок – по таблице 2 в зависимости от значения коэффициента  $\delta$  определяемая по формуле (8);

Т а б л и ц а 2 – Коэффициент  $c_{cr}$

$\delta$	$\leq 0,8$	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0	$\geq 30$
$c_{cr}$	30,0	31,5	33,3	34,6	34,8	35,1	35,5

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left( \frac{t_f}{t} \right) \quad (8)$$

где  $b_f$  и  $t_f$  – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки;  
 $\beta$  – коэффициент, принимаемый по таблице 3;  
 для балок на высокопрочных болтах  $c_{cr} = 35,2$ .



Т а б л и ц а 3

Балки	Условия работы сжатого пояса	$\beta$
Подкрановые	Крановые рельсы не приварены	2
	Крановые рельсы приварены	$\infty$
Прочие	При непрерывном опирании плит	$\infty$
	В прочих случаях	0.8

П р и м е ч а н и е – Для отсеков подкрановых балок, где сосредоточенная нагрузка приложена к растянутому поясу, при вычислении коэффициента  $\delta$  следует принимать  $\beta = 0,8$ .

В формуле (7)  $\bar{\lambda}_{ef}$  определяется по формуле (9)

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{d}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (9)$$

где  $d$  – меньшая из сторон пластинки ( $h_{ef}$  или  $a$ );

$\mu$  – отношение большей стороны пластинки к меньшей.

4.5 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения с учетом развития пластических деформаций при отсутствии местного напряжения  $\sigma_{loc} = 0$  и при  $\tau \leq 0,9 R_s$ ,  $A_f / A_w \geq 0,25$ ,  $2,2 < \bar{\lambda}_w \leq 6$  следует выполнять по формуле

$$M \leq R_y \gamma_c h_{ef}^2 t (A_1 / A_w + \alpha) \quad (10)$$

где  $\alpha = 0,24 - 0,15 (\tau / R_s)^2 - 8,5 \times 10^{-3} (\bar{\lambda}_w - 2,2)^2$ ;

Здесь  $\gamma_c$  – коэффициент, принимаемый по таблице 1, а  $\tau$  – определять по формуле (2).

4.6 Расчет на устойчивость стенок балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости (см. рисунок 5), при наличии местного напряжения  $\sigma_{loc} \neq 0$  следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq \gamma_c \quad (11)$$

где  $\gamma_c$  – следует принимать по таблице 1;

$\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$ ;  $\tau$  – определять согласно требованиям п.4.2.

$\tau_{cr}$  – определять по формуле (7).

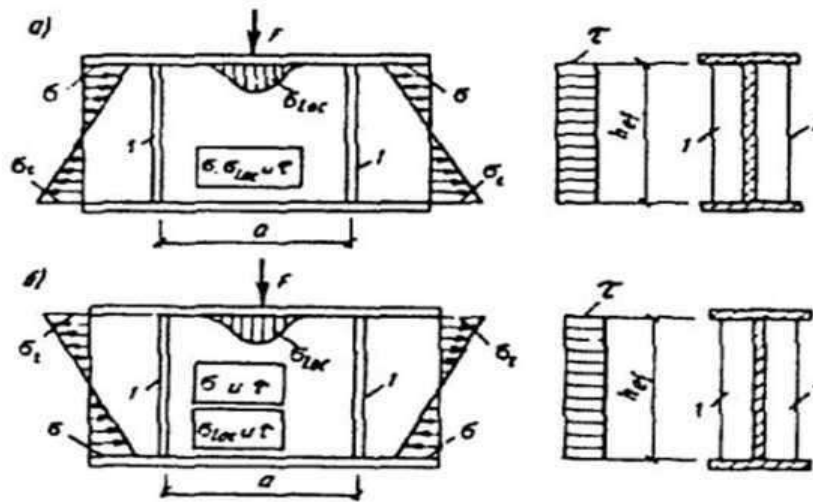


Рисунок 5 – Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1)

а – сосредоточенная нагрузка F приложена к сжатому поясу; б – то же, к растянутому поясу

Значения  $\sigma_{cr}$ ,  $\sigma_{loc, cr}$  в формуле (11) следует определять по следующим формулам:

а) при  $a/h_{ef} \leq 0,8$ ,  $\sigma_{cr}$  определяется по формуле (6), а  $\sigma_{loc, cr}$  по формуле (12):

$$\sigma_{loc, cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \tag{12}$$

где  $c_1$  – коэффициент, принимаемый для сварных балок по таблице 4, в зависимости от отношения  $a/h_{ef}$  и значения  $\delta$ , вычисляемого по формуле (8), а для балок на высокопрочных болтах – по таблице 4 а;

$\bar{\lambda}_a$  – определяется по формуле (13)

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{R_y / E} \tag{13}$$

Т а б л и ц а 4

$\delta$	Значения $c_1$ , для сварных балок при $a / h_{ef}$ равном								
	$\leq 0,5$	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	$\geq 2,0$
$\leq 1$	11,5	12,4	14,8	18,0	22,1	27,1	32,6	38,9	45,6
2	12,0	13,0	16,1	20,4	25,7	32,1	39,2	46,5	55,7
4	12,3	13,3	16,6	21,6	28,1	36,3	45,2	54,9	65,1
6	12,4	13,5	16,8	22,1	29,1	38,3	48,7	59,4	70,4
10	12,4	13,6	16,9	22,5	30,0	39,7	51,0	63,3	76,5
$\geq 30$	12,5	13,7	17,0	22,9	31,0	41,6	53,8	68,2	83,6

Т а б л и ц а 4а

$a / h_{ef}$	0,5	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
$c_1$	13,7	15,9	20,8	28,4	38,7	51,0	64,2	79,8	94,9

Если нагружен растянутый пояс, то при расчете стенки с учетом только  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$  при определении коэффициента  $\delta$  по формуле (8) за  $b_f$  и  $t_f$  следует принимать соответственно ширину и толщину нагруженного растянутого пояса;

б) при  $a/h_{ef} > 0,8$  и отношении  $\sigma_{loc} / \sigma$  больше значений, указанных в таблице 5,

$\sigma_{cr}$  - определяется по формуле

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\lambda_w^2}, \quad (14)$$

где  $c_2$  – коэффициент, определяемый по таблице 6;

$\sigma_{loc, cr}$  – по формуле (12), в которой при  $a / h_{ef} > 2$  следует принимать  $a = 2h_{ef}$ ;

в) при  $a / h_{ef} > 0,8$  и отношении  $\sigma_{loc, cr} / \sigma$  не более значений, указанных в таблице 5:

$\sigma_{cr}$  – по формуле (6);

$\sigma_{loc, cr}$  – по формуле (12), но с подстановкой  $0,5a$  вместо  $a$  при вычислении  $\lambda_a$  в формуле (12) и в таблице 4.

Во всех случаях  $\tau_{cr}$  следует вычислять по действительным размерам отсека.

Т а б л и ц а 5

Балки	$\delta$	Предельные значения $\sigma_{loc}/\sigma$ при $a / h_{ef}$ ,							
		0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	>2,0
Сварные	<1	0	0,146	0,183	0,267	0,359	0,445	0,540	0,618
	2	0	0,109	0,169	0,277	0,406	0,543	0,652	0,799
	4	0	0,072	0,129	0,281	0,479	0,711	0,930	1,132
	6	0	0,066	0,127	0,288	0,536	0,874	1,192	1,468
	10	0	0,059	0,122	0,296	0,574	1,002	1,539	2,154
	>30	0	0,047	0,112	0,300	0,633	1,283	2,249	3,939
На высокопрочных	-	0	0,121	0,184	0,378	0,643	1,131	1,614	2,347

Т а б л и ц а 6

$a / h_{ef}$	<0,8	0,9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	$\geq 2,0$
$c_2$	По табл. 2, т.е. $c_2 = c_{cr}$	37,0	39,2	45,2	52,8	62,0	72,6	84,7

4.7 В стенке балки симметричного сечения, укрепленной кроме поперечных основных ребер одним продольным ребром жесткости, расположенным на расстоянии  $h_1$  от расчетной (сжатой) границы отсека (см. рисунок б), обе пластинки, на которые это ребро разделяет отсек, следует рассчитывать отдельно:

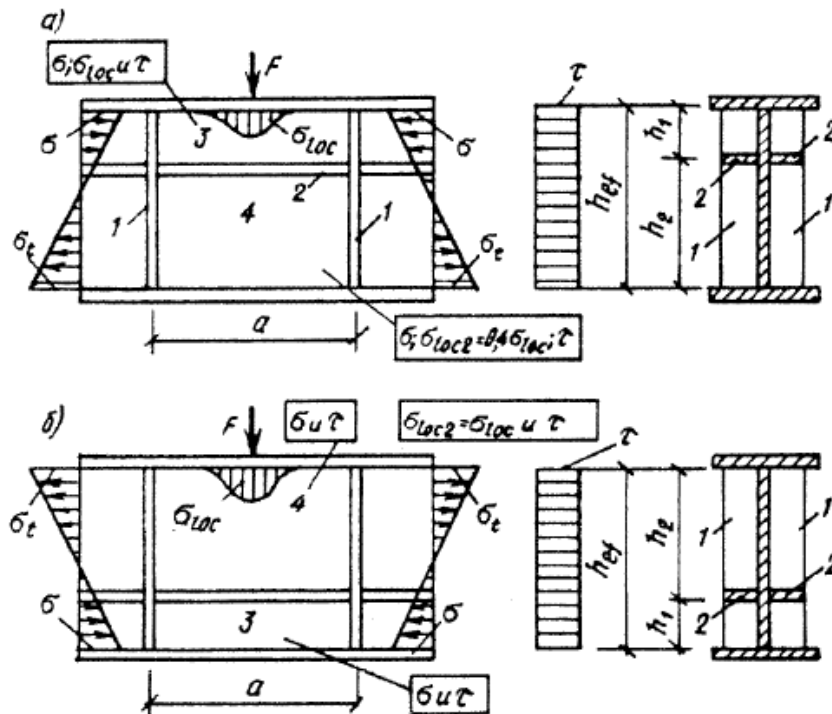


Рисунок 6 – Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами и продольным ребром жесткости

- а) сосредоточенная нагрузка  $F$  приложена к сжатому поясу;
- б) то же, к растянутому;
- 1 - поперечное основное ребро жесткости;
- 2 - продольное ребро жесткости;
- 3 - пластинка сжатого пояса;
- 4 - пластинка у растянутого пояса.

а) пластинку 3, расположенную между сжатым поясом и продольным ребром, по формуле

$$\sigma / \sigma_{cr1} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr1} + (\tau / \tau_{cr1})^2 \leq \gamma_{c1} \tag{15}$$

где  $\gamma_c$  - следует принимать по табл. 1, а  $\sigma$ ,  $\sigma_{loc}$  и  $\tau$  - определять согласно требованиям п. 4.2.

Значения  $\sigma_{cr1}$  и  $\sigma_{loc, cr1}$  следует определять по формулам (16, 17, 18 и 19):

$$\text{при } \sigma_{loc} = 0 \quad \sigma_{cr1} = \frac{4,76}{1 - h_1/h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2} \quad (16)$$

где  $\bar{\lambda}_1 = \frac{h_1}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  при  $\sigma_{loc} \neq 0$  и  $\mu_1 = \alpha/h_1 \leq 2$

$$\sigma_{cr1} = \frac{1,19\psi}{1 - h_1/h_{ef}} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_1^2}; \quad (17)$$

$$\sigma_{loc, cr1} = (1,24 + 0,476\mu_1) \psi \frac{R_y}{\bar{\lambda}_a^2} \quad (18)$$

$$\text{где: } \left. \begin{aligned} \psi &= \left( \mu_1 + \frac{1}{\mu_1} \right)^2 \\ \bar{\lambda}_a &= \frac{\alpha}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

Если  $a/h_1 > 2$ , то при вычислении  $\sigma_{cr1}$  и  $\sigma_{loc, cr1}$  следует принимать  $a = 2h_1$ ;  $\tau_{cr1}$  необходимо определять по формуле (7) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

б) пластинку 4, расположенную между продольным ребром и растянутым поясом, по формуле:

$$\sqrt{\left[ \frac{\sigma(1 - 2h_1/h_{ef})}{\sigma_{cr2}} + \frac{\sigma_{loc2}}{\sigma_{loc, cr2}} \right]^2 + \left( \frac{\tau}{\tau_{cr2}} \right)^2} \leq \gamma_c. \quad (20)$$

$$\sigma_{cr2} = \frac{5,43}{(0,5 - h_1/h_{ef})^2} \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (21)$$

$\sigma_{loc, cr2}$  - следует определять по формуле (12) и таблице 4 при  $\delta = 0,8$  заменяя значение отношения  $a/h_{ef}$  значением  $a/(h_{ef} - h_1)$ ;

$\tau_{cr2}$  - следует определять по формуле (7) с подстановкой в нее размеров проверяемой пластинки;

$\sigma_{loc2} = 0,4 \sigma_{loc}$  - при приложении нагрузки к сжатому поясу (см. рисунок б а)

$\sigma_{loc2} = \sigma_{loc}$  - при приложении нагрузки к растянутому поясу (рисунок б б)

Коэффициент  $\gamma_c$  - следует принимать по таблице 1.

4.8 При укреплении пластинки 3 дополнительными короткими поперечными ребрами их следует доводить до продольного ребра (см. рисунок 7).

В этом случае расчет пластинки 3 следует выполнять по формулам (15)-(19), в которых величина  $a$  следует заменить величиной  $a_1$ , где  $a_1$  - расстояние между осями соседних коротких ребер (см. рисунок 7). Расчет пластинки 4 следует выполнять согласно требованиям п. 4.7 б.

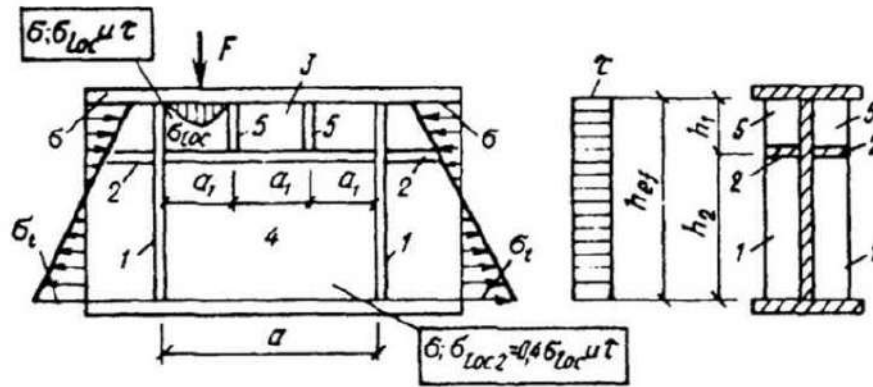


Рисунок 7 - Схема балки, укрепленной поперечными основными ребрами жесткости (1), продольным ребром жесткости (2) разделяющим отсек стенки на пластинку (3) у сжатого пояса и пластинку (4) у растянутого пояса, а также короткими ребрами жесткости (5)

4.9 Расчет на устойчивость стенок балок ассиметричного сечения (с более развитым сжатым поясом) следует выполнять по формулам п.п. 4.4, 4.6 - 4.8 с учетом следующих изменений:

для стенок, укрепленных только поперечными ребрами жесткости, в формулах (6) и (14) и таблицы 6 значение  $h_{ef}$  следует принимать равным удвоенному расстоянию от нейтральной оси до расчетной (сжатой) границы отсека. При  $a / h_{ef} > 0,8$  и  $\sigma_{loc} \neq 0$  следует выполнять оба расчета, указанные в п.п. 4.6 б и 4.6 в, независимо от значения  $\sigma_{loc} / \sigma$ ;

для стенок, укрепленных поперечными ребрами и одним продольным ребром, расположенным в сжатой зоне:

а) в формулы (16), (17), и (20) вместо  $h_1/h_{ef}$

$$\frac{\alpha h_1}{2 h_{ef}}$$

следует подставлять

$$\left( \frac{1}{\alpha} - \frac{h_1}{h_{ef}} \right)$$

б) в формулы (21) вместо  $(0,5 - h_1/h_{ef})$  следует подставлять

Здесь  $\alpha = (\sigma - \sigma_t) / \sigma$ , где  $\sigma_t$  - краевое растягивающее напряжение (со знаком «минус») у расчетной границы отсека.

В случае развитого растянутого (ненагруженного) пояса расчет на устойчивость, при одновременном действии напряжений  $\sigma$  и  $\tau$  следует производить по формуле (51).

4.10 Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если значения условной гибкости стенки балки  $\bar{\lambda}_w$  превышают 3,2 при отсутствии подвижной нагрузки и 2,2 - при наличии подвижной нагрузки на поясе балки.

Расстояние между основными поперечными ребрами не должно превышать  $2h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w > 3,2$  и  $2,5h_{ef}$  при  $\bar{\lambda}_w < 3,2$ .

Допускается превышать указанные выше расстояния между ребрами до значения  $3h_{ef}$ , при условии, что стенка балки удовлетворяет проверкам по п.п. 4.4, 4.6 - 4.9, и общая устойчивость балки обеспечена выполнением следующих требований, причем значения  $l_{ef}/b$  для сжатого пояса не должны превышать значений, определяемых по формулам в таблице 7 для нагрузки, приложенной к верхнему поясу.

- устойчивость балок не требуется проверять:

а) при передаче нагрузки через сплошной жесткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный (плоский профилированный металлический настил, волнистую сталь и т.п.);

б) при отношении расчетной длины балки  $l_{ef}$  к ширине сжатого пояса  $b$ , не превышающем значений, определяемых по формулам таблицы 7 для балок симметричного двутаврового сечения и с более развитым сжатым поясом, для которых ширина растянутого пояса составляет не менее 0,75 ширины сжатого пояса.

Т а б л и ц а 7

Место приложения нагрузки	Наибольшие значения $l_{ef}/b$ , при которых не требуется расчет на устойчивость прокатных и сварных балок (при $1 \leq h/b < 6$ и $15 \leq b/t \leq 35$ )
К верхнему поясу	$l_{ef}/b = \left[ 0,35 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left( 0,76 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
К нижнему поясу	$l_{ef}/b = \left[ 0,57 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left( 0,92 - 0,02 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Независимо от уровня приложения нагрузки при расчете участка балки между связями или чистом изгибе	$l_{ef}/b = \left[ 0,41 + 0,0032 \frac{b}{t} + \left( 0,73 - 0,016 \frac{b}{t} \right) \frac{b}{h} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
<p>Обозначения, принятые в таблице 7:</p> <p><math>b</math> и <math>t</math> - соответственно ширина и толщина сжатого пояса;</p> <p><math>h</math> - расстояние (высота) между осями поясных листов.</p> <p>Примечания</p> <p>1 Для балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах значения <math>l_{ef}/b</math>, получаемые по формулам таблицы 7 следует умножать на коэффициент 1,2.</p> <p>2 Для балок с отношением <math>b/t &lt; 15</math> в формулах таблицы 7 следует принимать <math>b/t = 15</math>.</p>	

Закрепление сжатого пояса в горизонтальной плоскости должно быть рассчитано на фактическую или условную поперечную силу. При этом условную поперечную силу следует определять:

расчет соединительных элементов (планок, решеток, продольно- и поперечно- гофрированных стенок двутавров) сжатых составных стержней должен выполняться на условную поперечную силу  $Q_{fic}$  принимаемую постоянной по всей длине стержня и определяемую по формуле

$$Q_{fic} = 7,15 \times 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi, \quad (22)$$

где  $N$  - продольное усилие в составном стержне;

$\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, принимаемый для составного стержня в плоскости соединительных элементов.

Условную поперечную силу  $Q_{fic}$  следует распределять:

- при наличии только соединительных планок (решеток) поровну между планками (решетками), лежащими в плоскостях, перпендикулярных оси, относительно которой производится проверка устойчивости;

- при наличии сплошного листа и соединительных планок (решеток) - пополам между листом и планками (решетками), лежащими в плоскостях, параллельных листу;

- при расчете равносторонних трехгранных составных стержней условная поперечная сила, приходящаяся на систему соединительных элементов, расположенных в одной плоскости, должна приниматься равной  $0,8Q_{fic}$ .

- при закреплении в отдельных точках по формуле (22), в которой  $\varphi$  следует определять по гибкости  $\lambda = l_{ef}/i$  (здесь  $i$  - радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости), а  $N$  следует вычислять по формуле

$$N = (A_f + 0.25 A_w) R_y \quad (23)$$

- при непрерывном закреплении по формуле

$$q_{fic} = 3 Q_{fic} / l \quad (24)$$

где  $q_{fic}$  - условная поперечная сила на единицу длины пояса балки;

$Q_{fic}$  - условная поперечная сила, определяемая по формуле (22), в которой следует принимать  $\varphi = 1$ , а  $N$  - определять по формуле (23).

В местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов и на опорах следует устанавливать поперечные ребра.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части  $b_h$  должна быть для парного симметричного ребра не менее  $h_{ef} / 30 + 40$  мм, для одностороннего ребра - не менее  $h_{ef} / 24 + 50$  мм; толщина ребра  $t_s$

должна быть не менее  $2b_{h\sqrt{R_y/E}}$

Стенки балок допускается укреплять односторонними поперечными ребрами



жесткости из одиночных уголков, привариваемых к стенке пером. Момент инерции такого ребра, вычисляемый относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки, должен быть не меньше, чем для парного симметричного ребра.

4.11 При укреплении стенки одним продольным ребром необходимые моменты инерции  $J_s$  сечений ребер жесткости следует определять:

для поперечных ребер по формуле:

$$J_s = 3h_{ef} t^3 \quad (25)$$

для продольного ребра – по формулам таблицы 8 с учетом его предельных значений.

Т а б л и ц а 8

$h_l/h_{ef}$	Необходимый момент инерции сечения продольного ребра $J_{sl}$	Предельные значения	
		минимальные $J_{sl, min}$	максимальные $J_{sl, max}$
0,20	$(2.5-0,5a / h_{ef}) a^2 t^3 / h_{ef}$	$1,5 h_{ef} t^3$	$7 h_{ef} t^3$
0,25	$(1.5-0,4a / h_{ef}) a^2 t^3 / h_{ef}$	$1,5 h_{ef} t^3$	$3,5 h_{ef} t^3$
0,30	$1,5 h_{ef} t^3$	-	-

П р и м е ч а н и е – При вычислении  $J_{sl}$  для промежуточных значений  $h_l/h_{ef}$  допускается линейная интерполяция.

При расположении продольного и поперечных ребер с одной стороны стенки моменты инерции сечений каждого из них вычисляются относительно оси, совпадающей с ближайшей к ребру гранью стенки.

Минимальные размеры выступающей части поперечных и продольных ребер жесткости следует принимать согласно требованиям п. 4.10.

4.12 Участок стенки балки составного сечения над опорой при укреплении его ребрами жесткости следует рассчитывать на продольный изгиб из плоскости как стойку, нагруженную опорной реакцией. В расчетное сечение этой стойки следует включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной  $0,65t\sqrt{E/R_y}$  с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки.

Нижние торцы опорных (см. рисунок 8) должны быть остроганы либо плотно пригнаны или приварены к нижнему поясу балки. Напряжения в этих сечениях при действии опорной реакции не должны превышать: в первом случае (см. рисунок 8 а) - расчетного сопротивления прокатной стали смятию  $R_p$  при  $a < 1,5 t$  и сжатию  $R_y$  при  $a > 1,5 t$  во втором случае ( см. рисунок 8 б) - смятию  $R_p$ .

В случае приварки опорного ребра к нижнему поясу балки сварные швы

должны быть рассчитаны на воздействие опорной реакции.

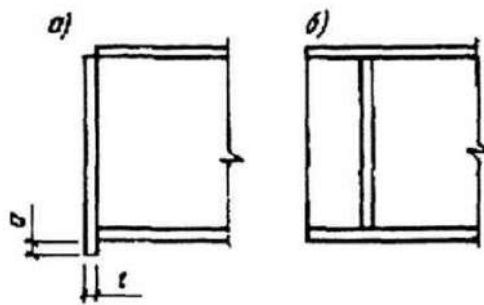


Рисунок 8 – Схема устройства опорного ребра жесткости  
 а – в торце с применением строжки; б – удаленного от торца с плотной пригонкой или приваркой к нижнему поясу

4.13 Одностороннее ребро жесткости, расположенное в месте приложения к верхнему поясу сосредоточенной нагрузки, следует рассчитывать как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. В расчетное сечение этой стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной  $0,65t\sqrt{E/R_v}$  с каждой стороны ребра. Расчетную длину стойки следует принимать равной высоте стенки.

## 5 Гофрированные стенки балок

5.1 Гофрированные стенки балок. Стенки балок для повышения их устойчивости и снижения металлоемкости следует выполнять из гофрированной стали с поперечным расположением гофров по отношению к продольной оси балок (см.рисунок 9).

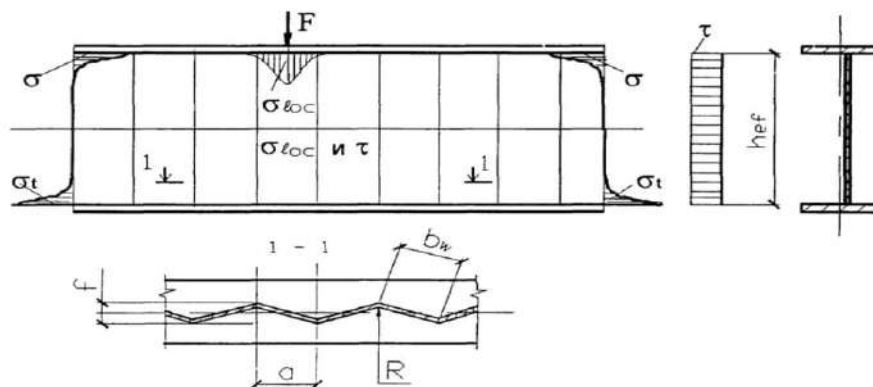


Рисунок 9 - Схема балки с гофрированной стенкой

Прямоугольные отсеки гофрированной стенки (пластинки), заключенные

между поясами и соседними вершинами гофров, следует рассчитывать на местную устойчивость. При этом расчетными параметрами проверяемой пластинки являются:

$a$  – шаг гофров;

$R = 5 t_w$  – радиус закругления;

$b_w$  – ширина панели гофра;

$h_{ef}$  – расчетная высота стенки (см. рисунок 1), равная в сварных балках с гофрированной стенкой полной высоте стенки –  $h_w$ ;

$t_w$  – толщина гофрированной стенки.

Прямоугольные отсеки гофрированной стенки (пластинки), заключенные между поясами и соседними поперечными основными ребрами жесткости (промежуточными или концевыми), следует рассчитывать на общую устойчивость. При этом расчетными параметрами проверяемой пластинки являются:  $h_w$ ,  $b_w$ ,  $t_w$  и  $f$  – высота волны гофров.

5.2 Расчет на устойчивость гофрированных стенок балок следует выполнять с учетом указанных ниже компонентов напряженного состояния:

$\tau_{x,y,max}$  – максимальное касательное напряжение в стенке балки от расчетной нагрузки, вычисляемое по формуле

$$\tau_{x,y,max} = Q_{max} / (h_w t_w \gamma_{wc}) \quad (26)$$

где  $Q_{max}$  – максимальная поперечная сила в балке;

$\gamma_{wc} = 0,9$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез;

$\sigma_{loc}$  – локальное напряжение в поперечно-гофрированной стенке под сосредоточенной нагрузкой (приложенной к сжатому или растянутому поясу;  $\sigma_{loc}$  определяется согласно требованиям п. 4.2.

5.3 Расчет на местную устойчивость панели гофра стенок балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) следует вычислять по формуле

$$\tau_{x,y,max} / \tau_{p,cr} \leq \gamma_c \quad (27)$$

где  $\tau_{p,cr}$  – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра. Для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра следует определять по формуле

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2} \quad (28)$$

где  $\bar{\lambda}_c$  – условную гибкость панели гофра следует вычислять по формуле

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (29)$$

$C_{p,cr}$  – коэффициент, принимаемый по таблице 9 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофра ( $h_w/b_w$ ):

Т а б л и ц а 9

$h_w/b_w$	1	2	3	5	$\infty$
$C_{p,cr}$	9,34	6,47	6,04	5,71	5,34

5.4 Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) следует вычислять по формуле

$$\tau_{x,y, \max} / \tau_{o,cr} \leq \gamma_c \quad (30)$$

где  $\tau_{x,y, \max}$  – то же, что и в формуле (27);

$\tau_{o,cr}$  – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки.

Для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки следует определять по формуле

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (31)$$

где  $\bar{\lambda}_w$  – условную гибкость поперечно-гофрированной стенки следует вычислять по формуле

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (32)$$

$C_{o,cr}$  – коэффициент, определяемый в зависимости от отношения параметров гофров  $b_w$  и  $f$  по формуле

$$C_{o,cr} = 5,34 + (5,5 \beta^2 - 0,6) \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4(7\beta^2 - 5)}} \quad (33)$$

Здесь  $\beta = h_w/b_w$  – отношение высоты гофрированной стенки к ширине панели гофра

$\gamma = 0,91(f/t_w)^2$  – отношение погонной жесткости гофрированной стенки с гофрами треугольного очертания к цилиндрической жесткости плоской стенки той же толщины.

При  $\gamma > 4(7\beta^2 - 5)$  значения коэффициента  $C_{o,cr}$  не зависит от  $\gamma$  и проверку

устойчивости гофрированной стенки следует выполнять только по формуле (27).

5.5 Расчет на местную устойчивость панели гофра гофрированных стенок балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) следует выполнять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{p,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (34)$$

где  $\sigma_{loc}$  и  $\tau_{xy,max}$  – определять согласно требованиям п. 5.2;

$\tau_{p,cr}$  – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели, гофра, вычисленные по формуле (28);

$\sigma_{loc,cr}$  – критические локальные (нормальные) напряжения гофрированной стенки при действии сосредоточенной нагрузки;  $\sigma_{loc,cr}$  следует определять по формуле

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{0,8 \cdot C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_c^2} \quad (35)$$

где  $\bar{\lambda}_c$  – то же, что и в формуле (29);

$C_1$  – коэффициент, принимаемый для сварных балок с гофрированной стенкой по таблице 10, в зависимости от отношения  $b_w/h_w$  и значения  $\delta$ , вычисленного по формуле

$$\delta = 0,8 \frac{b_f}{h_w} \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^3 \quad (36)$$

где  $b_f$  и  $t_f$  – соответственно ширина и толщина сжатого пояса балки.

Т а б л и ц а 10

S	Значения $C_1$ для балок с гофрированными стенками при $b_w/h_w$ равном				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
1	7,73	8,50	9,34	10,30	11,30
2	7,67	8,50	9,50	10,60	11,80
4	7,57	8,50	9,53	10,70	12,00
$\geq 6$	7,69	8,67	9,77	11,02	12,40

5.6 Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ) следует вычислять по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{o,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (37)$$

где  $\sigma_{loc}$  и  $\tau_{xy,max}$  – определять согласно требованиям п. 5.2;

$\tau_{o,cr}$  – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, вычисленные по формуле (31);

$\sigma_{y,cr}$  – критические нормальные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, рассчитанной на продольный изгиб из плоскости, как условной стойки нагруженной сосредоточенной силой F;  $\sigma_{y,cr}$  следует определять по формуле

$$\sigma_{y,cr} = \varphi R_y \leq \sigma_{loc,cr} \quad (38)$$

где  $\varphi$  – коэффициент, определяемый по приложению А таблица А.6 для гибкости условной стойки, вычисленной по формуле  $\lambda = 2,5 h_w/f$ .

В случаях, когда  $\sigma_{y,cr} > \sigma_{loc,cr}$  при проверке общей устойчивости гофрированной стенки по формуле (37), следует принимать  $\sigma_{loc,cr}$  вместо  $\sigma_{y,cr}$ .

5.7 При проверке устойчивости гофрированной стенки по формулам (34) и (37) должны соблюдаться условия:

1 Отношение действующих локальных напряжений ( $\sigma_{loc}$ ) к критическим напряжениям местной потери устойчивости панели гофра ( $\sigma_{loc,cr}$ ) не должно превышать величины, вычисленной по формуле

$$\sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr} \leq 0,75 \gamma_c \quad (39)$$

где  $\gamma_c$  – следует принимать по таблице 1.

2 Величина эксцентриситета, с которым передается сосредоточенная нагрузка от вышележащего элемента, относительно продольной оси балки не должна превышать  $0,25f$ .

5.8 Гофрированные стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если в местах приложения больших неподвижных сосредоточенных грузов не обеспечивается их устойчивость при проверке по формулам (34) и (37). Ширину и толщину поперечных ребер жесткости следует назначать в соответствии с требованиями п. 4.10.

5.9 Участок гофрированной стенки балки составного сечения над опорой при укреплении его ребрами жесткости следует рассчитывать и конструировать в соответствии с п. 4.12.

## 6 Стенки центрально, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов

6.1 Отношение расчетной высоты стенки к толщине  $h_{ef}/t$  в центрально-сжатых ( $m = 0$ ), а также во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах по рисунку 10 ( $m > 0$ ), кроме случаев, указанных в п. 6.2, как правило, не должно превышать значений  $\bar{\lambda}_{UW}$ , где значения  $\bar{\lambda}_{UW}$  следует определять по таблице 11.

Т а б л и ц а 11

Относительный эксцентриситет	Сечение элемента	Значения $\bar{\lambda}$ и $\bar{\lambda}_1$	Формулы для определения $\bar{\lambda}_{UW}$
$m=0$	Двутавровое	$\bar{\lambda} < 2,0$ $\bar{\lambda} \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}^2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}$ , но не более 2,3
	Коробчатое. швеллерное прокатное	$\bar{\lambda} < 1,0$ $\bar{\lambda} \geq 1,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,0 + 0,2 \bar{\lambda}$ , но не более 1,6
	Швеллерное, кроме прокатного	$\bar{\lambda} < 0,8$ $\bar{\lambda} \geq 0,8$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,0$ $\bar{\lambda}_{UW} = 0,85 + 0,19 \bar{\lambda}$ , но не более 1,6
$m \geq 1,0$	Двутавровое, коробчатое	$\bar{\lambda}_1 < 2,0$ $\bar{\lambda}_1 \geq 2,0$	$\bar{\lambda}_{UW} = 1,30 + 0,15 \bar{\lambda}_1^2$ $\bar{\lambda}_{UW} = 1,20 + 0,35 \bar{\lambda}_1$ , но не более 3.1

Обозначения, принятые в таблице 11:  $\bar{\lambda}$  - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость при центральном сжатии;  $\bar{\lambda}_1$  - условная гибкость элемента, принимаемая в расчете на устойчивость в плоскости действия момента.

П р и м е ч а н и е - К коробчатым относятся замкнутые прямоугольные профили (составные, гнутые прямоугольные и квадратные). В коробчатом сечении при  $m > 0$  значение  $\bar{\lambda}_{UW}$  следует определять для стенки, параллельной плоскости изгибающего момента. При значениях  $0 < m < 1,0$  значение  $\bar{\lambda}_{UW}$ , следует определять линейной интерполяцией между значениями, вычисленными при  $m = 0$  и  $m = 1,0$ .

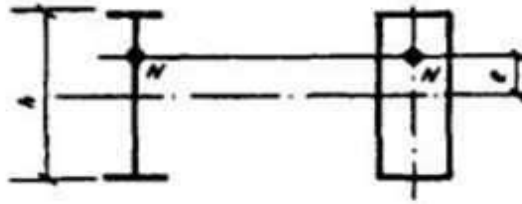


Рисунок 10 - Схема внецентренно-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечений

Для элементов двутаврового сечения с продольно-гофрированной стенкой, имеющей гофры треугольного очертания, отношение ширины панели гофра к толщине стенки  $b_w/t_w$  (см. рисунок 11) не должно превышать значений  $\bar{\lambda}_{UW}\sqrt{E/R_y}$ , где значения  $\bar{\lambda}_{UW}$  определяется по таблице 11, при  $m = 0$ .

Толщина продольно-гофрированных стенок колонн должна быть не менее величины

$$t_w \geq \sqrt{\frac{3g_{fic} \cdot f}{R_{yw}}} \quad (40)$$

где  $g_{fic}$  – определяется по формулам (24) и (22), в которых  $N/\varphi = A_f R_{yf}$  – несущая способность пояса колонны, а  $l$  – расстояние между поперечными ребрами жесткости.

6.2 Для центрально-сжатых, а также внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового сечения с продольно-гофрированной стенкой, имеющей гофры треугольного очертания (см. рисунок 11) общая устойчивость стенки проверяется по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr,o}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,o}}\right)^2} \leq \gamma_c \quad (41)$$

где  $\sigma$  – максимальное нормальное напряжение в стенке:

$\tau$  – касательное напряжение в стенке от фактической или условной поперечной силы;

$\sigma_{cr,o}$  – нормальное критическое напряжение в продольно-гофрированной стенке с гофрами треугольного очертания

$\sigma_{cr,o}$  определяется по формуле (42)

$$\sigma_{cr,o} = \frac{C_o \cdot R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (42)$$

следовательно  $\bar{\lambda}_w$  определяется по формуле (43)



$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad (43)$$

Здесь  $h_{ef} = b_1 > h$  - развернутая высота гофрированной стенки (ширина заготовки стенки);

$t_w$  - толщина гофрированной стенки.

При отсутствии поперечных ребер или установки их с шагом  $l > h \sqrt{\frac{f}{t_w}}$  коэффициент  $C_o$  следует определять по формуле

$$C_o = 0,91 + 1,23 (f/t_w) \quad (44)$$

где  $f$  - высота волны гофра.

При установке поперечных ребер с шагом  $l > h \sqrt{\frac{f}{t_w}}$  коэффициент  $C_o$  следует определять по формуле

$$C_o = 0,65 \left[ 0,91 \left( \frac{f \cdot b_1}{t_w \cdot l} \right)^2 + (l/b_1)^2 + 1,4 \right] \quad (45)$$

Касательные критические напряжения  $\tau_{cr,o}$  следует определять по формуле

$$\tau_{cr,o} = \frac{3,5 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} \quad (46)$$

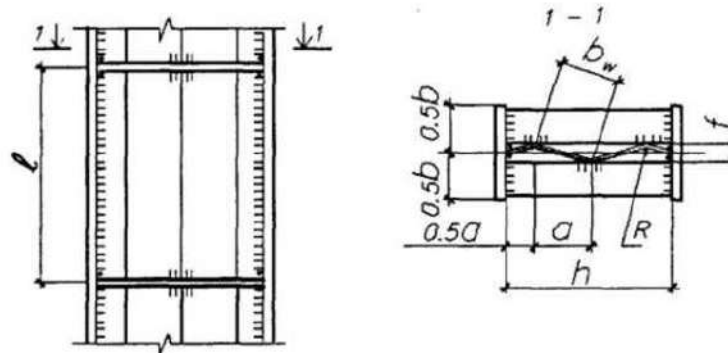


Рисунок 11 – Двутавр с продольно-гофрированной стенкой

6.3 Для центрально-сжатых, а также внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой отношение высоты стенки к ее толщине  $h_{ef}/t_w$  п. 6.2 не регламентируется. Толщина гофрированной стенки определяется из условия прочности и устойчивости согласно п. 4.10 и 6.4, 6.18, а также технологическими соображениями.

6.4 Расчет соединительных планок и их крепления (см. рисунок 12)

должен выполняться как расчет элементов безраскосных ферм на: силу  $F$ , срезающую планку, по формуле

$$F = Q_s l / b \tag{47}$$

момент  $M_1$  – изгибающий планку в ее плоскости, по формуле

$$M_1 = Q_s l / 2 \tag{48}$$

где  $Q_s$  – условная поперечная сила, приходящаяся на планку одной грани.

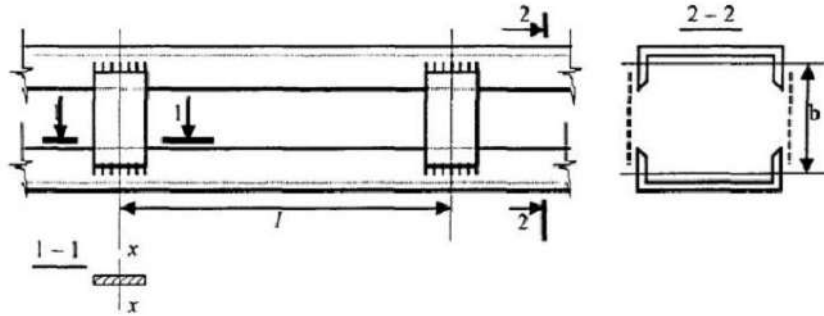


Рисунок 12 - Составной стержень на планках

Расчет соединительных решеток должен выполняться как расчет решеток ферм. При расчете перекрестных раскосов крестовой решетки с распорками (см. рисунок 13) следует учитывать дополнительное усилие  $N_{ad}$  возникающее в каждом раскосе от обжатия поясов и определяемое по формуле

$$N_{ad} = \alpha N \frac{A_d}{A} \tag{49}$$

где  $N$  - усилие в одной ветви стержня;

$A$  – площадь сечения одной ветви;

$A_d$  – площадь сечения одного раскоса;

$\alpha$  – коэффициент, определяемый по формуле

$$\alpha = a l^2 / (a^3 + 2b^3) \tag{50}$$

где  $a$ ,  $f$  и  $b$  – размеры, указанные на рисунке 13

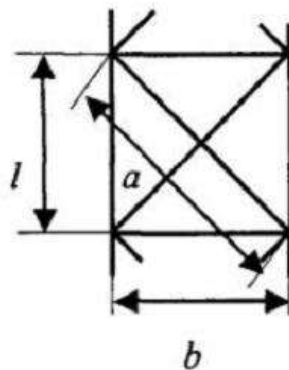


Рисунок 13 – Схема крестовой решетки с распорками

6.5 Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов двутаврового и коробчатого сечений (см. рисунок 10) отношение расчетной высоты стенки  $h_{ef}$  к толщине  $t$  следует определять в зависимости от значения  $a=(\sigma-\sigma_1)/\sigma$  ( $\sigma$  – наибольшее сжимающее напряжение у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс» и вычисленное без учета коэффициентов  $\varphi_e$ ,  $\varphi_{exy}$  или  $c$   $\varphi$ ;  $\sigma_1$  – соответствующее напряжение у противоположной расчетной границы стенки) и принимать не более значений, определяемых: при  $a \leq 0,5$  - по п. 5.1 настоящего строительных правил;

$a \geq 1$  – по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha-1)E}{\sigma(2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_s}} \quad (51)$$

где  $\beta = 1,4 (2\alpha - 1) / (\tau/\sigma)$  (здесь  $\tau = (Q/th$  – среднее касательное напряжение в рассматриваемом сечении); при  $0,5 < a < 1$  – интерполяцией между значениями, вычисленными при  $a = 0,5$  и  $a = 1$ , и рассчитываемых в следующем порядке:

- расчет на устойчивость внецентренно-сжатых элементов постоянного сечения из плоскости действия момента при изгибе их в плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ), совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$N / (c\varphi_y A) \leq R_y \gamma_c \quad (52)$$

где  $c$  – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям 6.6;

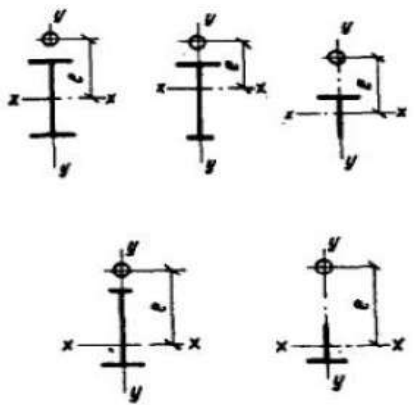
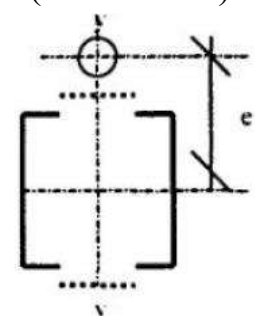
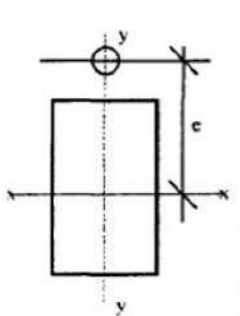
$\varphi_y$  – коэффициент, вычисляемый согласно требованиям 6.8.

6.6 Коэффициент  $c$  в формуле (52) следует определять при значениях относительного эксцентриситета  $m_x \leq 5$  по формуле

$$c = \beta / (1 + \alpha m_x) \quad (53)$$

где  $\alpha$  и  $\beta$  – коэффициенты, принимаемые по таблице 12;

Т а б л и ц а 12

Типы сечений	Значения коэффициентов			
	α при		β при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
<p>Открытые</p> 	0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_v}$
<p>1-0,3 <math>J_2 / J_1</math></p>	$1 - (0,35 - 0,05 m_x) J_2 / J_1$	1	$1 - \left(1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_v}}\right) \times$ $\times \left(2^{\frac{1}{2}} - 1\right);$ при $J_2 / J_1 < 0,5$ $\beta = 1$	
<p>Замкнутые</p> <p>С решетками (с планками)</p>  <p>Сплошные</p> 	0,6	$0,55 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\varphi_c / \varphi_v}$
<p>Обозначения принятые в таблице 12:</p> <p><math>J_1</math> и <math>J_2</math> – моменты инерции соответственно большей и меньшей полок относительно оси симметрии у-у;</p> <p><math>\varphi_c</math> - значение <math>\varphi_v</math> при <math>\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_v}</math>.</p> <p>П р и м е ч а н и е – Значения коэффициентов α и β для сквозных стержней с решетками (или планками) следует принимать как для замкнутых сечений при наличии не менее двух промежуточных диафрагм по длине стержня. В противном случае следует принимать коэффициенты, установленные для стержней открытого двутаврового сечения.</p>				

при значениях относительного эксцентриситета  $m_x \geq 10$  по формуле

$$c = 1 / (1 + m_x \varphi_y / \varphi_b) \quad (54)$$

где  $\varphi_b$  - коэффициент, определяемый согласно требованиям 6.9 и

приложения Б, как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса; для замкнутых сечений  $\varphi_b = 1,0$ ;

при значениях относительного эксцентриситета  $5 < m_x < 10$  по формуле

$$c = c_5(2 - 0,2 m_x) + c_{10}(0,2 m_x - 1) \quad (55)$$

где  $c_5$  определяется по формуле (53) при  $m_x=5$ , а  $c_{10}$  определяется по формуле (54) при  $m_x=10$ .

При определении относительного эксцентриситета  $m_x$  за расчетный момент  $M_x$  следует принимать:

- для стержней с шарнирно-опертыми концами, закрепленными от смещения перпендикулярно плоскости действия момента,
- максимальный момент в пределах средней трети длины (но не менее половины наибольшего по длине стержня момента);
- для стержней с одним защемленным, а другим свободным концом – момент в заделке (но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины стержня от заделки).

При гибкости  $\lambda_y > \lambda_c = 3,14\sqrt{E/R_v}$  коэффициент  $c$  не должен превышать:

для стержней замкнутого сечения – единицы;

для стержней двутаврового сечения с двумя осями симметрии – значений, определяемых по формуле

$$c_{max} = \frac{2}{1 + \delta + \sqrt{(1 - \delta)^2 + \frac{16 M_x^2}{\mu (N h)^2}}} \quad (56)$$

где

$$\begin{aligned} \delta &= 4\rho / \mu, \\ \rho &= (J_x + J_y) / (A h^2), \\ \mu &= 2 + 0,156 \frac{J_t}{A h^2} \lambda^2 y \\ J_t &= 0,433 \sum b_i t_i^3 \end{aligned} \quad (56a)$$

здесь  $b_i$  и  $t_i$  - соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение;

$h$  - расстояние между осями поясов;

для двутавровых и тавровых сечений с одной осью симметрии коэффициенты  $c$  не должны превышать значений определяемых по формуле (57) и приложения Б.

6.7 В сжатой зоне стенок стали с пределом текучести до 400Мпа (4100 кгс/см<sup>2</sup>) должны быть выполнены условия:

$$\sqrt{(\sigma_x + \sigma_{loc,x})^2 - (\sigma_x + \sigma_{loc,x})\sigma_{loc,y} + \sigma_{loc,y}^2 + 3(\tau_{xy} + \tau_{loc,xy})^2} \leq \beta R_y$$

$$\sigma_x + \sigma_{loc,x} \leq R_y$$

$$\sigma_{loc,y} + \sigma_{f,y} \leq R_y$$

$$\sigma_{xy} + \sigma_{loc,xy} + \tau_{f,xy} \leq R_x$$

где

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M}{W_{xn}}; \quad \tau_{xy} = \frac{Q}{ht}; \quad \sigma_{loc,y} = \frac{\gamma_{f1} F}{t l_{ef}}; \\ \sigma_{loc,x} &= 0,25 \sigma_{loc,y}; \quad \tau_{loc,xy} = 0,3 \sigma_{loc,y}; \\ \sigma_{fy} &= \frac{2M_t t}{J_f}; \quad \tau_{f,xy} = 0,25 \sigma_{fy}; \end{aligned} \right\} \quad (57)$$

$\beta$  – коэффициент, принимаемый равным 1,15 для расчета разрезных балок и 1,3 для расчета сечений на опорах неразрезных балок.

В формулах (57):

$M$  и  $Q$  – соответственно изгибающий момент и поперечная сила в сечении балки от расчетной нагрузки;

$\gamma_{f1}$  – коэффициент увеличения вертикальной сосредоточенной нагрузки на отдельное колесо крана, принимаемый согласно требованиям норм по нагрузкам и воздействиям;

$F$  – расчетное давление колеса крана без учета коэффициента динамичности;

$l_{ef}$  – условная длина, определяемая по формуле

$$l_{ef} = c \sqrt[3]{J_{1f}/t} \quad (58)$$

где  $c$  – коэффициент, принимаемый для сварных и прокатных балок 3,25, для балок на высокопрочных болтах - 4,5;

$J_{1f}$  – сумма собственных моментов инерции пояса балки и кранового рельса или общий момент инерции рельса и пояса в случае приварки рельса швами, обеспечивающими совместную работу рельса и пояса;

$M_t$  – местный крутящий момент, определяемый по формуле

$$M_t = F e + 0,75 Q_t h_r \quad (59)$$

где  $e$  – условный эксцентриситет, принимаемый равным 15 мм;

$Q_t$  – поперечная расчетная горизонтальная нагрузка, вызываемая

перекосами мостового крана и не параллельностью крановых путей, принимаемая согласно требованиям норм по нагрузкам и воздействиям;

$h$  – высота кранового рельса;

$I_f = I_t + \frac{b_f t_f^3}{3}$  сумма собственных моментов инерции кручения рельса и пояса,

где  $t_f$  и  $b_f$  – соответственно толщина и ширина верхнего (сжатого) пояса балки.

Все напряжения в п. 6.7 следует принимать со знаком «плюс».

6.8 Расчет на устойчивость сплошностенчатых элементов, подверженных центральному сжатию силой  $N$ , следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_s \gamma_c \quad (60)$$

Значения  $\varphi$  следует выполнять по формуле при  $0 < \bar{\lambda} \leq 2,5$

$$\varphi = 1 \left( 0,073 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (61)$$

при  $2,5 < \bar{\lambda} \leq 4,5$

$$\varphi = 1,47 - 13,0 \frac{R_y}{E} - \left( 0,371 - 27,3 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda} + \left( 0,0275 - 5,53 \frac{R_y}{E} \right) \bar{\lambda}^2 \quad (62)$$

при  $\bar{\lambda} > 4,5$

$$\varphi = \left( \frac{332}{\bar{\lambda}^2 (51 - \bar{\lambda})} \right) \quad (63)$$

Численные значения  $\varphi$  принимаются в соответствии с приложением А, таблица А.6.

При расчете элементов двутаврового сечения с продольно-гофрированной стенкой (см. рисунок 14а) следует принимать  $A$  равной сумме площадей брутто двух поясов и гофрированной стенки, вычисленной с учетом развернутой длины гофров.

При расчете элементов двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой (см. рисунок 14б) следует принимать  $A$  равной сумме площадей брутто двух поясов. Радиусы инерции сечения симметричного двутавра с поперечно-гофрированной стенкой следует определять по условиям  $i_x = 0,5h$ ;  $i_y = 0,29v_f$  (где  $h$  – расстояние между центрами тяжести поясов двутавра,  $v_f$  – ширина пояса).

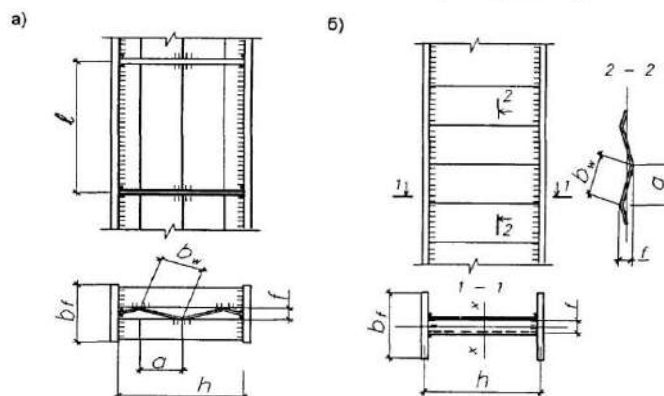


Рисунок 14 – Двутавры с гофрированными стенками

а – с продольными гофрами; б – с поперечными гофрами

Для несимметричных двутавров проверяется устойчивость каждого пояса в его плоскости.

6.9 Расчет на устойчивость балок двутаврового сечения с плоской стенкой, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям п.п. 6.10 и 6.11.

$$\frac{M}{\varphi_b W_c} \leq R_s \gamma_c \quad (64)$$

где  $W_c$  - следует определять для сжатого пояса;

$\varphi_b$  - коэффициент, определяемый в соответствии с приложением Б.

При определении значения  $\varphi_b$  за расчетную длину балки  $l_{ef}$  следует принимать расстояние между точками закреплений сжатого пояса от поперечных смещений (узлами продольных и поперечных связей, точками крепления жесткого настила); при отсутствии связей, расстояние между точками  $l_{ef} = l$  (где  $l$  – пролет балки) за расчетную длину консоли следует принимать:  $l_{ef} = l$  при отсутствии закрепления сжатого пояса в горизонтальной плоскости (здесь  $l$  – длина консоли); расстояние между точками закреплений сжатого пояса на конце консоли в горизонтальной плоскости при закреплении пояса на конце и по длине консоли.

Для балок с поперечно-гофрированными стенками, изгибаемых в плоскости стенки и удовлетворяющих требованиям п.п. 6.10 и 6.11 расчет на устойчивость сжатых поясов следует выполнять по формуле

$$\sigma = \frac{N_f}{\varphi_f A_f} \leq R_s \gamma_c \quad (65)$$

где  $\varphi_f$  – коэффициент, определяемый в соответствии с приложением Б, в зависимости от  $\lambda = l_{ef}/i_f$ .

Здесь  $l_{ef}$  – определяется по указаниям настоящего пункта, а  $i_f$  радиус инерции сечения сжатого пояса в горизонтальной плоскости – по формуле  $i_f = 0,29w_f$ .

6.10 Расчет на прочность элементов с плоской стенкой (кроме балок с гибкой стенкой, с перфорированной стенкой и подкрановых балок), изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\frac{M}{W_{n,min}} \leq R_y \gamma_c \quad (66)$$

Расчет на прочность поясов элементов с поперечно-гофрированной стенкой, изгибаемых в одной из главных плоскостей, следует выполнять по формуле

$$\sigma_f = \frac{M}{A_f h_l} \leq R_y \gamma_c \quad (67)$$

где  $h_l = h_w + t_f$  – расстояние между центрами тяжести поясов.

Значения касательных напряжений  $\tau$  в сечениях изгибаемых элементов должны удовлетворять условиям:



- для элементов с плоской стенкой

$$\tau = \frac{QS}{J_t} \leq R_s \gamma_c \quad (68)$$

- для элементов с поперечно-гофрированной стенкой

$$\tau = \frac{Q}{h_w t_w} \leq R_s \gamma_c \gamma_{wc} \quad (69)$$

где  $\gamma_{wc}$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез, равный 0,9.

При наличии ослабления стенки отверстиями для болтов значения  $\tau$  в формулах (68) и (69) следует умножать на коэффициент  $\alpha$ , определяемый по формуле

$$\alpha = a/(a-d) \quad (70)$$

где  $a$  – шаг отверстий;  $d$  – диаметр отверстия.

6.11 Для стенок балок, рассчитываемых по формулам (66) и (67) должны выполняться условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_s \gamma_c$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c \quad (71)$$

где  $\sigma_x = \frac{M}{J_n} y$  – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки (за исключением поперечно-гофрированных стенок), параллельные оси балки;

$\sigma_y$  – то же, перпендикулярные оси балки, в том числе  $\sigma_{loc}$ , определяемое по формуле (3);

$\tau_{xy}$  – касательное напряжение, вычисляемое по формулам (68) и (69) с учетом формулы (70).

Напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , принимаемые по формуле (71) со своими знаками, а также  $\tau_{xy}$  следует определять в одной и той же точке балки.

При расчете балок из двутавров с поперечно-гофрированной стенкой следует принимать  $\sigma_x = 0$ .

6.12 Для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов с сечениями, отличными от двутаврового и коробчатого (за исключением таврового сечения), установленные в п. 6.5 значения отношений  $h_{ef}/t$  следует умножать на коэффициент 0,75.

6.13 Для центрально-, внецентренно- сжатых и сжато-изгибаемых элементов таврового сечения с условной гибкостью  $\bar{\lambda}$  от 0,8 до 4 отношение расчетной высоты стенки тавра к толщине при  $1 \leq b_f/h_{ef} \leq 2$  не должно превышать значений, определяемых по формуле

$$\frac{h_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \left( 1 + 0,25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}} \right) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (72)$$

где  $b_f$  – ширина полки тавра;  $h_{ef}$  – расчетная высота стенки.

При значениях  $\bar{\lambda} < 0,8$  или  $\bar{\lambda} > 4$  в формуле (72) следует принимать соответственно  $\bar{\lambda} = 0,8$  или  $\bar{\lambda} = 4$ .

При назначении сечения элемента по предельной гибкости, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения  $h_{ef}/t$  следует умножать на коэффициент  $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$  (где  $\varphi_m = \varphi$  или  $\varphi_m = \varphi_e$ ,  $\sigma = N/A$ ), но не более чем на 1,25.

6.14 В центрально-сжатых элементах двутаврового сечения для стенок, имеющих расчетную высоту  $h_{ef}$  и укрепленных парным продольным ребром, расположенным посередине, значение  $h_{ef}/t$ , установленное в п. 6.1, следует умножать на коэффициент  $\beta$ , определяемый при  $J_{sl}/(h_{ef}t^3) \leq 6$  по формуле

$$\beta = 1 + 0,4 \frac{J_{st}}{h_{ef}t^3} \left( 1 - 0,1 \frac{J_{st}}{h_{ef}t^3} \right) \quad (73)$$

где  $J_{sl}$  – момент инерции сечения продольного ребра.

При укреплении стенки внецентренно-сжатого или сжато-изгибаемого элемента продольным ребром жесткости с моментом инерции  $J_{sl} \geq 6h_{ef}t^3$ , расположенным посередине стенки, наиболее нагруженную часть стенки между поясом и осью ребра следует рассматривать как самостоятельную пластинку и проверять согласно требованиям п.п. 6.1 и 6.5.

При расположении ребра с одной стороны стенки его момент инерции должен вычисляться относительно оси, совмещенной с ближайшей гранью стенки.

Продольные ребра жесткости следует включать в расчетные сечения элементов.

В случае выполнения продольного ребра в виде гофра стенки при вычислении  $h_{ef}$  следует учитывать развернутую ширину гофра.

Минимальные размеры выступающей части продольных ребер жесткости следует принимать согласно требованиям п. 4.10 настоящих строительных правил.

6.15 В случаях, когда фактическое значение  $h_{ef}/t$  превышает значение, определяемое по п. 6.1 (для центрально-сжатых элементов не более чем в два раза), в расчетных формулах за значение  $A$  следует принимать значение  $A_{red}$ , вычисленное с высотой стенки  $h_{red}$  (в коробчатом сечении определяются  $h_{red}$  и  $h_{red1}$  для пластинок, образующих сечение и расположенных соответственно параллельно и перпендикулярно плоскости изгиба):

для двутаврового и швеллерного сечений

$$A_{red} = A - (h_{ef} - h_{red}) t ;$$

для коробчатого сечения:

$$\text{при центральном сжатии } A_{red} = A - 2 (h_{ef} - h_{red}) t - 2 (h_{ef1} - h_{red1}) t_1 ;$$

$$\text{при внецентренном сжатии и сжатии с изгибом } A_{red} = A - 2 (h_{ef} - h_{red}) t ;$$

Значения  $h_{red}$  следует определять: для центрально-сжатых элементов швеллерного сечения по формуле

$$h_{red} = t \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E / R_y} \quad (74)$$

где  $\bar{\lambda}_{uw}$  – условная гибкость стенки швеллерного сечения, принимаемая по таблице 11;

для центрально-сжатых элементов двутаврового и коробчатого сечений по формуле

$$h_{red} = t \left[ \bar{\lambda}_{uw} - \left( \frac{\bar{\lambda}_w}{\bar{\lambda}_{uw}} - 1 \right) (\bar{\lambda}_{uw} - k) \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} \quad (75)$$

где  $\bar{\lambda}_{uw}$  – условная гибкость стенки соответствующего сечения, принимаемая по

таблице 11 при  $m = 0$ ;  $\bar{\lambda} = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  условная гибкость стенки, при вычислении  $h_{red1}$

принимаемой равной  $\bar{\lambda}_{w1} = \frac{h_{ef1}}{t_1} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ,

$k$  – коэффициент, принимаемый равным для двутаврового сечения

$k = 1,2 + 0,15 \bar{\lambda}$  (при  $\bar{\lambda} > 3,5$  следует принимать  $\bar{\lambda} = 3,5$ ) и для коробчатого сечения

$k = 2,9 + 0,2 \bar{\lambda} - 0,7 \bar{\lambda}_w$  (при  $\bar{\lambda} > 2,3$  следует принимать  $\bar{\lambda}_w = 2,3$ ); здесь  $\bar{\lambda}$  – условная гибкость элемента, принятая по таблице 11;

для внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по формуле (74),

где значение  $\bar{\lambda}_{uw}$  следует вычислять по таблице 11, а значение  $k$  при  $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_1$ .

Указанные изменения расчетной высоты стенки следует принимать только для определения площади сечения  $A$  при расчетах по формулам (60), (76), (81) и (82) настоящих строительных правил.

6.16 Расчет на устойчивость внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов постоянного сечения (с учетом требований п.п. 6.17 и 6.18) в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии, следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_s A} \leq R_y \gamma_c \quad (76)$$

В формуле (76) коэффициент  $\varphi_s$  следует определять:

а) для сплошностенчатых стержней по приложению А и таблица А.8 в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  и приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef}$ , определяемого по формуле

$$m_{ef} = \eta m \quad (77)$$

где  $\eta$  - коэффициент влияния формы сечения, определяемый в соответствии с приложением В, таблица В.7;

$m = \frac{eA}{W_c}$  - относительный эксцентриситет (здесь  $e$  – эксцентриситет;  $W_c$  – момент сопротивления сечения для наиболее сжатого волокна);

б) для сквозных стержней с решетками или планками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба и для стержней из двутавров с поперечно-гофрированными стенками по приложению А таблица А.9 в зависимости от условной приведенной гибкости  $\bar{\lambda}_{ef}$  ( $\lambda_{ef}$  по таблице 13) и относительного эксцентриситета  $m$ , определяемого по формуле

$$m = e \frac{Aa}{J} \quad (78)$$

где  $a$  – расстояние от главной оси сечения, перпендикулярной плоскости изгиба, до оси наиболее сжатой ветви, но не менее расстояния до оси стенки ветви.

При вычислении эксцентриситета  $e = M/N$  значения  $M$  и  $N$  следует принимать согласно требованиям п. 6.19.

Расчет на устойчивость не требуется для сплошностенчатых стержней при  $m_{ef} > 20$  и для сквозных стержней при  $m > 20$ , в этих случаях расчет следует выполнять как для изгибаемых элементов.

6.17 Внецентренно-сжатые элементы, выполненные из стали с пределом текучести свыше 530 МПа (5400 кгс/см<sup>2</sup>) и имеющие резко несимметричные сечения (типы сечений 10 и 11 по таблице Б.7 приложения А), кроме расчета по формуле (76), должны быть проверены на прочность по формуле

$$\left| \frac{N}{A_n} - \frac{M}{\delta W_{nt}} \right| \leq \frac{R_u \gamma_c}{\gamma_u} \quad (79)$$

где значение  $W_{nt}$  следует вычислять для растянутого волокна, а коэффициент  $\delta$  определять по формуле

$$\delta = 1 - \frac{N \lambda^2}{(\pi^2 EA)} \quad (80)$$

6.18 В сквозных внецентренно-сжатых стержнях с решетками, расположенными в плоскостях, параллельных плоскости изгиба, кроме расчета на устойчивость стержня в целом по формуле (76) должны быть проверены отдельные ветви как центрально-сжатые стержни по формуле (80).

Продольную силу в каждой ветви следует определять с учетом дополнительного усилия от момента. Значение этого усилия при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси  $y - y$  (см. таблицу 13) должно быть определено

по формулам:  $N_{ad} = M/b$  - для сечений типов 1 и 3;  $N_{ad} = M/2b$  - для сечения типа 2; для сечения типа 3 при изгибе в плоскости, перпендикулярной оси x-x, усилие от момента  $N_{ad} = 1.16M/b$  (здесь  $b$  – расстояние между осями ветвей).

Т а б л и ц а 13

Тип сечения	Схема сечения	Приведенные гибкости $\lambda_{ef}$ составных стержней сквозного сечения		
		с планками при		С решетками
		$J_s / (J_b b) < 5$	$J_s / (J_b b) \geq 5$	
1		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82\lambda_1^2(1+n)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + a_1 \frac{A}{A_{d1}}}$
2		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82[\lambda_1^2(1+n_1) + \lambda_2^2(1+n_2)]}$	$\lambda_e = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2 + \lambda_2^2}$	$\frac{\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + A(\frac{\alpha_1}{A_{d1}} + \frac{\alpha_2}{A_{d2}})}}$
		$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 0.82\lambda_3^2(1+3n_3)}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + 1.3\lambda_3^2}$	$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda^2 + a_1 \frac{2A}{3A_d}}$

Отдельные ветви внецентренно-сжатых сквозных стержней с планками следует проверять на устойчивость как внецентренно-сжатые элементы с учетом усилий от момента и местного изгиба ветвей от фактической или условной поперечной силы (как в поясах безраскосной фермы).

Расчет соединительных планок или решеток сквозных внецентренно-сжатых стержней следует выполнять согласно требованиям п. 6.4 на поперечную силу, равную большому из двух значений: фактическую поперечную силу  $Q$  или условную поперечную силу  $O_{fic}$  вычисляемую согласно требованиям п. 4.10 по формуле (22).

В случае, когда фактическая поперечная сила больше условной, соединять планками ветви сквозных внецентренно-сжатых элементов, как правило, не следует.

Расчет поперечно-гофрированных стенок внецентренно-сжатых стержней двутаврового сечения следует выполнять на поперечную силу, равную большому из двух значений: фактическую поперечную силу  $Q$  или условную поперечную

силу  $Q_{fic}$  вычисляемую согласно требованиям п. 4.10 по формуле (22).

6.19 Расчетные значения продольной силы  $N$  и изгибающего момента  $M$  в элементе следует принимать для одного и того же сочетания нагрузок из расчета системы по недеформированной схеме в предположении упругих деформаций стали.

При этом значения  $M$  следует принимать равными:

для колонн постоянного сечения рамных систем – наибольшему моменту в пределах длины колонн;

для ступенчатых колонн – наибольшему моменту на длине участка постоянного сечения;

для колонн с одним защемленным, а другим свободным концом – моменту в заделке, но не менее момента в сечении, отстоящем на треть длины колонны от заделки;

для сжатых верхних поясов ферм и структурных плит, воспринимающих внеузловую нагрузку, – наибольшему моменту в пределах средней трети длины панели пояса, определяемому из расчета пояса как упругой неразрезной балки;

для сжатых стержней с шарнирно- опертыми концами и сечениями, имеющими одну ось симметрии, совпадающую с плоскостью изгиба, – моменту, определяемому по формулам таблицы 14.

Т а б л и ц а 14

Относительный эксцентриситет, соответствующий $M_{max}$	Расчетные значения $M$ при условной гибкости	
	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geq 4$
$m \leq 3$	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4} (M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leq 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17} \times (M_{max} - M_1)$
Обозначения, принятые в таблице 14: $M_{max}$ – наибольший изгибающий момент в пределах длины стержня; $M_1$ - наибольший изгибающий момент в пределах средней трет длины стержня, но не менее $0.5 M_{max}$ ; $m$ – относительный эксцентриситет, определяемый по формуле $T = M_{max} A / (N W_c)$ . Примечание – Во всех случаях следует принимать $M \geq 0,5 M_{max}$ .		

6.20 Внецентренно-сжатые элементы, изгибаемые в плоскости наименьшей жесткости ( $J_y < J_x$  и  $e_y \neq 0$ ), при  $\lambda_x > \lambda_y$  следует рассчитывать по формуле (76), а также проверять на устойчивость из плоскости действия момента как центрально-сжатые стержни по формуле

$$\frac{N}{\varphi_x A} \leq R_y \gamma_c \quad (81)$$

где  $\varphi_x$  – коэффициент, принимаемый согласно требованиям п.6.8

При  $\lambda_x \leq \lambda_y$  проверки устойчивости из плоскости действия момента не требуется.

6.21 Расчет на устойчивость сплошностенчатых стержней, подверженных сжатию и изгибу в двух главных плоскостях, при совпадении плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ) с плоскостью симметрии следует выполнять по формуле

$$\frac{N}{\varphi_{exy} A} \leq R_y \gamma_c \quad (82)$$

где  $\varphi_{exy} = \varphi_{ey} (0,6 \sqrt[3]{c} + 0,4 \sqrt[4]{c})$

здесь  $\varphi_{ey}$  следует определять согласно требованиям 6.16 с заменой в формулах  $m$  и  $\lambda$  соответственно на  $m_y$  и  $\lambda_y$ , а  $c$  – согласно требованиям 6.6.

При вычислении приведенного относительного эксцентриситета  $m_{ef,y} = \eta m_y$  для стержней двутаврового сечения с неодинаковыми полками коэффициент  $\eta$  следует определять как для сечения типа 8 по приложению А таблица А.7.

Если  $m_{ef,y} < m_x$ , то кроме расчета по формуле (82) следует произвести дополнительную проверку по формулам (76) и (52), принимая  $c_y = 0$ .

Значения относительных эксцентриситетов следует определять по формулам:

$$m_x = e_x \frac{A}{W_{cx}} \quad m_y = e_y \frac{A}{W_{cy}} \quad (83)$$

где  $W_{cx}$  и  $W_{cy}$  – моменты сопротивления сечений для наиболее сжатого волокна относительно осей соответственно  $x-x$  и  $y-y$ .

Если  $\lambda_x > \lambda_y$ , то кроме расчета по формуле (82) следует произвести дополнительную проверку по формуле (76), принимая  $e_y = 0$ .

В случае несовпадения плоскости наибольшей жесткости ( $J_x > J_y$ ) с плоскостью симметрии расчетное значение  $m_x$  следует увеличить на 25 %.

6.22 Стенки сплошных колонн, в том числе и продольно-гофрированные, при  $h_{ef}/t \geq 2,3 \sqrt{E/R_y}$  следует укреплять поперечными ребрами жесткости расположенными на расстоянии  $(2,5-3,0)h_{ef}$  одно от другого; на каждом отправочном элементе должно быть не менее двух ребер.

Минимальные размеры выступающей части поперечных ребер жесткости следует принимать согласно требованиям п. 4.10 настоящих норм.

## 7 Поясные листы (полки) центрально-, внецентренно-сжатых, сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов

7.1 Расчетную ширину свеса поясных листов (полок)  $b_{ef}$  следует принимать равной расстоянию:

в сварных элементах – от грани стенки (при односторонних швах от грани стенки со стороны шва) до края поясного листа (полки); в прокатных профилях - от начала внутреннего закругления до края полки; в гнутых профилях (рисунок 2) - от края выкружки стенки до края поясного листа (полки).

Для двутавров с поперечно-гофрированной стенкой расчетную ширину свеса поясных листов (полок)  $b_{ef}$  следует принимать равной  $b_{ef} = 0,5 (b + 0,7f)$ , где  $b$  - ширина пояса,  $f$  - высота волны гофров.

В центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах с условной гибкостью от 0,8 до 4 отношение расчетной ширины свеса поясного листа (полки)  $b_{ef}$  к толщине  $t$  следует принимать не более значений, определяемых по формулам таблицы 15.

При значениях  $\bar{\lambda} < 0,8$  или  $\bar{\lambda} > 4$  в формулах таблицы 15 следует принимать соответственно  $\bar{\lambda} = 0,8$  или  $\bar{\lambda} = 4$ .

Т а б л и ц а 15

Характеристика полки (поясного листа) и сечения элемента	Наибольшие отношения $b_{ef}/t$
Неокаймленная двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,36 + 0,10\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром двутавра и тавра	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,54 + 0,15\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная равнополочных уголков и гнутых профилей (за исключением швеллера)	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,40 + 0,07\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром равнополочных уголков и гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,50 + 0,18\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Неокаймленная большая неравнополочного уголка и полка швеллера	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,43 + 0,08\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
Окаймленная ребром и усиленная планками гнутых профилей	$\frac{b_{ef}}{t} = (0,85 + 0,19\bar{\lambda}) \sqrt{\frac{E}{R_y}}$



7.2 В изгибаемых элементах отношение ширины свеса сжатого пояса  $b_{ef}$  к толщине  $t$  следует принимать не более значений, определяемых по таблице 16.

Т а б л и ц а 16

Расчет изгибаемых элементов	Характеристика свеса	Наибольшие значения отношения $b_{ef}/t$ <sup>1)</sup>
В пределах упругих деформаций	Неокаймленный	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
	Окаймленный ребром	$\frac{b_{ef}}{t} = 0,75 \sqrt{\frac{E}{R_y}}$
С учетом развития пластических деформаций <sup>2)</sup>	Неокаймленный	$b_{ef}/t = 0,11 h_{ef}/t_w$ но не более $0,5 \sqrt{E/R_y}$
	Окаймленный ребром	$b_{ef}/t = 0,16 b_{ef}/t_w$ но не более $0,75 \sqrt{E/R_y}$
<p><sup>1)</sup>Для двутавров с поперечно-гофрированной стенкой <math>b_{ef}</math>, следует принимать в соответствии с указаниями п. 8.1</p> <p><sup>2)</sup>При <math>h_{ef}/t_w \leq 2,7 \sqrt{E/R_y}</math> наибольшее значение отношения <math>b_{ef}/t</math> следует принимать: - для неокаймленного свеса <math>b_{ef}/t = 0,3 \sqrt{E/R_y}</math>; для окаймленного ребром свеса <math>b_{ef}/t = 0,450,3 \sqrt{E/R_y}</math>. Обозначения, принятые в таблице 16: <math>h_{ef}</math> - расчетная высота балки <math>t_w</math> - толщина стенки балки.</p>		

7.3 Высота окаймляющего ребра полки  $a_{ef}$  измеряемая от ее оси, должна быть не менее  $0,3b_{ef}$  в элементах, не усиленных планками (см. рисунок 13) и  $0,2b_{ef}$  - в элементах, усиленных планками, при этом толщина ребра должна быть не менее  $2a_{ef}\sqrt{E/R_y}$ .

7.4 В центрально-сжатых элементах коробчатого сечения наибольшее отношение расчетной ширины пояса к толщине  $b_{ef}/t$  следует принимать по таблице 11 как для стенок коробчатого сечения.

Во внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементах коробчатого сечения наибольшее отношение  $b_{ef}/t$  следует принимать:

при  $m \leq 0,3$  - как для центрально-сжатых элементов;

при  $m \geq 1,0$  и  $\bar{\lambda} \leq 2 + 0,04 m$

$$b_{ef}/t = \sqrt{E/R_v};$$

при  $m \geq 1,0$  и  $\bar{\lambda} > 2 + 0,04m$

$$b_{ef}/t = (0,4 + 0,3\bar{\lambda})(1 - 0,01m) \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

При значениях относительного эксцентриситета  $0,3 < m < 1$  наибольшие отношения  $b_{ef}/t$  следует определять линейной интерполяцией между значениями  $b_{ef}/t$  вычисленными при  $m = 0,3$  и  $m = 1$ .

7.5 При назначении сечений центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов по предельной гибкости, а изгибаемых элементов - по предельным прогибам, а также при соответствующем обосновании расчетом наибольшие значения отношения расчетной ширины свеса к толщине  $b_{ef}/t$  следует умножать на коэффициент  $\sqrt{R_y \varphi_m / \sigma}$  но не более чем на 1,25.

Здесь следует принимать:

для центрально-, внецентренно-сжатых и сжато- изгибаемых элементов:  $\varphi_m$  - меньшее из значений  $\varphi$ ,  $\varphi_e$ ,  $\varphi_{exy}$ , с  $\varphi$ , использованное при проверке устойчивости элемента  $\sigma = N/A$ ;

для изгибаемых элементов:  $\varphi_m = 1$ ;  $\sigma$  - большее из двух значений  $\sigma = M/W_{\varphi_b}$  или  $\sigma = (M_x/J_x) y \pm (M_y/J_y) x$ .

## Приложение А

### Термины и их определения

**1 облегченные конструкции:** Конструкции, ведущие к снижению их массы, стоимости, изготовления и монтажа при сохранении несущей способности объекта. Положительный эффект достигается за счет применения новых материалов, тонкостенных конструкций и конструктивных решений. Несущая способность зданий облегченного типа определяется с учетом грунтовых условий участка застройки и сейсмических воздействий.

**2 здания из быстровозводимых конструкций:** Здания, строительство которых ведется с использованием прокатных, гнутолистовых конструкций из тонколистовой стали толщиной не менее 1,3 мм с применением облегченных панелей, соединенных болтами, заклепками или на сварке, обеспечивающих возможность быстрой сборки элементов зданий.

**3 ограждающие конструкции:** Наружные и внутренние стены, покрытия, перекрытия над верхними этажами, подвалами, техническими подпольями; отдельные панели, заполнения проемов (окна, витражи, витрины, фонари, двери и ворота) и сэндвич-панели (конструкция из двух листов оцинкованного и окрашенного металла со слоем негорючего и (или) трудногорючего утеплителя между ними).

**4 легкие стальные тонкостенные конструкции (ЛСТК):** Строительные конструкции из тонколистовой стали толщиной не менее 1,3 мм, применяемые для строительства быстровозводимых зданий жилого, общественного и производственного назначения и др., согласно требований СНиП КР 31-07:2011 «Быстровозводимые здания из легких конструкций. Нормы проектирования».

## Приложение Б

### Коэффициенты для расчета на устойчивость центрально-, внецентренно-сжатых и сжато-изгибаемых элементов. Определение коэффициентов расчетной длины колонн. Одноступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины  $\mu_1$  для нижнего участка одноступенчатой колонны следует принимать в зависимости от отношения

$n = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$  и величины  $\alpha = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 \beta}}$  ( где  $J_1, J_2, l_1, l_2$  – моменты инерции сечений и длины соответственно нижнего и верхнего участков колонны рисунок Б.1 и  $\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2}$  :

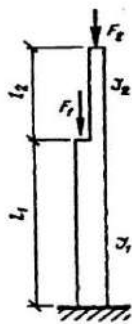


Рисунок Б.1 - Схема одноступенчатой колонны

при верхнем конце, свободном от всяких закреплений, по таблице Б.1;

при верхнем конце, закрепленном от поворота, и при возможности его свободного смещения по таблице Б.2;

при неподвижном верхнем конце, шарнирно-опертом или закрепленном от поворота, значения коэффициента  $\mu_1$  для нижнего участка колонны следует определять по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (\beta - 1)}{\beta}} \quad (\text{Б.1})$$

где  $\mu_{12}$  - коэффициент расчетной длины нижнего участка при  $F_1 = 0$ ;

$\mu_{11}$  – коэффициент расчетной длины нижнего участка при  $F_2 = 0$ .


Значения коэффициентов  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  следует принимать:

при шарнирно-опертом верхнем конце – по таблице Б.3;

при неподвижном верхнем конце, закрепленном от поворота, – по таблице Б.4.

коэффициенты расчетной длины  $\mu_2$  для верхнего участка колонны во всех случаях следует определять по формуле  $\mu_2 = \mu_1 / \alpha \leq 3$

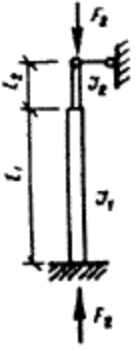
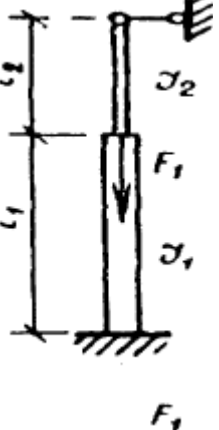
Т а б л и ц а Б.1 - Коэффициенты расчетной длины  $\mu_1$  для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом

Расчетная схема	$\alpha_1$	Коэффициенты $\mu_1$ при $n$																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
	0,2	2,0	2,01	2,02	2,03	2,04	2,05	2,06	2,06	2,07	2,08	2,09	2,10	2,12	2,14	2,15	2,17	2,21	2,40	2,76	3,38
	0,4	2,0	2,04	2,08	2,11	2,13	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32	2,35	2,42	2,48	2,54	2,60	2,66	2,80	-	-	-
	0,6	2,0	2,11	2,20	2,28	2,36	2,44	2,52	2,59	2,66	2,73	2,80	2,93	3,05	3,17	3,28	3,39	-	-	-	-
	0,8	2,0	2,25	2,42	2,56	2,70	2,83	2,96	3,07	3,17	3,27	3,36	3,55	3,74	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2,0	2,50	2,73	2,94	3,13	3,29	3,44	3,59	3,74	3,87	4,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	3,0	3,43	3,77	4,07	4,35	4,61	4,86	5,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	4,0	4,44	4,90	5,29	5,67	6,03	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	5,0	5,55	6,08	6,56	7,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	6,0	6,65	7,25	7,82	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

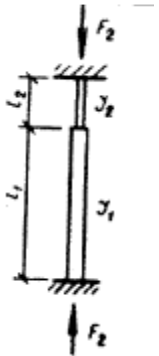
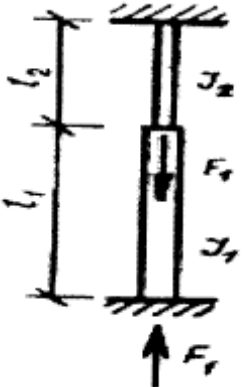
Т а б л и ц а Б.2 - Коэффициенты расчетной длины  $\mu_2$  для одноступенчатых колонн с верхним свободным концом, закрепленным только от поворота

Расчетная схема	$\alpha_1$	Коэффициенты $\mu_1$																			
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	-
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	-	-	-
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	-	-	-	-	-
	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79	-	-	-	-	-	-	-
	1,0	2,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,0	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Т а б л и ц а Б.3 – Коэффициенты расчетной длины  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  для одноступенчатых колонн с неподвижным шарнирно-опертым верхним концом

Расчетная схема	$\frac{l_2}{l_1}$	Коэффициенты $\mu_{12}$ и $\mu_{11}$ при $l_2/l_1$														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Коэффициенты $\mu_{12}$																
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,3	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76
1,0	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,1	
Коэффициенты $\mu_{11}$																
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
1,0	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24	

Т а б л и ц а Б.4 - Коэффициенты расчетной длины  $\mu_{12}$  и  $\mu_{11}$  для одноступенчатых колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	$\frac{l_2}{l_1}$	Коэффициенты $\mu_{12}$ и $\mu_{11}$ при $l_2/l_1$														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Коэффициенты $\mu_{12}$																
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,1	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,2	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,4	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,5	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
1,0	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	
Коэффициенты $\mu_{11}$																
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,3	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
1,0	,55	,58	,60	,61	,62	,63	,65	,67	,70	,73	,80	,88	,93	,01	,05	

### Двухступенчатые колонны

Коэффициенты расчетной длины  $\mu_1$  для нижнего участка двухступенчатой колонны рисунок Б.2 при условиях закрепления верхнего конца, приведенных в таблице Б.5 по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \mu_{m1}^2 + (\beta_2 \mu_{m2}^2 + \mu_{m3}^2)(1 + \delta_2)^2 J_1 / J_{1m}}{1 + \beta_1 + \beta_2}} \quad (\text{Б.2})$$

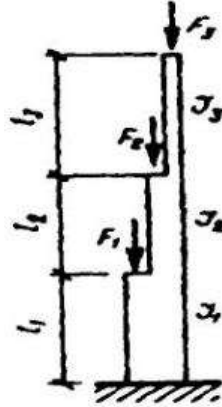


Рисунок Б.2 - Схема двухступенчатой колонны

где  $\mu_{m1}$ ,  $\mu_{m2}$ ,  $\mu_{m3}$  - коэффициенты, определяемые по таблице Б.5 как для одноступенчатых колонн по схемам рисунок Б.3.;

$$\beta = \frac{F_1}{F_3}; \beta = \frac{F_2}{F_3}; \delta = l_2 / l_1$$

$F_1$ ,  $F_2$ ,  $F_3$  - продольные силы, приложенные соответственно в местах образования ступеней и к верху колонны;

$J_{1m}$  - среднее значение момента инерции для участков  $l_1$  и  $l_2$  определяемое по формуле

$$J_{1m} = \frac{J_1 l_1 + J_2 l_2}{l_1 + l_2} \quad (\text{Б.3})$$

$J_{2m}$  - среднее значение момента инерции для участков  $l_2$  и  $l_3$  определяемое по формуле

$$J_{2m} = \frac{J_2 l_2 + J_3 l_3}{l_2 + l_3} \quad (\text{Б.4})$$

$J_1, J_2, J_3$  - моменты инерции сечений и длины

$l_1, l_2, l_3$  - соответственно нижнего, среднего и верхнего участков колонны.

Значения коэффициентов расчетной длины  $\mu_2$  для среднего участка длиной  $l_2$  следует определять по формуле

$$\mu_2 = \mu_1 / \alpha_2 \quad (\text{Б.5})$$

а коэффициентов расчетной длины  $\mu_3$  для верхнего участка длиной  $l_3$  по формуле

$$\mu_3 = \mu_1 / \alpha_3 \leq 3 \quad (\text{Б.6})$$



$$\text{где } \alpha_2 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1(F_2 + F_2)}{J_2(F_1 + F_2 + F_3)}}; \alpha_3 = \frac{l_3}{l_1} \sqrt{\frac{J_1 F_3}{J_3(F_1 + F_2 + F_3)}}$$

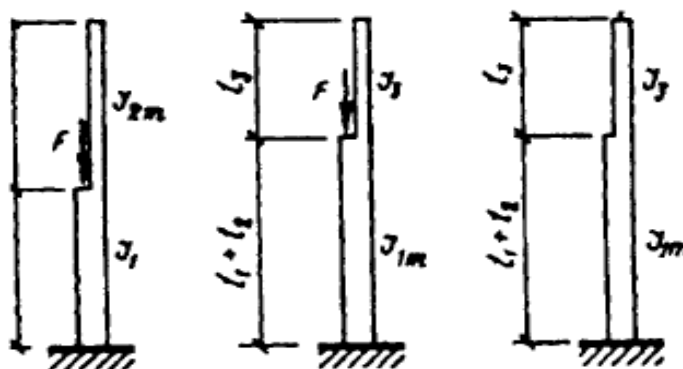
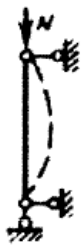
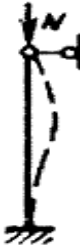
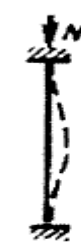

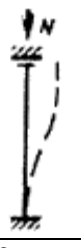
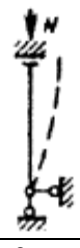




Рисунок Б.3 - Схемы одноступенчатых колонн (к таблице Б.5),  
а – сила F приложена к нижнему участку колонны; б – то же, к среднему участку,  
в – то же, к верхнему участку

Т а б л и ц а Б.5 - Коэффициенты расчетной длины  $\mu_{m1}$ ,  $\mu_{m2}$ ,  $\mu_{m3}$

Условия закрепления верхнего конца колонны	Значения коэффициентов		
	$\mu_{m1}$	$\mu_{m2}$	$\mu_{m3}$
	При нагрузках		
	По рис. Б.3 а	По рис. Б.3 б,	По рис. Б.3 в,
Свободный	$\mu_{m1}=2,0$	$\mu_{m2}=2,0$	$\mu_{m3}=\mu_1$ ( $\mu_1$ – по табл. Б.1 при $\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1+l_2} \sqrt{\frac{J_1 m}{J_3}}$ )
Закрепленный только от поворота	$\mu_{m1}=\mu_1$ ( $\mu_1$ – по табл. Б.1 при $\alpha_1 = 0$ )	$\mu_{m2}=\mu_1$ ( $\mu_1$ – по табл. Б.2 при $\alpha_1 = 0$ )	$\mu_{m3}=\mu_1$ ( $\mu_1$ – по табл. Б.2 при $\alpha_1 = \frac{l_3}{l_1+l_2} \sqrt{\frac{J_1 m}{J_3}}$ )
Неподвижный шарнирно- опертый	$\mu_{m1}=\mu_{11}$ ( $\mu_{11}$ – по табл. Б.2)	$\mu_{m2}=\mu_{11}$ ( $\mu_{11}$ – по табл. Б.3)	$\mu_{m3}=\mu_{12}$ ( $\mu_{12}$ – по табл. Б.3)
Неподвижный закрепленный от поворота	$\mu_{m1}=\mu_{11}$ ( $\mu_{11}$ – по табл. Б.4)	$\mu_{m2}=\mu_{11}$ ( $\mu_{11}$ – по табл. Б.4)	$\mu_{m3}=\mu_{12}$ ( $\mu_{12}$ – по табл. Б.4)

Т а б л и ц а Б.5а – Коэффициенты  $\mu$  для определения расчетных длин колонн и стоек постоянного сечения



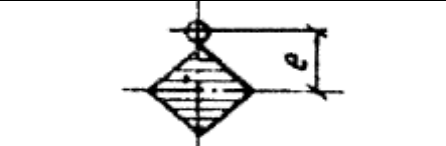
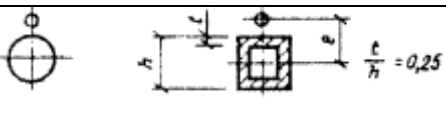
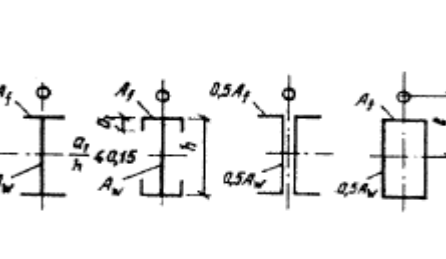

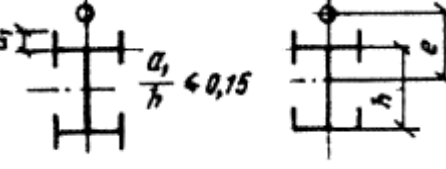
Схема закрепления и вид нагрузки				
$\mu$	1,0	0,7	0,5	2,01
Схема закрепления и вид нагрузки				
$\mu$	1,0	2,0	0,725	1,12

Т а б л и ц а Б.6 – Коэффициенты  $\varphi$  продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Гибкость $\lambda$	Коэффициенты $\varphi$ для элементов из стали с расчетным сопротивлением R МПа (кг/см <sup>2</sup> )											
	200 (2050)	40 (2450)	280 (2850)	20 (3250)	60 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)	640 (6550)
10	988	987	985	984	983	982	981	980	979	978	977	977
20	967	962	959	955	952	949	946	943	941	938	936	934
30	939	931	924	917	911	905	900	895	891	887	883	879
40	906	894	883	873	863	854	846	839	832	825	820	814
50	869	852	836	822	809	796	785	775	764	746	729	712
60	827	805	785	766	749	721	696	672	650	628	608	588
70	782	754	724	687	654	623	595	568	542	518	494	470
80	734	686	641	602	566	532	501	471	442	414	386	359
90	665	612	565	522	483	447	413	380	349	326	305	287
100	599	542	493	448	408	369	335	309	286	267	250	235
110	537	478	427	381	338	306	280	258	239	223	209	197
120	479	419	366	321	287	260	237	219	203	190	178	167
130	425	364	313	276	247	223	204	189	175	163	153	145
140	376	315	272	240	215	195	178	164	153	143	134	126
150	328	276	239	211	189	171	157	145	134	126	118	111
160	290	244	212	187	167	152	139	129	120	112	105	99
170	259	218	189	167	150	136	125	115	107	100	94	89
180	233	196	170	150	135	123	112	104	97	91	85	81
190	210	177	154	136	122	111	102	94	88	82	77	73
200	191	161	140	124	111	101	93	86	80	75	71	67
210	174	147	128	113	102	93	85	79	74	69	65	62
220	160	135	118	104	94	86	77	73	68	64	60	57

Примечание – Значение коэффициентов  $\varphi$  в таблице увеличены в 1000 раз.

Т а б л и ц а Б.7 - Коэффициенты  $\eta$  продольного изгиба центрально-сжатых элементов

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения $\eta$ при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
1		-	1,0	1,0	1,0	
2		-	0,85	0,85	0,85	
3		-	$0,75 + 0,02\bar{\lambda}$	$0,75 + 0,02\bar{\lambda}$	0,85	
4		-	$(1,35 - 0,05m) - 0,01(5-m)\bar{\lambda}$	1,1	1,1	
5		0,25	$(1,45 - 0,05m) - 0,01(5-m)\bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	$(1,75 - 0,1m) - 0,02(5-m)\bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		1,0	$(1,90 - 0,1m) - 0,02(6-m)\bar{\lambda}$	$1,4 - 0,02\bar{\lambda}$	1,3	
6		-	$\eta_5 [1 - 0,3(5-m)\frac{a_1}{h}]$	$\eta_5$	$\eta_5$	
7		-	$\eta_5 (1 - 0,8\frac{a_1}{h})$	$\eta_5 (1 - 0,8\frac{a_1}{h})$	$\eta_5 (1 - 0,8\frac{a_1}{h})$	

## Продолжение таблицы Б.7

Тип сечения	Схема сечения	$\frac{A_f}{A_w}$	Значения $\eta$ при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
8		0,25	$(0,75-0,05m) + 0,01 (5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	0,25
		0,5	$(0,5+0,1m) + 0,02 (5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	0,5
		$\geq 1,0$	$(0,25+0,15m) + 0,03 (5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	$\geq 1,0$
9		0,5	$(1,25+0,05m) + 0,01 (5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	0,5
		$\geq 1,0$	$(1,5+0,1m) + 0,02 (5-m) \bar{\lambda}$	1,0	1,0	$\geq 1,0$
10		0,5	1,4	1,4	1,4	1,4
		1,0	$1,6-0,01m (5-m) \bar{\lambda}$	1,6	$1,35+0,05m$	1,6
		2,0	$1,8-0,02m (5-m) \bar{\lambda}$	1,8	$1,3+0,1m$	1,8
11		0,5	$1,45+ 0,04m$	1,65	$1,45+ 0,04m$	1,65
		1,0	$1,8+ 0,12m$	2,4	$1,8+ 0,12m$	2,4
		1,5	$2,0+0,25m+0,1 \bar{\lambda}$	-	-	-
		2,0	$3,0+0,25m+0,1 \bar{\lambda}$	-	-	-
<p>Примечания</p> <p>1 Для типов сечений 5-7 при подсчете значений <math>A_f / A_w</math> площадь вертикальных элементов полков не следует учитывать.</p> <p>2 Для типов сечений 6-7 при подсчете значений <math>\eta_5</math> следует значениям <math>\eta</math> для типа 5 при тех же значениях <math>A_f / A_w</math>.</p>						

Т а б л и ц а Б.8 – Коэффициенты  $\varphi_e$  для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сплошностенчатых стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная гибкость	Коэффициенты $\varphi_e$ при приведенном относительном эксцентриситете												
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y} / E$													
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286	260
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048	047
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043	042
0,5	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090
1,0	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086
1,5	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082
2,0	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079
2,5	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076
3,0	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073

## Продолжение таблицы Б.8

Условная гибкость	Коэффициенты $\varphi_e$ при приведенном относительном эксцентриситете												
	0,1	0.25	0.5	0.75	1.0	1,25	1,5	1,75	2.0	2.5	3.0	3,5	4,0
$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E}$													
3.5	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069
4,0	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066
4,5	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064
5,0	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062
5.5	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060
6.0	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057
6,5	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054
7.0	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052
8.0	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047
9.0	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043
10,0	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039
11.0	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035
12,0	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032
13,0	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030
14,0	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029

**П р и м е ч а н и я**

1 Значения коэффициентов  $\varphi_e$  в таблице увеличены в 1000 раз.

2 Значения  $\varphi_e$  принимать не выше значений  $\varphi$ .

Т а б л и ц а Б.9 - Коэффициенты  $\varphi_e$ , для проверки устойчивости внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) сквозных стержней в плоскости действия момента, совпадающей с плоскостью симметрии

Условная приведенная гибкость	Коэффициенты $\varphi_e$ при относительном эксцентриситете $m$												
	0.1	0,25	0.5	0,75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$													
0.5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200
1.0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197
1.5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183
2.5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175
3.0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165
3.5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155
4.0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145
4.5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136
5.0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138	127
5.5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118
6.0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109
6.5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102
7.0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095
8.0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082
9.0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062
11.0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054
12.0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050	049
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046	045
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042	041





## Продолжение таблицы Б.9

Условная приведенная гибкость	Коэффициенты $\varphi_e$ при относительном эксцентриситете $m$													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10	12	14	17	20
$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E}$														
0.5	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1.0	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1.5	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2.0	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2.5	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

**Примечания**  
1 Значения коэффициентов  $\varphi_e$  в таблице увеличены в 1000 раз.  
2 Значения  $\varphi_e$  принимать не выше значений  $\varphi$ .



Т а б л и ц а Б.10 – Приведенные относительные эксцентриситеты  $m_{ef}$  для стержней с шарнирно-опертыми концами

$\delta = \frac{M_2}{M_1}$	$\bar{\lambda}$	Приведенные относительные эксцентриситеты $m_{ef}$ при $m_{ef1}$ ,										
		0,1	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	10,0	20,0
$\delta = -1,0$ 	1	0,10	0,30	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,17	0,39	0,68	1,03	1,80	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,10	0,22	0,36	0,55	1,17	1,95	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,10	0,10	0,18	0,30	0,57	1,03	1,78	3,35	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,23	0,48	0,95	2,18	4,40	13,40
	6	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,15	0,18	0,40	1,25	3,00	11,40
	7	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,50	1,70	9,50
$\delta = -0,5$ 	1	0,10	0,31	0,68	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,22	0,46	0,73	1,05	1,88	2,75	3,72	5,65	8,60	18,50
	3	0,10	0,17	0,38	0,58	0,80	1,33	2,00	2,77	4,60	7,40	17,20
	4	0,10	0,14	0,32	0,49	0,66	1,05	1,52	2,22	3,50	5,90	15,40
	5	0,10	0,10	0,26	0,41	0,57	0,95	1,38	1,80	2,95	4,70	13,40
	6	0,10	0,16	0,28	0,40	0,52	0,95	1,25	1,60	2,50	4,00	11,50
	7	0,10	0,22	0,32	0,42	0,55	0,95	1,10	1,35	2,20	3,50	10,80
$\delta = 0$ 	1	0,10	0,32	0,70	1,12	1,60	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,28	0,60	0,90	1,28	1,96	2,75	3,72	5,65	8,40	18,50
	3	0,10	0,27	0,55	0,84	1,15	1,75	2,43	3,17	4,80	7,40	17,20
	4	0,10	0,26	0,52	0,78	1,10	1,60	2,20	2,83	4,00	6,30	15,40
	5	0,10	0,25	0,52	0,78	1,10	1,55	2,10	2,78	3,85	5,90	14,50
	6	0,10	0,28	0,52	0,78	1,10	1,55	2,00	2,70	3,80	5,60	13,80
	7	0,10	0,32	0,52	0,78	1,10	1,55	1,90	2,60	3,75	5,50	13,00
$\delta = 0,5$ 	1	0,10	0,40	0,80	1,23	1,68	2,62	3,55	4,55	6,50	9,40	19,40
	2	0,10	0,40	0,78	1,20	1,60	2,30	3,15	4,10	5,85	8,60	18,50
	3	0,10	0,40	0,77	1,17	1,55	2,30	3,10	3,90	5,55	8,13	18,00
	4	0,10	0,40	0,75	1,13	1,55	2,30	3,05	3,80	5,30	7,60	17,50
	5	0,10	0,40	0,75	1,10	1,55	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	17,00
	6	0,10	0,40	0,75	1,10	1,50	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,50
	7	0,10	0,40	0,75	1,10	1,40	2,30	3,00	3,80	5,30	7,60	16,00
Здесь $m_{ef1} = \eta = \frac{M_1}{N} \times \frac{F}{W_c}$												

### Коэффициенты $c_{\max}$ для двутавровых и тавровых сечений

Для двутавровых сечений с одной осью симметрии рисунок Б.4 коэффициент  $c_{\max}$  следует вычислять по формуле

$$c_{\max} = \frac{2}{[1 + \delta B + \sqrt{(1 - \delta B)^2 + \frac{16}{\mu} (\alpha_x - \frac{e_x}{h})^2}]} \quad (\text{Б.7})$$

где  $\alpha_x = (h_1 J_1 - h_2 J_2) / (J_y h)$ ;

$e_x = \frac{M_x}{N}$  - эксцентриситет приложения сжимающей силы относительно оси  $x$ , принимаемый со своим знаком (на рисунке Б.4  $e_x$  показан со знаком «плюс»);

$h$  - расстояние между осями поясов;

$$\mu = \frac{8J_1 J_2}{J_y^2} + 0,156 \frac{J_t}{A h^2} \lambda_y^2;$$

$$B = 1 + \frac{2\beta e_x}{p h};$$

$$\delta = 4p / \mu$$

$J_1$  и  $J_2$  - момент инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси  $y$ ;

$$p = (J_x + J_y) / (A h^2) + \alpha_x^2;$$

$J_t$  и  $\beta$  - величины, определяемые по формулам, приведенным в обозначениях для таблиц В.3 и В.4.

Для тавровых сечений значение коэффициента  $c_{\max}$  следует определять как для двутавровых сечений, принимая  $J_2 = 0$ , а также  $b_2 = 0$  и  $t_2 = 0$  рисунок Б.4 при вычислении  $J_t$

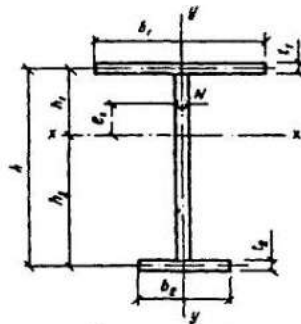


Рисунок Б.4 - Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при внецентренном сжатии

## Приложение В

### Коэффициенты $\varphi_b$ для расчета балок на устойчивость

Для балок двутаврового сечения с двумя осями симметрии для определения коэффициентов  $\varphi_b$  необходимо вычислить коэффициент  $\varphi_1$  по формуле

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \left( \frac{h}{l_{ef}} \right)^2 \frac{E}{R_y} \quad (B.1)$$

где значения  $\psi$  следует принимать по таблицам В.1 и В.2 в зависимости от характера нагрузки и параметра  $\alpha$ , который должен вычисляться по формулам:

а) для прокатных двутавров

$$\alpha = 1,54 \frac{J_t}{J_y} (l_{ef}/h)^2 \quad (B.2)$$

где  $l_{ef}$  - расчетная длина балки и консоли, определяемая согласно требованиям п.6.9;

$h$ - полная высота сечения;

$J_t$  - момент инерции при кручении;

б) для сварных двутавров, составленных из трех листов, а также для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах

$$\alpha = 8 \left( \frac{l_{ef} t_1}{h b_f} \right)^2 \left( 1 + \frac{\alpha t^3}{b_f t_1^3} \right) \quad (B.3)$$

где обозначено:

для сварных двутавров:

$t$  - толщина стенки;

$b_f$  и  $t_1$  - ширина и толщина пояса балки;

$h$  - расстояние между осями поясов;

$a$  - размер, равный  $0,5 h$  ;

для двутавровых балок с поясными соединениями на высокопрочных болтах:

$t$  - сумма толщин стенки и вертикальных поясных уголков;

$b_f$  - ширина листов пояса;

$t$  - сумма толщин листов пояса и горизонтальной полки поясного уголка;

$h$  - расстояние между осями пакета поясных листов;

$a$  - ширина вертикальной полки поясного уголка за вычетом толщины горизонтальной полки. Значение коэффициента  $\varphi_b$  в формуле (64) настоящих строительных правил необходимо принимать: при  $\varphi_1 \leq 0,85$   $\varphi_b = \varphi_1$ ; при  $\varphi_1 > 0,85$   $\varphi_b = 0,68 + 0,21 \varphi_1$ , но не более 1,0.

Т а б л и ц а В.1 – Коэффициенты  $\psi$  для двутавровых балок с двумя осями симметрии

Количество закреплений	Вид нагрузки в пролете	Нагруженный пояс	Формулы для $\psi$ при значениях $\alpha$	
			$0,1 \leq \alpha \leq 40$	$40 < \alpha \leq 400$
Без закреплений	Сосредоточенная	Верхний	$\psi=1,75+0,09\alpha$	$\psi=3,3+0,053 \alpha-4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
		Нижний	$\psi=5,05+0,09\alpha$	$\psi=6,6+0,053 \alpha-4,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
	Равномерно распределенная	Верхний	$\psi=1,6+0,08\alpha$	$\psi=3,15+0,04 \alpha -2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
		Нижний	$\psi=3,8+0,08\alpha$	$\psi=5,35+0,04 \alpha -2,7 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Два и более, делящих пролет на равные части	Любая	Любой	$\psi=2,25+0,07\alpha$	$\psi=3,6+0,04 \alpha-3,5 \cdot 10^{-5} \alpha^2$
Одно в середине	Сосредоточенная в середине	Любой	$\psi = 1,75 \psi_1$	$\psi = 1,75 \psi_1$
	Сосредоточенная в четверти	Верхний	$\psi = 1,14 \psi_1$	$\psi = 1,14 \psi_1$
		Нижний	$\psi = 1,6 \psi_1$	$\psi = 1,6 \psi_1$
Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,14 \psi_1$	$\psi = 1,14 \psi_1$	
		Нижний	$\psi = 1,3 \psi_1$	$\psi = 1,3 \psi_1$
П р и м е ч а н и е – Значение $\psi_1$ следует принимать равным $\psi$ при двух и более закреплениих сжатого				

Т а б л и ц а В.2 – Коэффициенты  $\psi$  для жестко заделанных консолей двутаврового сечения с двумя осями симметрии

Вид нагрузки	Нагруженный пояс	Формулы для $\psi$ при отсутствии закреплений сжатого пояса и при значениях $\alpha$	
		$4 \leq \alpha \leq 28$	$28 < \alpha \leq 100$
Сосредоточенная на конце консоли	Верхний	$\psi = 1,0 + 0,16 \alpha$	$\psi = 4,0 + 0,05 \alpha$
	Нижний	$\psi = 6,2 + 0,08 \alpha$	$\psi = 7,0 + 0,05 \alpha$
Равномерно распределенная	Верхний	$\psi = 1,42$	
П р и м е ч а н и е - При наличии закреплений сжатого пояса в горизонтальной плоскости на конце или по длине консоли коэффициенты $\psi$ следует определять как для консоли без закреплений, кроме случая сосредоточенной нагрузки, приложенной к верхнему поясу на конце консоли, при котором $\psi = 1,75 \psi_1$ (значение $\psi_1$ следует принимать согласно примечания таблицы В.1)			

2. Для балок двутаврового сечения с одной осью симметрии (рисунок В.1) для определения коэффициентов  $\varphi_b$  необходимо вычислить коэффициент  $\varphi_1$  и  $\varphi_2$  по формулам:

$$\varphi_1 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_1}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \quad (\text{В.4})$$

$$\varphi_2 = \psi \frac{J_y}{J_x} \frac{2hh_2}{l_{ef}^2} \frac{E}{R_y} \quad (\text{В.5})$$

$h_1$  - расстояние от центра тяжести сечения до оси более развитого пояса;

$h_2$  – то же, до оси менее развитого пояса;

$l_{ef}$  – расчетная длина балки и консоли, определяемая согласно требованиям п. 6.9;

$\psi$  – коэффициент, вычисляемый по формуле

$$\psi = D (B + \sqrt{B^2 + C}) \quad (\text{Г.6})$$

Коэффициенты  $D$ ,  $C$  и  $B$  в формуле следует определять по таблицам В.3 и В.4.

Для двутавровых сечений при  $0,9 < n < 1,0$  коэффициенты  $\psi$  следует определять линейной интерполяцией между значениями, полученными по формуле (Г.6) для двутавровых сечений при  $n = 0,9$  и для тавровых при  $n = 1$ .

Для таврового сечения при сосредоточенной или равномерно распределенной нагрузке и  $\alpha < 40$  коэффициенты  $\psi$  следует умножать на  $(0,8 + 0,004 \alpha)$ .

При  $n > 0,7$  и  $5 \leq l_{ef}/b_2 \leq 25$  значение коэффициента  $\varphi_2$  необходимо уменьшить умножением на  $(1,025 - 0,015 l_{ef}/b_2)$  и принимать при этом не более 0,95.

Значения  $l_{ef}/b_2 > 25$  в балках с менее развитым сжатым поясом не допускаются.

Значения коэффициентов  $\varphi_b$  в формуле (63) необходимо принимать по таблице В.5, но не более 1,0.

3 Для балок швеллерного сечения коэффициентов  $\varphi_b$  следует определять как для балок симметричного двутаврового сечения; при этом значения  $\alpha$  необходимо вычислять по формуле (В.2) а вычисленные значения  $\varphi_1$  умножать на 0,7.

Значения  $J_x$ ,  $J_y$ , и  $J_t$  – в формулах (В.1) и (В.2) следует принимать для швеллера.

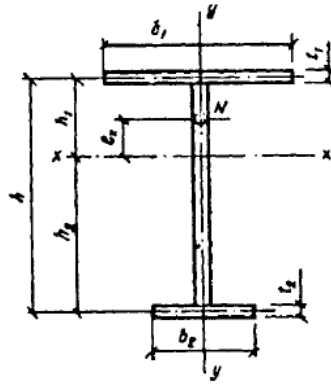


Рисунок В.1 – Схема двутаврового сечения с одной осью симметрии при изгибе

Т а б л и ц а В.3 - Коэффициенты D, C

Вид нагрузки	D	Коэффициент C при сечении	
		двутавровом $n <$	тавром $n = 1$
Сосредоточенная в середине	3,265	$0,330\mu$	$0,0826\alpha$
Равномерно распределенная	2,247	$0,481\mu$	$0,1202\alpha$
Чистый изгиб	4,315	$0,101\mu$	$0,0253\alpha$

Обозначения, принятые в таблице В.3:

$$n = \frac{J_1}{J_1 + J_2}; \quad \mu = n(1-n)(9,87 + \alpha_1),$$



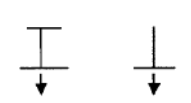
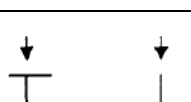
$$\text{где } \alpha = 0,385 \frac{J_t(J_1 + J_2)}{J_1 J_2} (l_{ef}/h)^2$$

здесь  $J_1$  и  $J_2$  - моменты инерции соответственно большего и меньшего поясов относительно оси симметрии сечения;

$\alpha$  - следует определять по формуле (В.2), в которой момент инерции сечения при кручении  $J_t = \frac{\delta}{3} \sum b_i t_i^3$ ,

где  $b_i t_i$  – соответственно ширина и толщина листов, образующих сечение;  $\delta = 1,25$  для двутаврового сечения с одной осью симметрии;  $\delta = 1,20$  - для таврового сечения.

Т а б л и ц а В.4 – Коэффициент В

Схема сечения и место приложения нагрузки	Коэффициент $B$ при нагрузке		
	Сосредоточенной в середине	равномерно распределенной	вызывающей чистый изгиб
	$\delta$	$\mu$	$\beta$
	$1-\delta$	-1	$\beta$
	$1-\delta$	-1	-
	$-\delta$	$-\mu$	-

Обозначения, принятые в таблице В.4.

$$\delta = n + 0,743\beta, \quad \mu = n + 1,145\beta;$$

$$\beta = \left\{ 0,47 - 0,035 \left( \frac{b_1}{h} \right) \left[ 1 + \frac{b_1}{h} - 0,072 \left( \frac{b_1}{h} \right)^2 \right] \right\} (2n-1),$$

где  $b_1$  - ширина более развитого пояса балки;

$n$  - обозначение то же, что и в таблице В.3.

Т а б л и ц а В.5 – Коэффициенты  $\varphi_b$ 

Значение $\varphi_2$	Коэффициенты при сжатом поясе	
	более развитом	менее развитом
$\varphi_2 \leq 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1$	$\varphi_b = \varphi_2$
$\varphi_2 < 0,85$	$\varphi_b = \varphi_1 \left[ 0,21 + 0,68 \times \left( \frac{n}{\varphi_1} + \frac{1-n}{\varphi_2} \right) \right]$	$\varphi_b = 0,68 + 0,21\varphi_2$

Т а б л и ц а В.6 – Моменты инерции при кручении  $J_t$  прокатных двутавров по ГОСТ 8239

Номер двутавра	$J_t$ см <sup>4</sup>	Номер двутавра	$J_t$ см <sup>4</sup>
10	2,28	27	13,6
12	2,88	27a	16,7
14	3,59	30	17,4
16	4,46	30a	20,3
18	5,60	33	23,8
18a	6,54	36	31,4
20	6,92	40	40,6
20a	7,94	45	54,7
22	8,60	50	75,4
22a	9,77	55	100
24	11,1	60	135
24a	12,8	-	-