Государственный российский научно-исследовательский
и проектно-конструкторский институт подъемно-транс
портного машиностроения (ВНИИПТМАШ)

П О С О Б И Е

по расчету элементов стальных конструкций

грузоподъемных кранов

(к СТО 24.09 - 5821 -01 - 93)

Утверждено
приказом ВНИИПТМАШ № 11
от 25.06.93
приказом Ассоциации "Подъемтранстехника" № 36
от 15.06.93

1993

gost.e-ecolog.ru



СОДЕРЕАНИЕ

I. Общие указания 3

2. Требования к материалам 3

3. Расчетные характеристики материалов и сварных соединений 5

4. Учет условий работы 5

5. Расчет стержней на осевые силы 6

6. Расчет сжато-изогнутых стержней 9

7. Проверка устойчивости пластинок 10

8. Проверка общей устойчивости балок 25

9. Некоторые особенности выполнения сварных соединений и их расчета 35

I0. Особенности выполнения и расчета болтовых соединений 42

II. Расчет элементов стальных конструкций на сопротивление усталости 52

I2. Расчет полок езцовых профилей на действие местных нагрузок 63

I3. Особенности расчета балок с перфорированной стенкой 63

I4. Расчет подтележечных направляющих (рельсов) 83

I5. Особенности конструирования и расчета угловых сопряжений прямолинейных балок 84

I6. Устойчивость полок и стенок прокатных и составных сварных сжатых, сжато-изогнутых и изгибаемых элементов постоянного поперечного сечения..... 99

I7. Расчет шарнирных соединений 104

Литература 110

В В Е Д Е Н И Е

Пособие по расчету элементов стальных конструкций грузоподъемных кранов является дополнением к СТО 24.09-5821-01-93 "Краны грузоподъемные промышленного назначения. Нормы и методы расчета элементов стальных конструкций".

В "Пособии" излагаются основные положения, использованные при разработке включенных в состав СТО нормативов и методик.

Приведены также указания, направленные на уточнение расчетов некоторых элементов, относительно редко используемых в кранах, при анализе поломок конструкций и в т.п. случаях.

Некоторые особенности выполнения конструкций, гарантирующие их несущую способность, приведены в разделах 9, 10 и 15.

После апробации в расчетной практике ряд материалов пособия предлагается включить в состав СТО.

Приведены также примеры расчета некоторых элементов и дан перечень литературы.

Пособие составлено сотрудниками лаборатории грузоподъемного оборудования ВНИИПТМАШ Абрамовичем И.И., Березиной Е.П., Рябовой Н.Н.

I. ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

I.I. Настоящее "Пособие" содержит рекомендации по расчету отдельных элементов конструкции, дополняющие включенные в состав СТО нормативные указания.

I.2. Порядок изложения материалов в "Пособии" соответствует принятому в СТО, за исключением дополнительных разделов, излагающих расчеты элементов, не рассматриваемых в СТО.

2. ТРЕБОВАНИЯ К МАТЕРИАЛАМ

2.I. Применение материалов, не предусмотренных действующими нормативами на грузоподъемные краны (см. например, / 72 /) допускается при условии согласования с головной научно-исследовательской организацией по грузоподъемным кранам.

2.2. Сопоставительные характеристики зарубежных и отечественных материалов - см. / 22 /.

2.3. Основные требования к конструкциям и материалам кранов исполнения ХЛ - см. / 9, 33, 34, 62, 65 /.

3. РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

Приведенные в СТО расчетные характеристики материалов и сварных соединений базируются на действующих строительных нормах / 65, 66 / .

4. УЧЕТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ

4.I. Для назначения коэффициентов условий работы учитывают возможные отклонения принятой расчетной схемы от особенностей реальной конструкции (несовершенство расчета).

4.2. Значения коэффициента γ_c'' условий работы элементов конструкции кранов отдельных типов допускается принимать по данным, приложения 2 - СТО - "Временные указания по расчету стальных конструкций мостовых и козловых кранов".

5. РАСЧЕТ СТЕРЖНЕЙ НА ОСЕВЫЕ СИЛЫ

5.1. Расчет стержней на прочность производят только для упругой стадии работы.

5.2. Значения коэффициента продольного изгиба φ, помимо графиков, приведенных на рис. 5.1 РД, определяют также по формулам (5.1 - 5.3) для любых значений R_y:

При $0 < \bar{\lambda} \leqslant 2{,}5$

$$\varphi = 1 - \left(0{,}073 - 5{,}53\frac{R_y}{E}\right)\cdot\bar{\lambda}\cdot\sqrt{\bar{\lambda}} \qquad (5.1)$$

При $2{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 4{,}5$

$$\varphi = 1{,}47 - 13{,}0\cdot\frac{R_y}{E} - \left(0{,}371 - 27{,}3\frac{R_y}{E}\right)\cdot\bar{\lambda} + \left(0{,}0275 - 5{,}53\frac{R_y}{E}\right)\bar{\lambda}^2; \qquad (5.2)$$

При $\bar{\lambda} > 4{,}5$

$$\varphi = \frac{332}{\bar{\lambda}^2(51-\bar{\lambda})} \qquad (5.3)$$

5.3. Значения коэффициентов приведения длины μ для одиночных сжатых стержней приведены в табл. 5.1.

5.4. Значения гибкости λ, определяемой с учетом влияния концевых закреплений и конфигурации стержня, не должны превосходить приведенных в табл. 5.2.

Таблица 5.I

Коэффициент μ для одиночных стержней

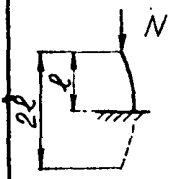
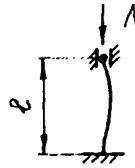
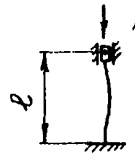
Схема стержня	Условия на концах стержня	μ
	Оба конца шарнирно закреплены, возможность бокового смещения отсутствует.	I,0
	Один конец свободен, другой - заделан.	2,0
	Один конец может смещаться в продольном направлении с возможностью поворота, второй - заделан	0,7
	Один конец заделан, второй без поворота может смещаться в продольном направлении	0,5

Таблица 5.2.

Предельные гибкости стержней

Назначение стержня	Стержень	
	Растянут	Сжат
Пояса ферм и опорные стержни (подкосы, опорные стойки и т.п.)	150	120
Расчетные элементы решетки	200	150
Нерасчетные поддерживающие элементы	250	200

Примечание: 1. Для элементов *решетки* внешних граней ферм и других, которые могут подвергаться внешним механическим воздействиям при транспортировке и монтаже, величина гибкости должна быть ограничена значением $\lambda = 180$.

2. Для стержней с различными значениями гибкости в вертикальной и горизонтальной плоскостях $/\lambda_x \neq \lambda_y/$ (предельные значения относятся к большой гибкости.

5.5.В плоских фермах (гранях пространственных ферм) следует учитывать влияние защемлений концов стержней.

Для испытывающих сжатие раскосов и стоек ферм, влияние этих защемлений оценивают введением коэффициента приведения длины $\mu = 0,8$.

У ферм, испытывающих поперечный изгиб, один из поясов растянут, что способствует увеличению эффекта защемления.

Здесь, с использованием данных работы /5/, предлагается определять величину μ в зависимости от геометрических и нагрузочных параметров конструкции.

При этом целесообразно дополнительно учитывать влияние фасонок, расположенных в плоскости фермы /10/.

При оценке устойчивости стержней против выпучивания из плоскости фермы на величину μ влияет крутильная жесткость поясов; для пространственных конструкций следует учитывать также примыкание к поясам поперечных связей /88/ .

6. РАСЧЕТ СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ СТЕРЖНЕЙ

6.I. Наиболее общим методом для расчета стержней, нагруженных продольной сжимающей силой и поперечным изгибающим моментом, является метод расчета по деформированному состоянию, изложенный в работах /30, 35, 43, 54, 88 и др./.

Примечание.

В том случае, если прогиб, вызванный действием продольной силы не превышает I0% от начального прогиба, обусловленного действием поперечных нагрузок, расчет по деформированному состоянию не производится.

6.2. Для практического применения могут быть использованы приведенные ниже рекомендации.

При расчетах сжато-изогнутых стержней определяют полный изгибающий момент, действующий в сечении X

$$M_n(X) = M_X + N \cdot f_n \qquad (6.1)$$

где

M_X - изгибающие моменты в сечении X от действия поперечной нагрузки или (и) внецентренно приложенной осевой нагрузки N ;

f_n - полный прогиб в сечении X

Должно быть обеспечено условие

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_n(X)}{W} < \gamma_c \cdot R_y \qquad (6.2)$$

где

A, W - площадь и момент сопротивления в сечении X (с учетом местных ослаблений).

Для шарнирно-опертых стержней некоторых типов выражения для изгибающих моментов $M_n(x)$ в зависимости от параметра

$$K = \ell\sqrt{\frac{N}{E \cdot J}} \qquad (6.3)$$

даны в табл. 6.I.

Значения изгибающих моментов $M_{\ell/2}$ в середине пролета стержня ($x = \frac{\ell}{2}$) могут быть также определены:

- для равномерно распределенной нагрузки q :

$$M_{\ell/2} = q \cdot \ell^2 \cdot n_q$$

- для сосредоточенной нагрузки P , приложенной в середине пролета:

$$M_{\ell/2} = \frac{P \cdot \ell \cdot n_P}{4}$$

- в случае наличия начального искривления с амплитудным значением f_0 :

$$M_{\ell/2} = N \cdot f_0 \cdot n_f$$

Значения коэффициентов увеличения изгибающих моментов в функции параметра K, n_q , n_P и n_f принимают по графикам рис. 6.I.

6.2. Для расчетов может быть использована также методика, изложенная в нормах /65, 66/ .

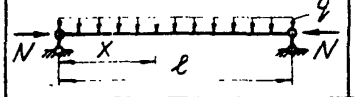
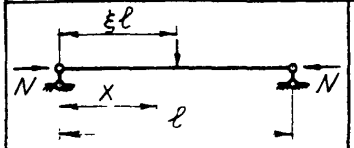
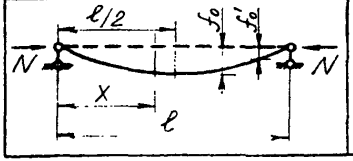
Удовлетворительные практические результаты достигаются при использовании известной двухчленной формулы Ясинского, принятой также в стандарте ФРГ DIN 1414 /75/. В этой интерпретации и приводятся рекомендации соответствующего раздела СТО.

7. ПРОВЕРКА УСТОЙЧИВОСТИ ПЛАСТИНОК

7.I. В разделе 7 СТО приводятся указания по проверке устойчивости сжатых и сжато-изогнутых пластинок безотносительно к месту их использования (пояса, стенки балок и т.п.).

Таблица 6.I

Значения изгибающих моментов в сжато-изогнутых стержнях

Схема стержня	Изгибающий момент $M_{n(x)}$ в сечении X
	$\frac{q\ell^2}{K^2}\left(\cos\frac{KX}{\ell} + \frac{1-\cos K}{\sin K}\cdot\sin\frac{KX}{\ell} - 1\right)$
	$P\frac{\ell}{K}\frac{\sin K(1-\xi)}{\sin K}\cdot\sin\frac{KX}{\ell}$ $\quad 0 < X \leqslant \xi\ell$ $P\frac{\ell}{K}\frac{\sin K\xi}{\sin K}\cdot\sin K\left(1-\frac{X}{\ell}\right)$ $\quad \xi\ell < X < \ell$
	$N\cdot f_o\frac{\pi^2}{\pi^2-K^2}\cdot\sin\pi\frac{X}{\ell}$ $\quad f_o' = f_o\cdot\sin\pi\frac{X}{\ell}$ f_o – амплитуда начального искривления

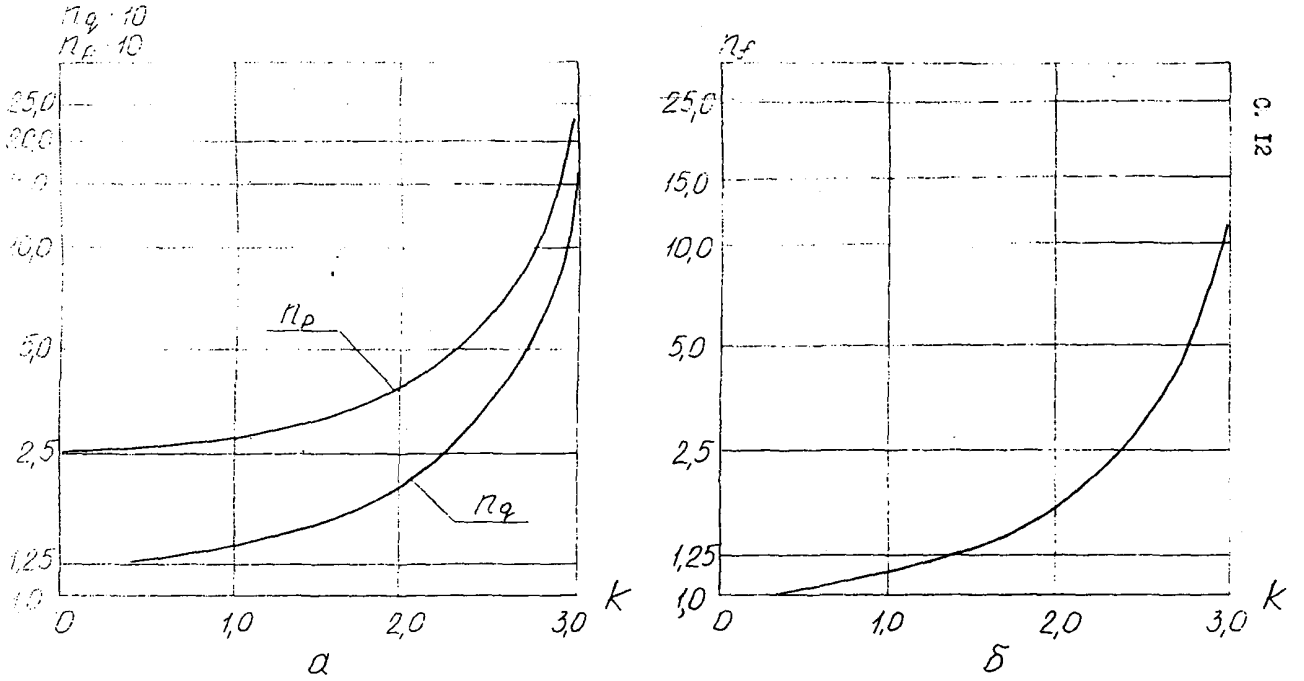


Рис. 6.1 Коэффициенты увеличения изгибающих моментов
а) при действии поперечных равномерно-распределенной (n_q) и сосредоточенной (n_p) нагрузок;
б) при наличии начального искривления f_o.

Специфические вопросы расчета пластинок, входящих в элементы конструкции, будут изложены во втором выпуске СТО. Однако, при отсутствии дополнительных указаний, расчет стенок и поясов балок допускается производить, исходя из условий шарнирного опирания пластинки по ее контуру, что в ряде случаев идет в запас.

7.2. Приведенные расчетные зависимости получены в предположении, что начальные несовершенства пластинок сравнительно невелики (начальная погибь δ_0 не превышает 30% от толщины пластинки t).

При больших значениях погиби пластинки следует рассчитывать методами теории упругости.

Анализ работы пластинок с начальными несовершенствами дан в работе /97/ . Для оценки влияния местных вмятин пластинок с относительно небольшой гибкостью ($\frac{h_{ef}}{t} < 60...80$), могут быть использованы разработанные в институте ВНИИстройдормаш рекомендации /71/ .

Нормированные значения несовершенств см., например, /43, 67, 73/ .

При выполнении практических расчетов допускается учитывать влияние погибей на несущую способность пластинок введением предусмотренного в СТО дополнительного корректирующего коэффициента $K_{пг}$.

7.3. Для определения критических напряжений сжатых и сжато-изогнутых пластинок с различными условиями опирания на контур использованы материалы работ / 7, 86, 96/.

7.4. В работе /97/ изложены данные расчетов прямоугольных пластинок при разнообразных нагрузочных условиях.

Расчеты базируются на уравнениях Кармана, описывающих деформации и напряженное состояние пластинок с большим прогибом /54/ .

Использован метод конечных разностей; принято, что профиль пластинки описывается в обоих направлениях синусоидальными зависимостями:

$$\delta_i = \delta_0 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{a} \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{b} \qquad (7.1)$$

где

δ_0 – начальное отклонение (погибь) в центре пластины ;

a, b – размеры пластинки.

При расчетах определялись деформации и напряжения в функции $P/P_{кр}$ для диапазона значений:

$$\frac{\delta_0}{t} = 0 \ldots 1{,}0$$

где

t – толщина пластинки.

При этом

$$\frac{P}{P_{кр}} = \frac{\sigma}{\sigma_{кр}} \qquad (7.2)$$

где

σ – наибольшее расчетное напряжение на краю пластинки без учета ее деформации ;

$\sigma_{кр}$ – критическое напряжение по Эйлеру :

$$\sigma_{кр} = K_\sigma \cdot \sigma^0_{кр} \qquad (7.3)$$

$$\sigma^0_{кр} = 1{,}86 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

Рассматриваются два предельных состояния, соответствующих :

- наступлению условий, препятствующих дальнейшей нормальной эксплуатации ;
- полному исчерпанию несущей способности пластинки.

Для первого случая имеет место зависимость :

$$\sigma_{es} \leq R_y \cdot \gamma_c \qquad (7.4)$$

для второго случая

$$\sigma_{em} \leq R_y \cdot \gamma_c \qquad (7.5)$$

где

σ_{es} – эквивалентное напряжение на поверхности пластинки ;

σ_{em} – эквивалентное мембранное напряжение.

На рис. 7.I приведена схема деформаций и распределения напряжений для шарнирно опертой по контуру квадратной пластинки, испытывающей на продольных кромках равномерно распределенные снимающие напряжение σ_y.

Показаны также характерные точки (I-5), для которых определены деформации и напряжения:

Ниже приведены некоторые результаты расчетов, иллюстрирующие влияние начальных несовершенств на несущую способность пластинок.

На рис. 7.2 - то же, для пластинки испытывающей на поперечных кромках действие изгибающего момента.

Для сжатой квадратной пластинки значение $K_\sigma = 4{,}0$, для испытывающей изгиб квадратной пластинки $K_\sigma = 25{,}6$; прямоугольной пластинки с отношением сторон $b:a = I{,}5$, $K_\sigma = 24{,}I$.

На рис. 7.3 - 7.4 и рис. 7.5 - 7.6. даны графики полученных расчетами показателей, относящихся к квадратным и прямоугольным пластинкам.

На графиках рис. 7.3, 7.5 и 7.6 в функции отношения действующей нагрузки P к критической нагрузке $P_{кр}$ (или соответственно, $\frac{\sigma}{\sigma_{кр}}$) для различных соотношений $\frac{\delta_0}{t}$ даны значения относительных прогибов для точки 4 - $\frac{\delta_4}{t}$.

На рис. 7.3 приведены также значения параметра $\lambda_{\sigma y} = \frac{\sigma_y}{\sigma_{ymax}}$ для квадратной пластинки, характеризующего степень увеличения сжимающих напряжений.

На рис. 7.4, 7.5 и 7.6 показаны зависимости для определения возникающих в отдельных точках пластинки безразмерных поверхностных напряжений $\bar{\sigma}_{es} = \frac{\sigma_{es}}{\sigma}$ и мембранных напряжений $\bar{\sigma}_{em} = \frac{\sigma_{em}}{\sigma}$. Эти показатели характеризуют отношение действующих напряжений к номинальным напряжениям на кромках пластинки (σ_y или σ_x).

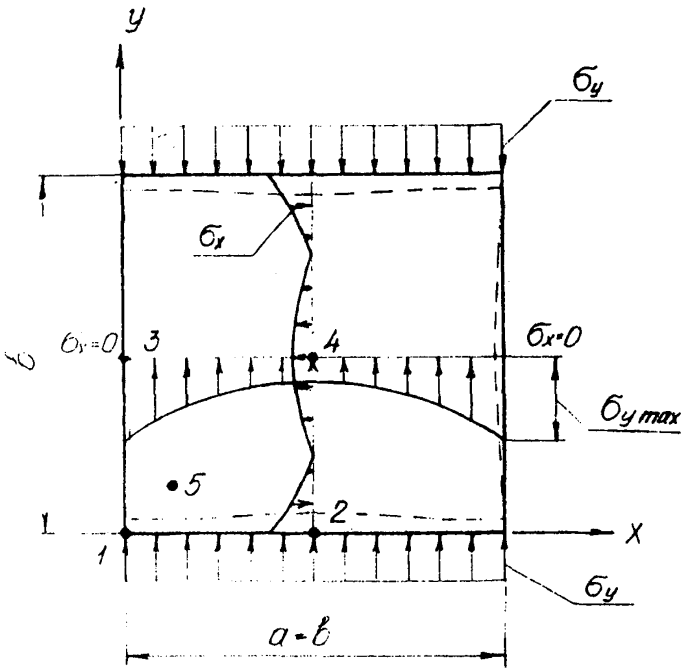


Рис. 7.1 Характер изменения напряженного состояния и деформации сжатой, шарнирно опертой квадратной пластинки. Пунктирной линией обозначено положение кромок после деформации пластинки

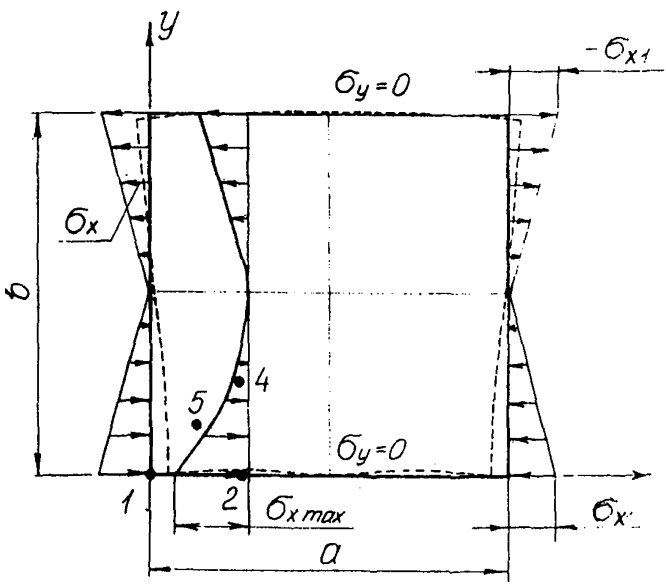


Рис. 7.2 Характер изменения напряженного состояния и деформации , шарнирно опертой пластинки, нагруженной моментом. Пунктирной линией обозначено положение кромок после деформации пластинки

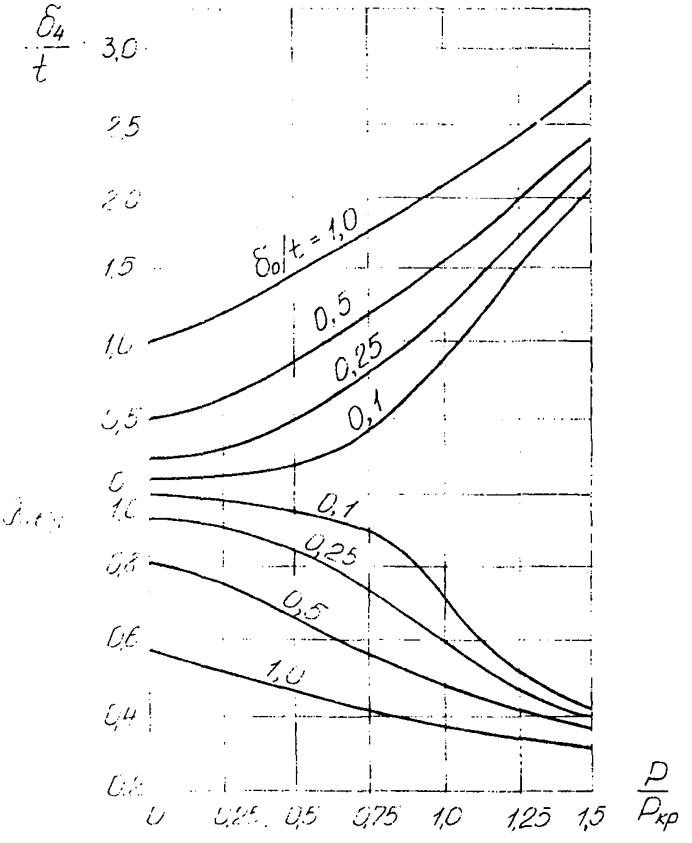


Рис. 7.3 Относительный прогиб δ_4/t и параметр $\lambda_{\sigma_y} = \sigma_y/\sigma_{y\,max}$ (сжатая квадратная пластинка)

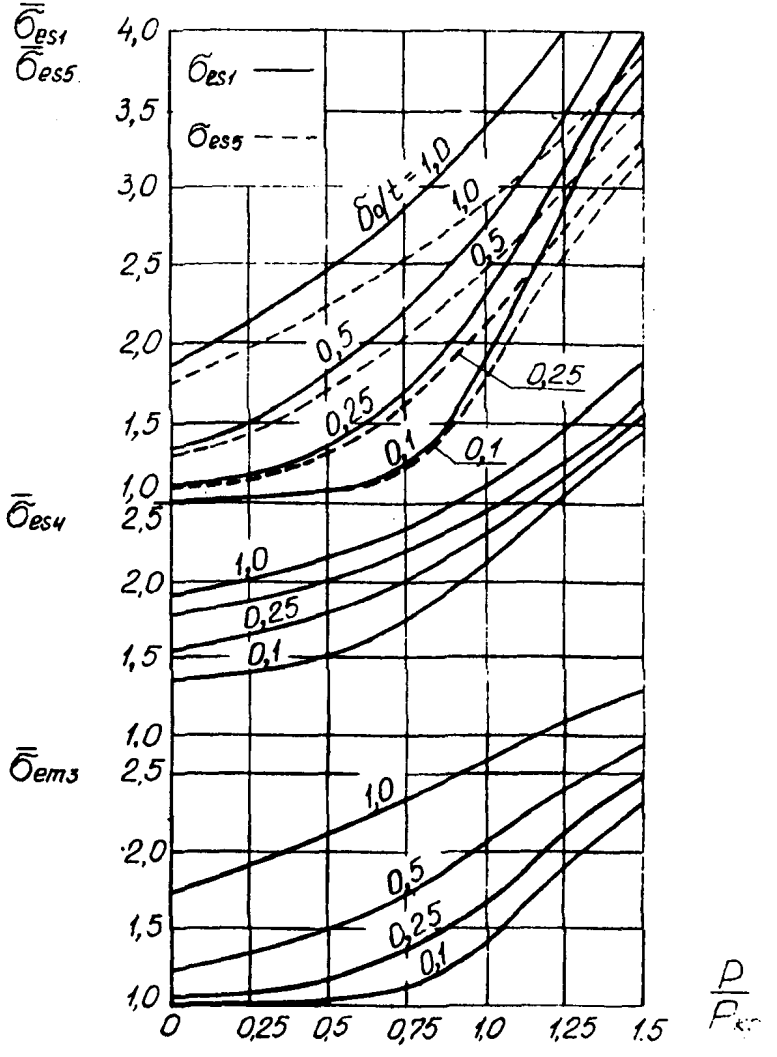


Рис. 7.4. Безразмерные параметры поверхностных напряжений $\bar{\sigma}_{es}$ для точек 1, 4, 5 и мембранных напряжений $\bar{\sigma}_{em}$ для точки 3
(сжатая квадратная пластинка)

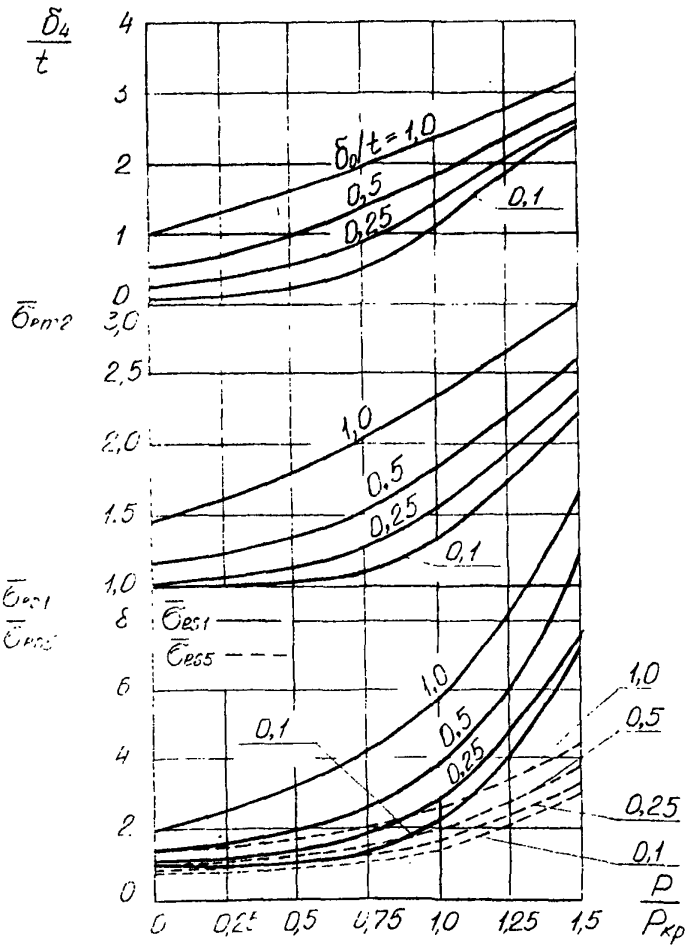


Рис. 7.5 Относительный прогиб δ_4/t, безразмерные параметры поверхностных напряжений $\bar{\sigma}_{es}$ для точек I и 5 и мембранных напряжений $\bar{\sigma}_{em}$ для точки 2 для квадратной пластинки, испытывающий изгиб

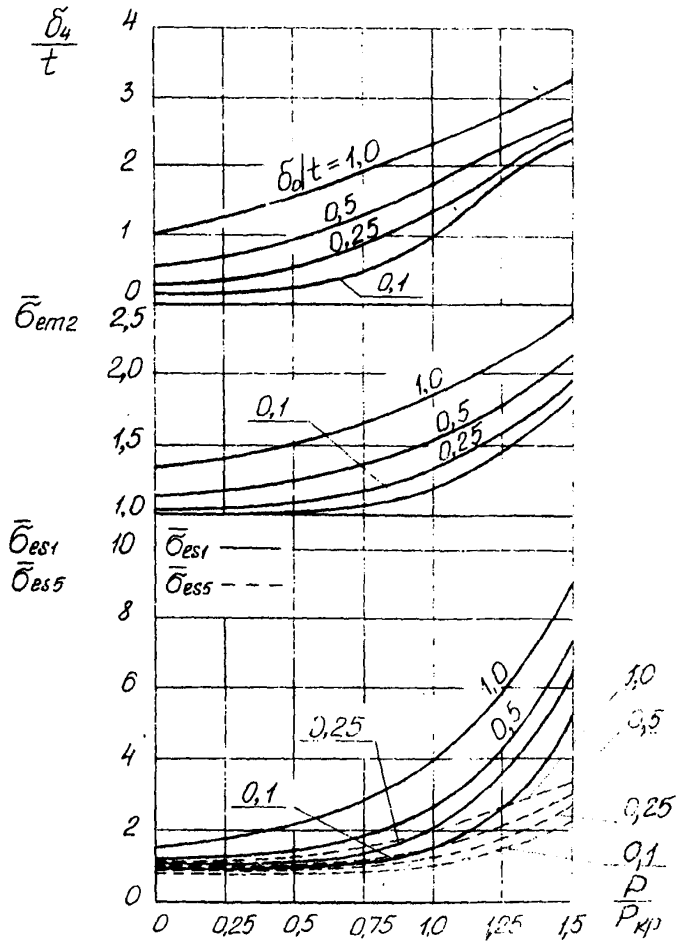


Рис. 7.6 Относительный прогиб δ_4/t, безразмерные параметры поверхностных напряжений $\bar{\sigma}_{es}$ для точек 1 и 5 и мембранных напряжений $\bar{\sigma}_{em}$ для точки 2 для прямоугольной пластинки с соотношением сторон $a:b$ = 1:1,5 (изгиб)

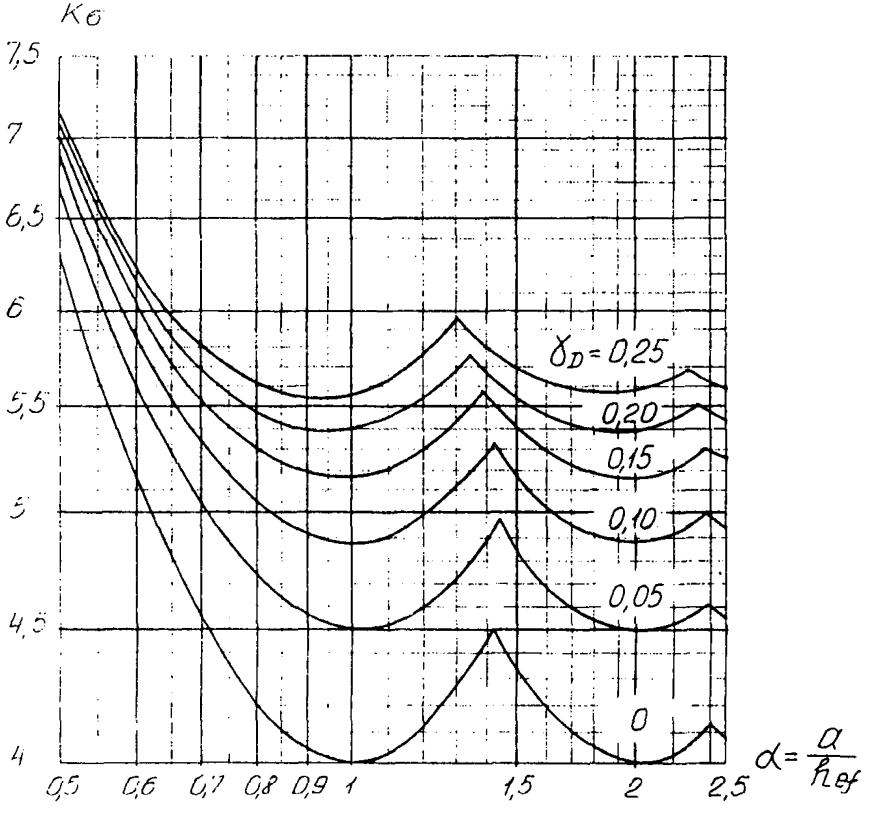


Рис. 7.7 Значения K_6 для сжатой пластинки с упругим защемлением (у.з.) кромок 1,2 и шарнирным опиранием (ш) кромок 3,4 при α = 0,5...2,5 для различных значений параметра γ_D

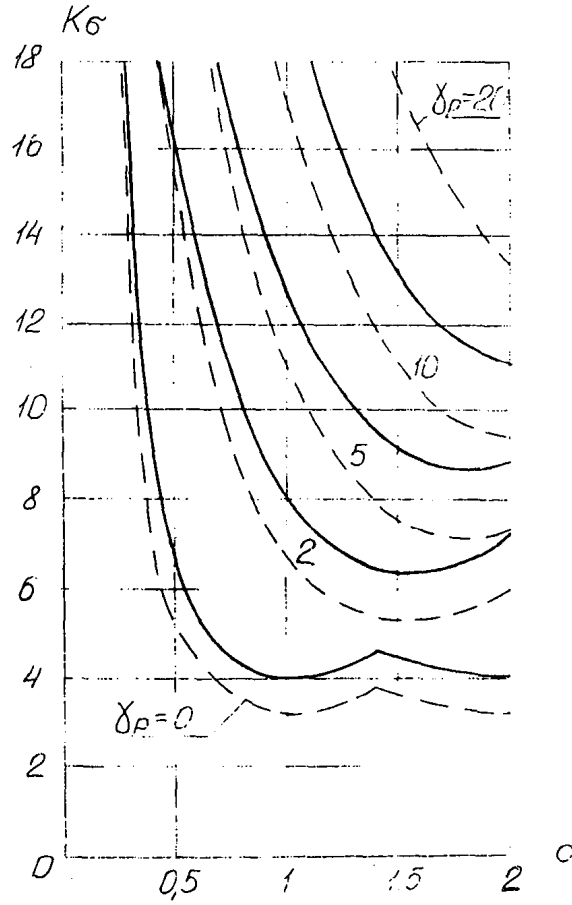


Рис. 7.8 Значения K_σ для сжатой шарнирно опертой по контуру пластинки, укрепленной центральными продольными ребрами в зависимости от отношения сторон α для различных значений параметра жесткости ребра γ_p и δ_p

——— - δ_p = 0,1

– – – – – δ_p = 0

7.5. Для сжатых пластинок с упругим защемлением (у.з.) кромок, параллельных направлению действующей нагрузки, значения K_σ даны на графике рис. 7.7 в зависимости от показателей $\alpha_D = a/h_{ef}$ и параметра

$$\gamma_D = 4{,}16 \cdot \frac{J_d}{h_{ef} \cdot t^3} \qquad (7.6)$$

где J_d – момент инерции на кручение единицы длины элементов, скрепленных с кромками h в $см^4/см$.

Пример. Проверка устойчивости пластинки с упругим защемлением продольных кромок.

Размеры пластинки: a = 200 см, h_{ef} = 100 см, t = 0,6 см; продольные кромки окантованы полосой h = 3 см, t = 1,0 см, $J_d \cong 1{,}0$ $см^4$.

По графику *рис. 7.2 СТО* при $\frac{h_{ef}}{t} = 100/0{,}6 = 1{,}66$ $\sigma^o_{кр} = 6{,}4$ МПа.

По формуле 7.6 $\gamma_D = 4{,}16 \frac{1{,}0}{100 \cdot 0{,}6^3} = 0{,}19$.

По графику на рис. 7.7 при

$$\alpha = \frac{200}{100} = 2{,}0 \qquad K_\sigma = 5{,}3$$

$\sigma_{кр} = 5{,}3 \cdot 6{,}4 = 33{,}9$ МПа.

7.6. Для шарнирно-опертых (Ш) и сжатых пластинок с центральным продольным ребром с нулевой жесткостью на кручение ($J_d = 0$) значения K_σ приведены на графике рис. 7.8 в зависимости от параметров δ_ρ и β_ρ.

$$\gamma_\rho = 10{,}9 \frac{J_\rho}{h_{ef} \cdot t^3} \qquad (7.7)$$

где J_ρ – момент сечения инерции ребра; при одностороннем расположении ребра определяется относительно оси, совпадающей с поверхностью пластинки, при двухсторонних ребрах определяют относительно оси, совпадающей с серединой плоскости стенки.

$$\delta_p = 10{,}9\,\frac{A_p}{t \cdot h_{ef}} \qquad (7.8)$$

где A_p – площадь поперечного сечения ребра.

7.7. Включенные в состав СТО (табл. 7.2) зависимости для определения моментов инерции продольных ребер получены в предположении, что пластинки испытывают изгиб ($\psi = -1$), и без учета отношения ширины к длине /65/.

Для оценки влияния условий, отличающих от указанных, могут быть использованы графики рис. 7.9 – 7.11, относящиеся к пластинкам с $h_1/h_{ef} = 0{,}20$, шарнирно-опертым по контуру /88/.

Значения моментов инерции продольных ребер J_n определяют по формуле:

$$J_n = V \cdot 10{,}9 \cdot \frac{h_{ef}}{t^3} \qquad (7.9)$$

где V – коэффициент, определяемый по графикам рис. 7.9 – 7.11, в зависимости от различных значений ψ и δ_p';

$$\delta_p' = \frac{A_p}{h_{ef} \cdot t}$$

A_p – площадь поперечного сечения ребра.

7.8. Для элементов конструкций, работающих в условиях группы режима ІК, допускается работа пластинок в закритическом состоянии.

Указания по расчету – см. / 8, 19, 56, 65/.

8. ПРОВЕРКА ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ БАЛОК

8.1. В разделе 8 СТО приведены указания по проверке общей устойчивости балок (потеря устойчивости в изгибно-крутильной форме).

При этом учитываются только нагрузки, действующие в плоскости наибольшего момента инерции, а также высота (см. / 2, II, 35/) точки приложения нагрузки.

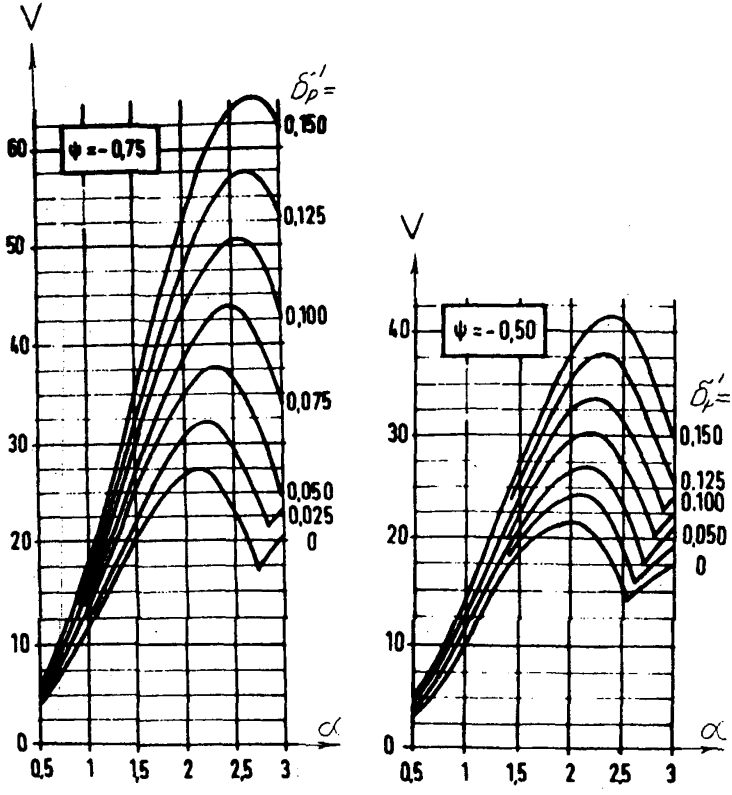


Рис. 7.10 Коэффициент V для определения минимальной жесткости продольных ребер при различных значениях параметров $\alpha = a/h_{ef}$ и $\delta'_p = A_p/h_{ef} \cdot t$, ψ =-0,50...-0.75

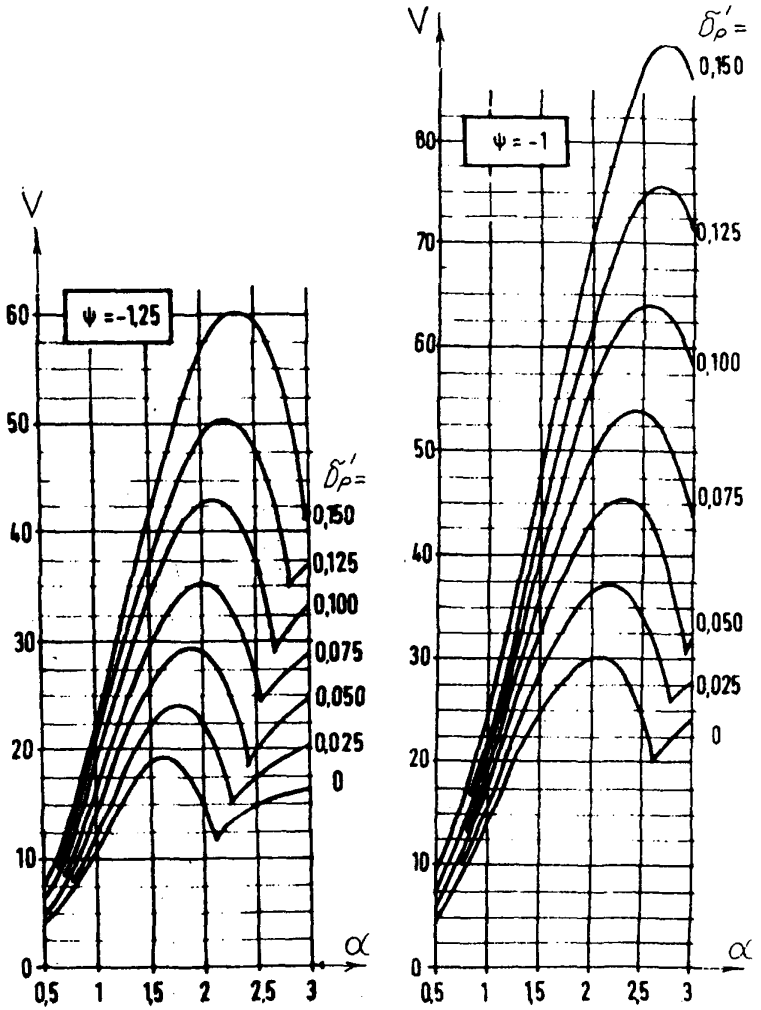


Рис. 7.9 Коэффициент V для определения минимальной жесткости продольных ребер при различных значениях параметров $\alpha = a / h_{ef}$ и $\delta'_\rho = A_f / h_{ef} \cdot t$, ψ =-1,0...-1,25

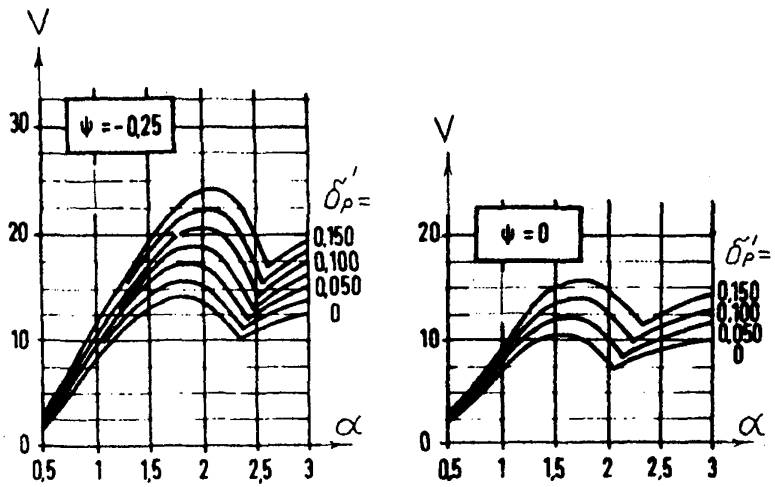


Рис. 7.11 Коэффициент V для определения минимальной жесткости продольных ребер при различных значениях параметров $\alpha = a/h_{ef}$ и $\delta'_p = A_f/h_{ef} \cdot t$. ψ = 0...-0,25

8.2. Для балок при эксцентричном действии вертикальной нагрузки, а также при наличии горизонтальной нагрузки, рекомендуется выполнять расчет по деформированному состоянию в соответствии с рекомендациями, относящимися к действию сосредоточенных одиночной или парных поперечных нагрузок на однопролетную балку пролетом ℓ с шарнирно опертыми и зафиксированными от поворота концевыми сечениями /88/ (рис.8.I).

От поперечных нагрузок, расположенных в центре пролета, возникают изгибающие моменты M_x и M_y. Для схемы рис. 8.Iа

$$M_x = \frac{P_y \cdot \ell}{4} \qquad M_y = \frac{P_x \cdot \ell}{4}$$

для схемы рис. 8.Iб

$$M_x = \frac{P_y \cdot (\ell - a)}{2} \qquad M_y = \frac{P_x \cdot (\ell - a)}{2}$$

Под воздействием крутящих моментов $P_y \cdot e_x$ и $P_x \cdot e_y$ балка деформируется (рис. 8.2б, а).

Угол поворота $\delta, рад$ сечения в месте приложения нагрузки находится с учетом поворота балки от действия деформационных приращений составляющих изгибающих моментов ΔM_x и ΔM_y

Для схемы нагружения рис. 8.Iа:

$$\Delta M_x = P_y' \cdot \frac{\ell}{4} = P_x \cdot \delta \cdot \frac{\ell}{4} = M_y \cdot \delta$$

где $P_y' = P_x \cdot \sin\delta \cong P_x \cdot \delta$ (см.рис. 8.3)

Соответственно :

$$\Delta M_y = M_x \cdot \delta$$
$$P_x' = P_y \cdot \sin\delta \cong P_y \cdot \delta$$

С напряжениями от изгибающих моментов, действующих в вертикальной и горизонтальной плоскостях суммируют напряжения стесненного кручения

$$\sigma_\omega = -E \cdot \omega \cdot \delta''$$

где ω – секториальная координата рассматриваемой точки сечения;

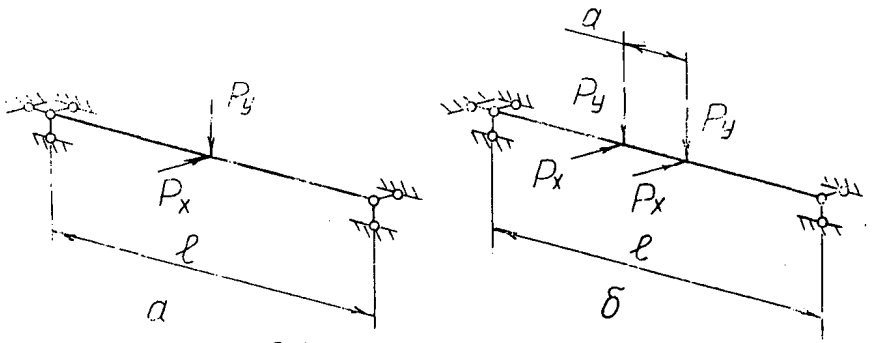


Рис. 8.1 Расчетные схемы приложения нагрузок
а) нагрузки приложены в одной точке;
б) нагрузки приложены в двух точках.

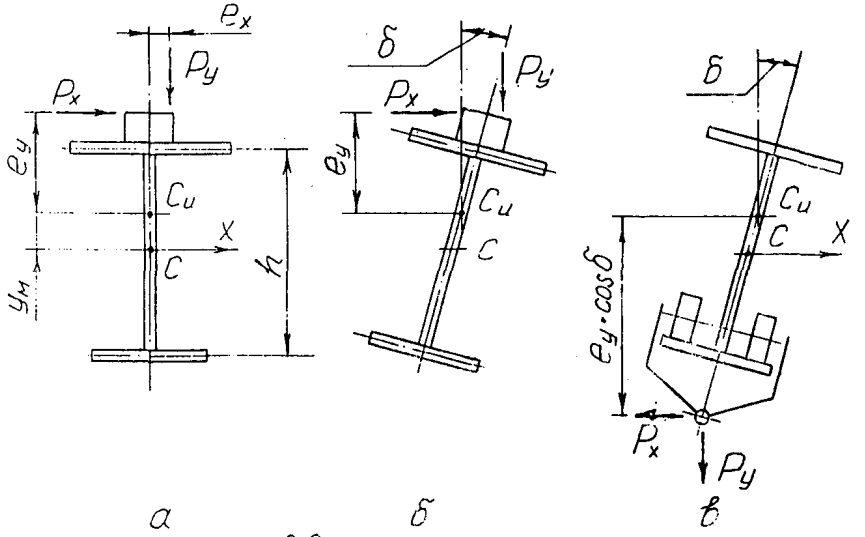


Рис. 8.2 Схема действия крутящих моментов
а) схема балки до деформации;
б) схема деформации балки при приложении нагрузки к рельсу;
в) схема деформации балки при приложении нагрузки к нижнему поясу.

E - модуль упругости;

δ'' - вторая производная угла поворота сечения.

Расчетное значение нормального напряжения

$$\sigma = \frac{M_x + M_y \cdot \delta}{W_x} + \frac{M_y + M_x \cdot \delta}{W_y} - E \cdot \omega \cdot \delta'' \qquad (8.1)$$

где

W_x, W_y - моменты сопротивления изгибу;

ω - секториальная координата рассматриваемой точки сечения (рис. 8.4).

Примечание: При определении напряжений знаки отдельных членов, входящих в формулу (8.I), назначают с учетом расположения рассматриваемых точек по сечению балки.

Величину угла поворота сечения δ определяют по формуле (8.2); δ'' - определяют по формуле (8.5).

$$\delta = \frac{m}{A} \qquad (8.2)$$

где

$$m = K_1 \cdot \ell^2 \cdot \mu \cdot \frac{M_x^2}{E \cdot J_i} + K_2 \cdot M_x \cdot (e_x + \mu \cdot e_y) \qquad (8.3)$$

$$A = \frac{\pi^2}{8}\left(\frac{\pi^2}{\ell^2} \cdot E \cdot J_\omega + G \cdot J_d\right) - K_3 \cdot \ell^2 \cdot M_x \left(\frac{1}{E \cdot J_y} + \frac{\mu^2}{E \cdot J_x}\right) - (8.4)$$
$$- K_4 \cdot M_x \cdot (e_y - e_x \cdot \mu) - K_5 \cdot M_x \cdot \rho$$

Принятые в формулах (8.3) и (8.4) обозначения e_x и e_y см. рис. 8.2,а,

$\alpha, K_1 \ldots K_5$ - коэффициенты, определяемые по табл. 8.I;

$$\mu = \frac{P_x}{P_y} = \frac{M_x}{M_y}$$

J_x, J_y - осевые моменты инерции сечения;

$$J_i = J_y \cdot \frac{J_x}{J_x - J_y}$$

J_ω - секториальный момент инерции;

J_d - момент инерции чистого кручения;

G - модуль сдвига.

$$\rho = \tau_x - 2 y_m$$

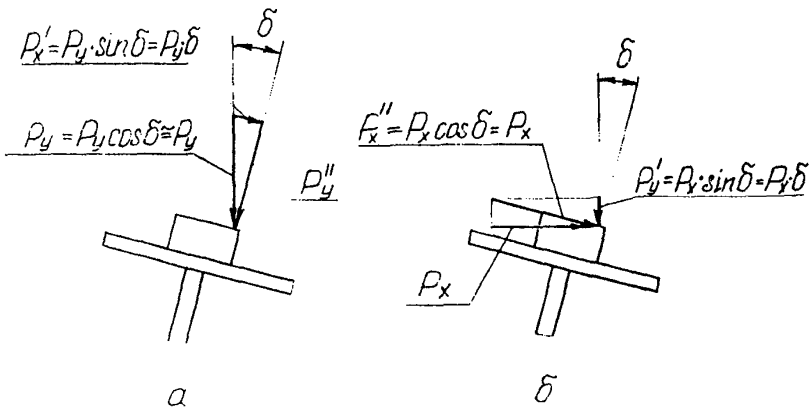


Рис. 8.3 Суммарные усилия
а) в вертикальной плоскости;
б) в горизонтальной плоскости.

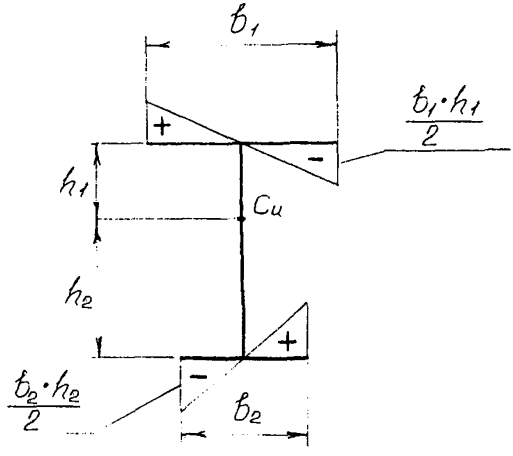


Рис. 8.4 Эпюра секториальных координат ω.

γ_x – секториально-линейный статический момент (см.ниже) ;

y_M – расстояние от центра тяжести сечения до центра изгиба сечения (см.рис. 8.2)

$$\delta'' = -\gamma_m \cdot K^2 \cdot \psi_y \qquad (8.5)$$

где

$$K = \sqrt{\frac{G \cdot J_d}{E \cdot J_\omega}}$$

ψ_y – коэффициент

Для схемы рис. 8.Iа

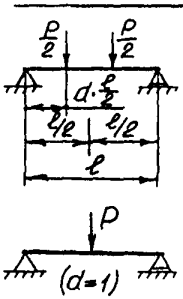
$$\psi_y = \frac{1}{1 + \frac{2}{K\ell} \cdot th\frac{K\ell}{2}} \qquad (8.6)$$

Для схемы рис. 8.Iб (см.также табл. 8.I)

$$\psi_y = \frac{1}{\alpha \cdot \frac{K\ell}{2} \cdot \frac{ch\frac{K\ell}{2}}{sh\frac{K\ell}{2}} - 1} \qquad (8.7)$$

Таблица 8.I.

Значения коэффициентов деформационного расчета двутавровых балок



α	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5
0,5	0,I354	I,4I42	0,II55	I	0,6752
0,6	0,I256	I,3484	0,I093	I,0908	0,5908
0,7	0,II42	I,2729	0,I0I2	I,I34I	0,5I84
0,8	0,I0I6	I,I889	0,09I4	I,I306	0,4576
0,9	0,0880	I,0974	0,0798	I,0839	0,4076
I	0,0736	I	0,067	I	0,3669

Для определения величины секториально-линейного статического момента τ_x могут быть использованы следующие общие формулы

$$\tau_x = \frac{1}{J_x} \int_{\mathcal{A}} (x^2 + y^2) \cdot y \cdot dA \qquad (8.8)$$

или в другой форме

$$\tau_x = \frac{1}{J_x} \int_{A} \omega \cdot y \, dA$$

где A - площадь поперечного сечения элемента;

ω - секториальная координата.

Формула (8.8) представляется в форме

$$\tau_x = \frac{1}{J_x} \int_{S} \omega \cdot t \cdot y \cdot dS \qquad (8.9)$$

где t - толщина элемента;

S - контур элемента.

Для вычисления величины интеграла (8.9) целесообразно использовать метод численного интегрирования путем перемножения эпюр / метод Мора-Верещагина /51/ /.

Для двутавровых сечений с одной осью симметрии значения τ_x могут быть определены по формуле:

$$\tau_x = \frac{1}{J_x} \left[\left(h_1 \cdot J_1 - h_2 \cdot J_2 \right) + \left(h_1^3 \cdot A_1 - h_2^3 \cdot A_2 \right) + \right. \qquad (8.10)$$
$$\left. + 0{,}25\, t_3 \left(h_1^4 + h_2^4 \right) \right].$$

где $$J_1 = \frac{b_1 \cdot t_1^3}{12}, \quad J_2 = \frac{b_2 \cdot t_2^3}{12}$$

$$A_1 = b_1 \cdot t_1, \quad A_2 = b_2 \cdot t_2$$

Остальные обозначения - см. рис. 8.I СТО.

Для сечений с двумя осями симметрии $\tau_x = 0$.

9. НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ СВАРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ И ИХ РАСЧЕТА

9.I. Общие положения.*

9.I.I. В разделе 9 СТО излагаются указания по расчету сварных соединений на действие статических (однократных) нагрузок. Предусматривается, что сварные соединения выполняются в соответствии с требованиями Правил Госгортехнадзора и см. /31, 65, 72/.

Материал раздела базируется в основном на СНиП /65/, использованы также рекомендации работы /24/, а для расчета швов крепления прокатных угловых профилей и размещения швов подсоединения гнутых профилей - требования стандарта ФРГ DIN I8 800 ч.I /73/.

9.2. Дополнительные указания по выполнению соединений.

9.2.I. При приварке прокатных профилей размещать на полках продольные швы не рекомендуется.

9.2.2. На переходных участках радиусом r профилей, полученных холодной гибкой, сварные швы располагать не следует. При расположении их в пределах зон шириной $5t$, примыкающих к этому участку, допустимые значения r/t приведены на графике рис. 9.I.

9.3. Рекомендации по конструированию и расчету сварных трубчатых узлов[x/].

9.3.I. Стыковые соединения следует выполнять на подкладных кольцах с последующей проверкой шва физическими методами.

Соединения без подкладного кольца допускаются для элементов, испытывающих только статическую нагрузку; при расчете их вводят коэффициент условий работы $\gamma_c' = 0,75$.

9.3.2. Узловые соединения рекомендуется выполнять с бесфасоночными узлами (с непосредственным примыканием одной трубы к другой), при этом соединения со сплющенными концами допускаются

Примечание:* см.также /6, 23, 46, 90, 9I/.

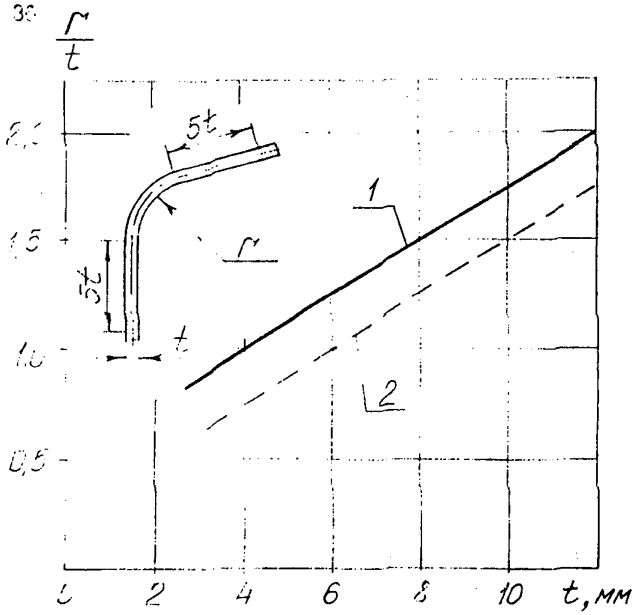


Рис. 9.1 Минимально допускаемые значения для гнутых профилей из стали
1 - $R_y \geq 240$ МПа
2 - $R_y < 240$ МПа

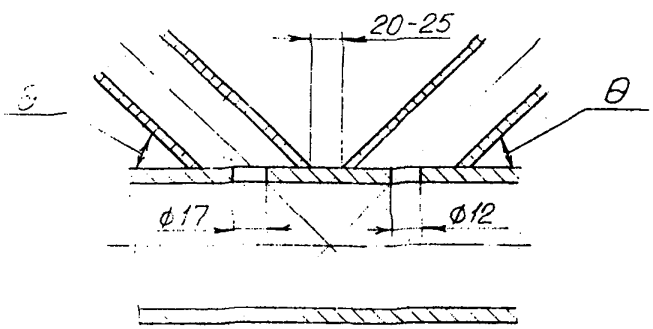


Рис. 9.2 Узел соединения трубчатых элементов

применять лишь для элементов, условия нагружения которых соответствуют группе режима не выше 3К.

Соединения на врезных фасонках не рекомендуются и допускаются только для элементов, испытывающих статическую нагрузку.

9.3.3. Угол θ примыкания элемента решетки к поясу не должен быть менее 30^0 (см. рис. 9.2).

Расстояние в свету между сварными швами не должно быть менее 5 мм; рекомендуемое минимальное расстояние - 20 мм. В стенках пояса под элементами решетки рекомендуется предусматривать отверстия для предотвращения увеличения давления воздуха в полости элемента вследствие нагрева его в процессе сварки.

9.3.4. Моменты от эксцентриситета в узле могут не учитываться при расчете, если величина эксцентриситета e (см.рис. 9.3а) находится в границах $-0{,}55D \leqslant e \leqslant +0{,}25D$,

где D - наружный диаметр пояса.

Выполнение узлов с отрицательным и положительным эксцентриситетами показано на рис. 9.3,в . Здесь g - зазор между краями примыкающих элементов.

$O_v = \left(\frac{g}{p}\right) \cdot 100\%$ - относительное перекрытие.

9.3.5. Толщина K_f углового шва (см. рис.9.4) в угловых соединениях должно быть :

$K_f \geqslant t_1$ при $R_y \leqslant 280$ МПа;

$K_f \geqslant 1{,}2t_1$ при $R_y \leqslant 280$ МПа;

где t_1 - толщина стенки примыкающего элемента;

R_y - нормативное сопротивление основного материала.

При $t_1 \geqslant 5$ мм на кромках примыкающего элемента рекомендуется предусматривать фаски, при $t_1 \geqslant 8$ мм устройство фасок обязательно.

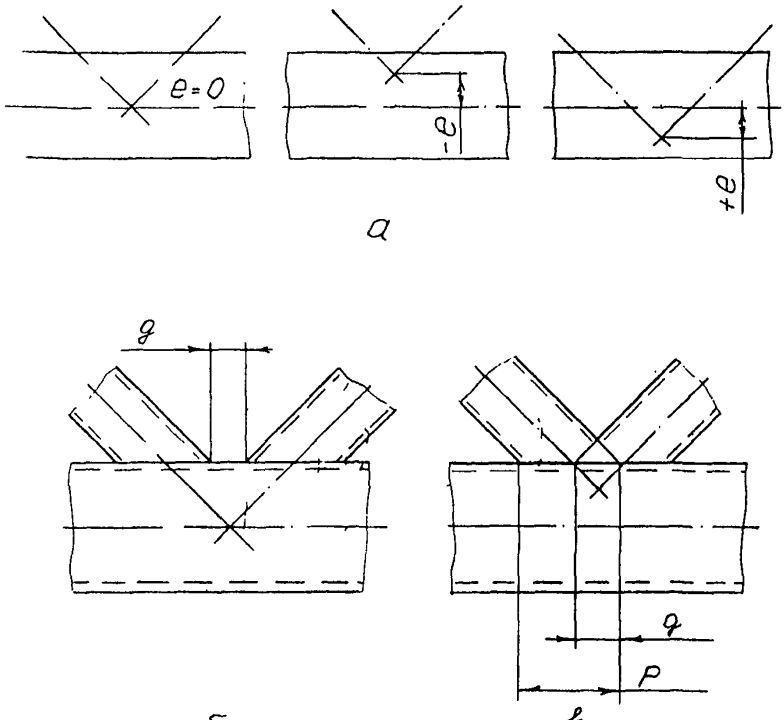


Рис. 9.3 Узлы с эксцентричным подсоединением примыкающих элементов

а) схемы узлов кранов;

б) конструктивное выполнение узла с отрицательным перекрытием;

в) конструктивное выполнение узла с положительным перекрытием.

9.3.6. При статических расчетах значения продольных усилий в элементах, примыкающих к поясной трубе, не должны превосходить значений, приведенных в табл. 9.2.

В табл. 9.2 использованы следующие обозначения и зависимости:

D, t_o - соответственно наружный диаметр и толщина стенки пояса;

d_i, t_i - соответственно наружный диаметр и толщина примыкающего элемента;

$$\beta_i = \frac{d_i}{D}; \quad g' = \frac{g}{t_o}; \quad \gamma = \frac{D}{2t_o}$$

$$n = \frac{\sigma}{R_y}$$

где σ - напряжение растяжения (+) или сжатия (-) в поясе;

R_y - расчетное сопротивление материала пояса.

Функции $f(n)$:

при $n \geq 0$ $f(n) = 1,0$

при $n < 0$ $f(n) = 1,0 + 0,3n - 0,3n^2$ но не более 1,0.

$$f(\gamma, g') = \gamma^{0,2} \cdot \frac{0,024\,\gamma^{1,2}}{e^{(0,5g' - 1,33)+1}}$$

Проверку на срез сварных соединений трубчатых элементов, примыкающих к трубчатому поясу производят по предельно допустимому усилию в раскосах:

$$N_i = \frac{R_y}{\sqrt{3}} \cdot t_o \cdot \pi d_i \cdot \frac{1 + \sin\theta_i}{2 \cdot \sin^2\theta_i} \cdot \gamma_c \qquad (9.1)$$

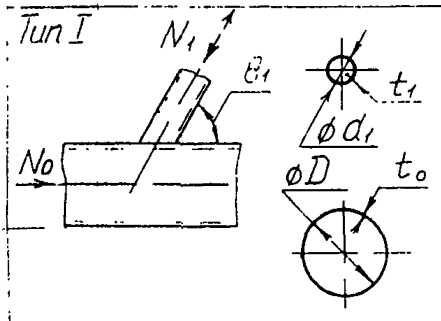
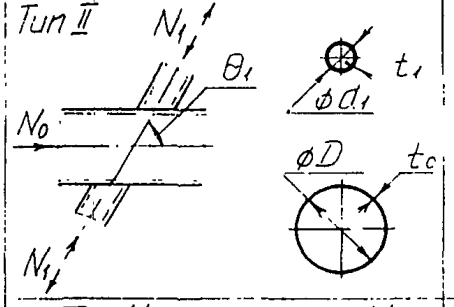
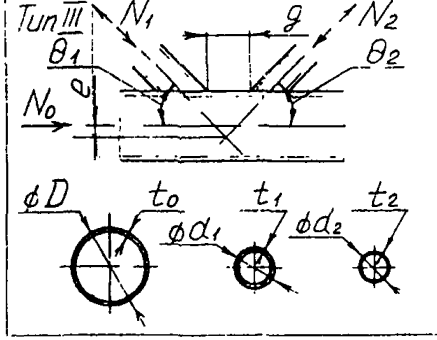
Приведенные в формуле (9.I) и табл. 9.2 зависимости действительны при

а) $0,2 \leq \frac{d_i}{D} \leq 1,0$ $\quad \frac{d_i}{2t_i} < 25$

Для соединений типа II - дополнительно необходимо выполнение условия : $\gamma \leq 20$;

Таблица 9.2

Допускаемые усилия в трубчатых элементах, примыкающих к трубчатому поясу

Вид соединения	Предельное значение усилия
Тип I 	$N_i = \frac{R_y \cdot t_0^2}{\sin\theta_1}\left(2{,}8 + 14{,}2\cdot\beta^2\right)\cdot\gamma^{q2}\cdot f(n)\cdot\gamma_c$
Тип II 	$N_i = \frac{R_y \cdot t_0^2}{\sin\theta_1}\cdot\frac{5{,}2}{1+0{,}81\beta}\cdot f(n)\gamma_c$
Тип III 	$N_i = \frac{R_y \cdot t_0^2}{\sin\theta_1}\left(1{,}8 + 10{,}2\frac{d_1}{D}\right)f(\gamma, g')\cdot f(n)\cdot\gamma_c$

Примечание: при подсоединении к узлу более 2 элементов значение N_i снижают на 15%

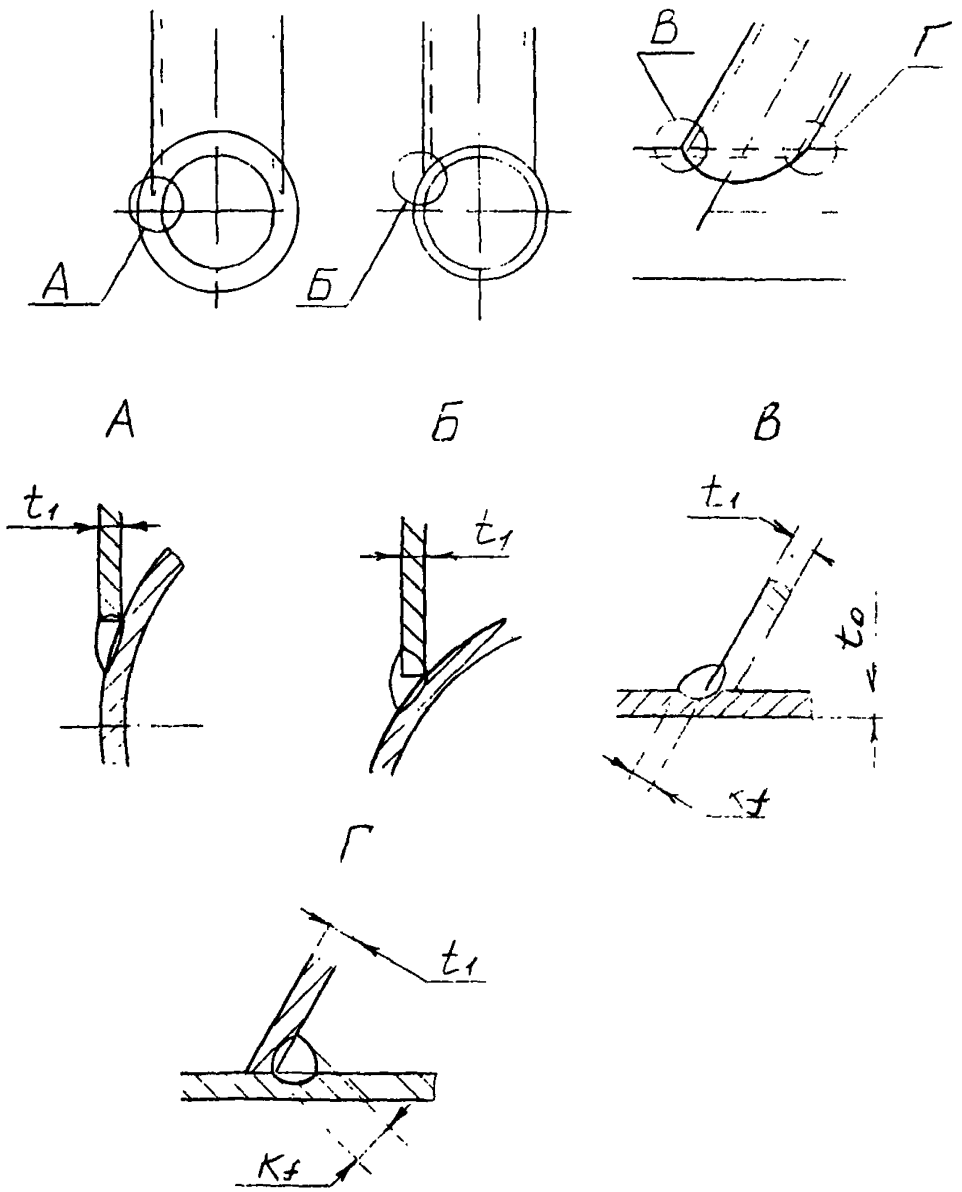


Рис. 9.4 Варианты выполнения сварных швов.

б) при $\gamma \leqslant 25$; $-0,55 \leqslant \frac{e}{D} \leqslant +0,25$;

$g \geqslant 2t_0$ или $O_v \geqslant 25\%$.

Расчет соединений из труб квадратного сечения и из элементов двутаврового сечения - см. /93, 94/.

IO. ОСОБЕННОСТИ ВЫПОЛНЕНИЯ И РАСЧЕТА БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

IO.I. Исходные положения.

IO.I.I. Вне зависимости от группы режима работы крана и характера действующих на элемент усилий расчетные болтовые соединения грузоподъемных кранов относят к категории соединений, испытывающих динамические нагрузки.

По характеру нагрузки различают соединения:

- вспомогательных элементов, например, перил ограждений;
- расчетные, несущих элементов.

IO.I.2. По способу передачи нагрузок различают следующие виды соединений:

- работающие на сдвиг (срез, смятие);
- работающие на нормальные усилия (растяжение);
- работающие как на сдвиг, так и нормальные усилия.

IO.2. Типы болтов.

IO.2.I. В зависимости от назначения, условий работы и конструктивных особенностей соединения применяют болты грубой, нормальной и повышенной точности по техническим требованиям ГОСТ I759.I-87, высокопрочные - по ГОСТ 22353-77 и болты по ГОСТ 7817-80 (болты для отверстий из-под развертки).

Рекомендуется применять болты с нормальной шестигранной головкой. Болты с уменьшенной шестигранной головкой допускается применять для срезных соединений; для соединений других типов они могут быть допущены только при условии осуществления затяги-

вания вращением гайки при фиксированном от поворота болте.

Применение болтов с потайной головкой - см. /73/

10.2.2. Болты по техническим требованиям ГОСТ 1759.1-87 применяют грубой, нормальной и повышенной точности (см.табл. 10.1).

Таблица 10.1

Болты по ГОСТ 1759.1-87

Тип болта	Государственный стандарт	Обозначение степени точности болтов
Грубой точности	15589-90	С
Нормальной точности	7798-70	В
Повышенной точности	7805-70	А

Классы прочности болтов по ГОСТ 1759.4-87 - 4.6, 6.6; 5.6; 4.8; 5.8; 8.8 и 10.9.

Примечания:

1) Первая цифра в обозначении класса прочности - временное сопротивление материала болта в 100 МПа, произведение первого числа на второе - предел текучести в 10 МПа.

Пример: Обозначение класса прочности - 5.8.

Временное сопротивление

$\sigma_в = 5 \cdot 100 = 500$ МПа,

предел текучести

$\sigma_т = 5 \cdot 8 \cdot 10 = 400$ МПа.

2) Рекомендуется применять болты классов 5.8, 8.8 и 10.9.

3) Выбор болтов с учетом особенностей их работы и температурного режима - см. СНиП II-23.81[x]) /65/.

Высокопрочные болты по ГОСТ 22353-77 в фрикционных соединениях допускается заменять болтами по ТУ.14-4-1345-85.

10.3. Соединения, работающие на сдвиг.

10.3.1. По способам передачи усилий различают следующие виды соединений:

Ср – срезные, путем непосредственного контакта боковых поверхностей болта с соединяемыми элементами (болт испытывает деформации среза и смятия);

Ф – фрикционные, за счет сил трения между поверхностями соединяемых элементов (болт испытывает деформации растяжения) ;

ФС – фрикционно-срезные, комбинированный способ, за счет сил трения и путем непосредственного контакта болта.

Соединения видов С и ФС реализуют с контролем затяжки болта.

10.3.2. Применительно к соединениям, работающим на сдвиг, различают следующие виды нагрузок:

а) одного знака (например, стыки поясов и раскосов консолей пролетных балок козловых кранов, поясов пролетных балок мостовых кранов) – I ;

б) различных знаков, причем усилия одного знака существенно превышают усилия другого знака (например, стыки поясов средней части мостов козловых кранов) – II ;

в) различных знаков и одного порядка по величине (например, стоек опор козловых кранов, раскосов средней части мостов козловых кранов) – III.

10.3.3. Соединения С и ФС допускаются в тех случаях, когда относительное смещение элементов конструкции, вызванное выборкой зазора между болтами и отверстиями, не может оказать неблагоприятное влияние на работу конструкции.

Соединения ФС рекомендуется применять в случаях, когда меньшее по величине усилие может быть передано за счет сил трения; при расчете соединения, как фрикционного, начальное затяжение болтов, уменьшают на 15%.

Болты для отверстий из-под развертки применяют в случае необходимости точной фиксации взаимного положения соединяемых элементов. Эти болты могут рассчитываться, как работающие на срез - смятие, так и как применяемые в комбинированных фрикционно-срезных соединениях, на растяжение и срез-смятие.

В обоснованных случаях применяют соединения, образованные сочетанием болтов для отверстий из-под развертки и болтов, установленных с зазорами.

10.3.4. Для расчетных соединений, испытывающих нагрузки одного знака (I), в соединениях без контролируемой затяжки (Ср) рекомендуется применять болты типов В и А соответственно для кранов групп режима 1К-5К и 6К-8К. В фрикционно-срезных (ФС) соединениях - типа В и высокопрочные ВП. Аналогичные требования - к соединениям со знакопеременной нагрузкой (П) за исключением кранов группы режима 8К, где следует применять болты типа А или ВП с требованиями по прочности для болтов типа А. В соединениях С, работающих в условиях нагрузки Ш для групп режима 1К-2К допускается применять болты типа С и ВП, групп 3К-8К - В и ВП.

Для нагрузки вида П соединения Ср не применяют, вида Ш - соответственно соединения Ср и ФС (за исключением соединений Ср, выполненных с применением болтов по ГОСТ 7817-80).

Основные положения расчета болтовых соединений - см./ 4,24, 33,49,80/. Расчет соединений отдельных видов - /40,41,58,91/, технология выполнения соединений - / 39,40,44,68 / .

10.3.5. При назначении диаметров болтов учитывают толщины соединяемых элементов (см.рис.10.1).

При различных толщинах этих элементов, диаметр болта определяют исходя из большей толщины /80/.

Таблица 10.1

Расстояния при размещении болтов

Особенности размещения болтов	Величина расстояния
Расстояние между центрами болтов в любом направлении для всех видов соединений:	
минимальное	$2{,}5\,d_o$
максимальное в крайних рядах при отсутствии окаймляющих уголков при растяжении и сжатии	$8\,d_o$ или $12\,t$
максимальное в средних рядах, а также в крайних рядах при наличии окаймляющих уголков:	
при растяжении	$16\,d_o$ или $24\,t$
при сжатии	$12\,d_o$ или $18\,t$
Срезные и фрикционно-срезные соединения	
Расстояние от центра болта до края элемента:	
минимальное вдоль усилия	$1{,}5\,d_o$
то же, поперек усилия при $1{,}5\,d_o \leqslant a \leqslant 2{,}0\,d_o$ и $2d_o \leqslant b \leqslant 2{,}5d_o$	
при обрезных кромках	$1{,}5\,d_o$
при прокатных кромках	$1{,}2\,d_o$
то же, поперек усилия при $a > 2{,}0\,d_o$ и $b > 2{,}5\,d_o$	
при обрезных кромках	$1{,}8\,d_o$
при прокатных кромках	$1{,}5\,d_o$
максимальное для всех случаев	$4\,d_o$

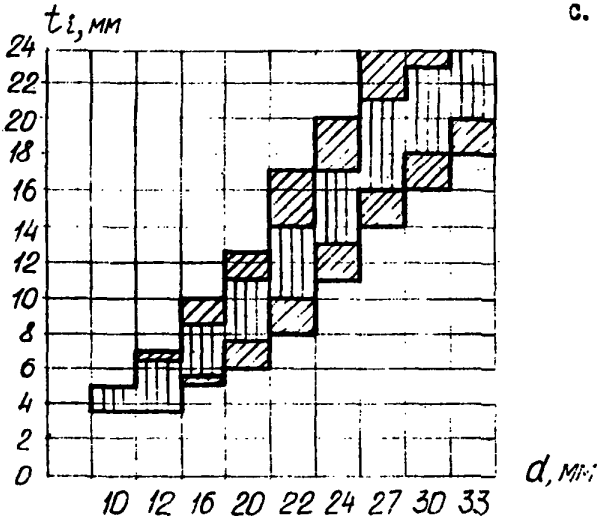


Рис. 10.1 Зависимость диаметра болтов d от толщины t каждого из соединяемых элементов

▨ - допускается ▥ - рекомендуется

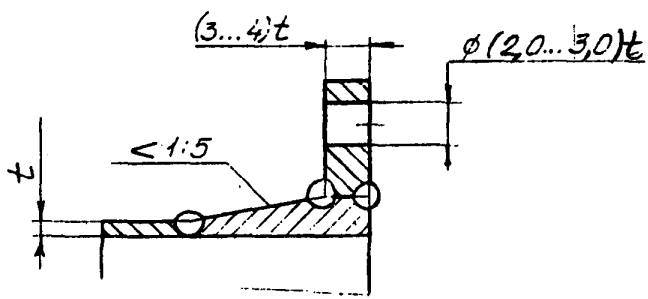


Рис. 10.2 Рекомендуемые соотношения элементов соединительного фланца

Продолжение таблицы 10.1

Особенности размещения болтов	Величина расстояния
Фрикционные соединения	
Расстояние от центра болта до края элемента:	
минимальное при любой кромке и любом направлении	$1{,}3\,d_o$
максимальное	$4\,d_o$

Примечание к табл. 10.1.

В соединяемых элементах из стали с R_{yn} свыше 380 МПа минимальное расстояние между центрами болтов следует принимать равным $3\,d_o$, а минимальное расстояние от центра болта до края элемента вдоль усилия – $2{,}5\,d_o$

Обозначения, принятые в табл. 10.1.

d_o – диаметр отверстия для болта;

t – толщина наиболее тонкого элемента;

a – расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия;

b – то же между центрами отверстий.

При размещении болтов в шахматном порядке расстояние между их центрами вдоль направления действия усилия следует принимать не менее $C + 1{,}5\,d_o$, где C – расстояние между рядами поперек усилия; d_o – диаметр отверстия для болта. При таком размещении площадь сечения элемента определяют с учетом ослабления его отверстиями, расположенными только в одном сечении поперек усилия (не по "зигзагу").

10.4. Фланцевые соединения

Толщину фланца t_φ рекомендуется принимать

$$t_\varphi \geqslant (1{,}0 \ldots 1{,}1)\, d$$

где d - диаметр болта.

В конструкциях групп режима 1К-5К допускается непосредственная приварка несущих элементов к фланцам угловыми швами; при усилении фланцев ребрами их толщина не должна быть более, чем 1,2 толщины элементов основного металла конструкции, а длина должна быть не менее 150...200 мм.

Для конструкций групп режима 6К-7К применять ребра не рекомендуется; здесь между фланцем и основным металлом следует предусматривать переходные элементы; рекомендуемые соотношения элементов соединительного фланца - см. рис. 10.2.

Взаимодействующие между собой поверхности фланцев должны быть механически обработаны.

Для элементов конструкций групп режима 1К-2К и для относительно слабо нагруженных соединений групп 3К-5К допускается применять фланцы без механической обработки. При этом наибольший зазор между фланцами не должен превышать 2,5% от диаметра болта.

10.5. Пример расчета болтового соединения.

Рассчитывается болтовое соединение поясов моста козлового крана.

Группа режима работы - 3К.

Расчетные усилия - при расположении груза в пролете - 620 кН, на консоли - 150 кН.

Пояса выполнены из уголков 125х125х10, материал - сталь с R_{un} = 470 МПа.

Коэффициент условий работы γ_c = 1,0.

Допускается ограниченное смещение соединяемых элементов под нагрузкой 620 кН, нагрузка противоположного направления (150 кН) должна восприниматься силами трения.

Накладки - двухсторонние.

Диаметр болтов по графику рис. I0.I при t = I0 мм, d_0=20 мм.

Принимаем, что материал болтов соответствует классу прочности болтов 5.6 - R_{bs} = I90 МПа, R_{bh} = 2I0 МПа (см.табл.I0.2СТО .

Используется фрикционно-срезное соединение.

Один болт воспринимает усилия на срез - см.формулу (I0.3)СТО:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_{b1} \cdot A \cdot \kappa$$

γ_{b1} = 0,9 (см.табл. I0.6 РД).

Предварительно определяется необходимая площадь среза

$$n \cdot A \cdot \kappa = \frac{620000}{19000 \cdot 0,9} = 36,3 \text{ см}^2$$

где

n - число болтов в соединении.

Площадь сечения болта - см.табл. I0.4 СТО - A = 3,I4 см^2, число срезов К = 2.

Необходимое количество болтов в соединении:

$$n = \frac{36,3}{3,I4 \cdot 2} = 5,78$$

Принимаем n = 6,0.

В соединении имеется две поверхности трения.

Контроль затяжки болтов - по моменту закручивания.

Поверхности трения специальной обработке не подвергаются.

По табл. I0.5 СТО коэффициент трения μ = 0,25; γ_h = I,70.

Коэффициент условий работы γ_b = 0,9. Расчетное усилие, воспринимаемое каждой поверхностью трения, формула (I0.I) СТО:

$$Q_{h1} = z \cdot R_{bh} \cdot \gamma_b \cdot A_{bn} \cdot \frac{\mu}{\gamma_h}$$

Q_{h1} = 2 . 2I000 . 0,9 . 2,45 . 0,25/I,70 = I3620 Н = I3,6 кН

При 6 болтах общее расчетное усилие соединения :

F = 6 . I3,6 = 8I,6 кН,

что меньше действующего минимального усилия (I50 кН).

Изменяем класс прочности болтов на 8.8.

Тогда: R_{bh} = 400 МПа; R_{bs} = 320 МПа, табл. I0.2 РД.

Q_{h1} = 2 . 40000 . 0,9 . 2,45 . 0,25/I,70 = 26000 Н = 26 кН.

F = 6 . 26 = I56 кН > I50кН.

Проверка по максимальному усилию 620 кН.

Расчетное усилие, которое может быть воспринято одним болтом на срез :

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot \gamma_{b1} \cdot A \cdot K$$

N_{bs} = 32000 . 0,9 . 3,I4 . 2 = I80000 Н = I80 кН.

На смятие:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma(t) \cdot d$$

По табл. I0.3 СТО :

R_{bp} = 0,94 . R_{un} = 0,94 . 800 = 752 МПа ;

γ_{b1} = 0,9 ; γ_{b2} = I,25; $\gamma(t)$ = t . I,25 = I,25 см; d = 2,0 см.

N_{bp} = 75200 . 0,9 . I,25 . I,25 . 2 = 2II500 Н ≈ 2II кН > N_{bs}

Коэффициент уменьшения предварительного натяжения болта (табл. I0.8 СТО) :

K_u = 0,826; Q_{h1} = 26 кН.

Полное усилие, передаваемое одним болтом на срез с учетом трения.

$$N_{bh} = N_{bp} + Q_{h1} \cdot K_u = I80 + 26 \cdot 0,826 = 20I \text{ кН}$$

При 6 болтах

F = 6 . 20I = I206 кН, что больше предельной действующей нагрузки (620 кН).

II. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ УСТАЛОСТИ

II.I. Исходные положения.

II.I.I. В состав СТО включены указания по расчету элементов конструкций на сопротивление усталости в многоцикловой области, при числе циклов изменения напряжений более $6{,}3 \cdot 10^4$.

II.I.2. При составлении СТО были рассмотрены различные методики, используемые в настоящее время в краностроении, в том числе и принятые в международных и национальных нормативах. Среди этих материалов следует выделить разработанный совместно с Ленинградским политехническим институтом и ВНИИПТМАШ руководящий материал /39/, при использовании которого можно наиболее полно учесть специфические особенности крановых конструкций. Однако расчеты по этой методике, также как и с использованием ряда других /28, 50, 70, 74/ весьма трудоемки.

Так как в большинстве практически встречающихся случаев точность определения спектра действующих нагрузок относительно невелика, представляется возможным использование более простых методов расчета.

В состав СТО включена с некоторыми коррективами методика расчета, использованная в ранее действовавшем стандарте /2/ и опробированная в расчетах ряда крановых конструкций. Эта методика базируется на расчетах, регламентированных СНиП /65/. Учтены также положения международных норм ФЕМ /77, 78/.

При определении класса нагружения элемента Q в СТО предлагается принимать показатель m кривой усталости в соответствии с характерной для данного элемента группой концентрации напряжений.

Однако, для упрощенных, предварительных, расчетов можно принимать группу режима элемента непосредственно по классификационной группе режима работы крана.

В соответствии с ГОСТ 25546-82 /60/ коэффициент нагружения рассчитывается по m = 3. Это для ряда элементов с ограниченной концентрацией (m = 4...6) идет в запас.

Учет характерной для кранов нестационарности нагрузочного процесса осуществляется введением коэффициентов режима работы α_v. Значения последних подобраны с учетом данных, содержащихся в более детальных методиках.

Очевидно, что при необходимости выполнения расчетов повышенной точности, например, при расследовании аварий, не исключается возможность и целесообразность применения этих методик.

II.2. Группа элементов по степени концентрации напряжений.

II.2.I. В состав раздела II СТО включены таблицы, позволяющие классифицировать различные конструктивные элементы по степени концентрации напряжений. Здесь использованы данные как СНиП /65/, так и другие источники, например, / I2, 37, 57, 78, 86, 87/.

II.2.2. В некоторых случаях возникает необходимость в проверке сопротивления усталости трубчатых элементов.

Такие расчеты проводятся по общей методике, изложенной в СТО.

Специфика трубчатых конструкций отражена в приведенных ниже рекомендациях, составленных с использованием материалов /86, 87/

Группа концентрации напряжений устанавливается с учетом данных табл. II.I в зависимости от параметра

$$\alpha_m = K_K \cdot \frac{d}{D} \cdot t_o \qquad (II.I)$$

где

K_K - конструктивный коэффициент, см. табл. II.2;

d - диаметр примыкающего элемента;

D - диаметр пояса ;

t_o - толщина стенки пояса, мм.

Таблица II.I.

Группа концентрации напряжений соединений трубчатых элементов (основной металл)

α_m	Пояс	Примыкающий элемент
2,8	5	7
2,4	6	7
2,0	7	7
I,6	7	8
I,2	7	не рекомендуется

Примечание: при $\alpha_m < I,2$ соединение не следует использовать в конструкциях, испытывающих переменные нагрузки.

II.3. Расчеты на сопротивление усталости в малоцикловой области.

Проверка в малоцикловой области (число циклов менее $6,3 \cdot I0^4$) производится с учетом рекомендаций /33, 36, 47/.

Проверку производят по формуле:

$$\sigma_{max} \leq \alpha_y \cdot R_v \cdot \gamma_v \cdot \gamma_c \cdot \left(\frac{C_\delta}{C}\right)^{m_M} \qquad (II.2)$$

где

α_y - корректирующий коэффициент; для элементов I-2 групп концентрации $\alpha_y = I,73$, групп 3-8 - $\alpha_y = 2,I8$;

γ_v - определяется по формулам табл. II.3 СТО;

R_v - по нижней строке табл. II.2 СТО;

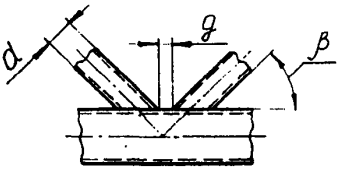
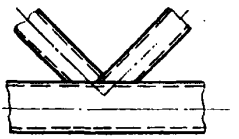
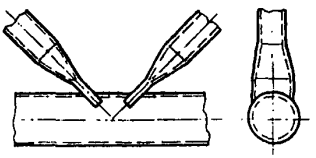
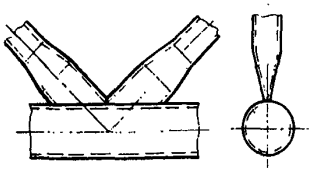
$C_\delta = 5 \cdot I0^5$ - базовое число циклов нагружения при расчете на малоцикловую усталость ;

C - число циклов нагружения проверяемого элемента ;

m_M - параметр, характеризующий угол наклона кривой малоцикловой усталости ;

Таблица II.2

Значения конструктивного коэффициента

Эскиз	$K_к$, мм$^{-1}$		Примечание
	$30^0 \leq \beta \leq 55^0$	$\beta > 55^0$	
	1,0 0,9	0,8 0,7	$g < d$ $g \geq d$
	1,1	0,9	
	0,6	0,5	
	0,4	0,3	

$m_N = m_0 \cdot A_y$ - значения m_0 и A_y - см. соответственно табл. II.3 и II.4.

Таблица II.3.

Значения параметра m_0

Нормативное временное сопротивление стали МПа	До 390	Свыше 390 до 450	Свыше 450 до 490	Свыше 490 до 540
Параметр,	0,16	0,18	0,20	0,22

Таблица II.4

Коэффициент A_y

Группа соединений элементов по табл. II.4; II.5 СТО	I	2	3	4-5	6-8
Коэффициент A_y	I,0	0,90	0,85	0,75	0,65

Расчеты по формуле II.2 производят для случая постоянной по величине циклической нагрузки ($K_\rho = I,0$).

При различных сочетаниях условий, определяющих нагруженность элемента (уровень напряжений, показатель ассимметрии цикла нагружения, число циклов изменения нагрузки) для оценки ресурса элемента может быть использовано выражение:

$$\frac{C_1}{C_{1n}} + \frac{C_2}{C_{2n}} + \frac{C_3}{C_{3n}} + \ldots + \frac{C_i}{C_{in}} \leqslant 1,0 \qquad (II.3)$$

где

$C_1, C_2, C_3 \ldots C_i$ - число циклов нагружений, соответствующее I,2, 3... i сочетаниям ;

$C_m, C_{2m}, C_{3m} \ldots C_{im}$ – предельное число циклов, соответствующее исчерпанию несущей способности элемента при работе его только в условиях, соответствующих I, 2, 3... i сочетаниям условий (включая и условия многоцикловой усталости).

Значение произведения $\alpha_y \cdot R_v \cdot \gamma_v \cdot \gamma_c \cdot \left(\frac{C_б}{C}\right)^{m_м}$ не должно превышать Ru / γ_m

Формула (II.3) используется также в случаях одновременного учета явлений много- и малоцикловой усталости.

II.4. Пример расчета усталостной прочности пролетной балки мостового крана в многоцикловой области.

II.4.I. Проверяется балка мостового крана грузоподъемностью 20 т, пролетом 25,5 м. Масса грузовой тележки – 6 т, масса каждой пролетной балки – 6 т, материал – сталь 09Г2С.

Схема крана и поперечного сечения балки показаны на рис.II.I.

За срок службы кран перемещает в основном грузы в 6; I0 и 20 т; общее число циклов работы – I. $I0^6$. Спектральное распределение нагрузок иллюстрируется графиком рис. II.2.

В ходе каждого цикла работы грузовая тележка перемещается от края до центра пролета.

II.4.2. Значение коэффициента нагружения по ГОСТ 25546-82

$$K_p = \frac{20}{20}^3 \cdot \frac{0{,}08 \cdot I0^6}{I \cdot I0^6} + \frac{I0}{20}^3 \cdot \frac{0{,}I2 \cdot I0^6}{I \cdot I0^6} \cdot \frac{6}{20}^3 \cdot \frac{0{,}8 \cdot I0^6}{I \cdot I0^6} =$$

$$= 0{,}II66.$$

Сочетание $K_p = 0{,}II66$ и $C_r = I \cdot I0^6$ соответствует группе режима 5К.

II.4.3. Динамика учитывается введением коэффициента I.I, относимого к весу груза.

Моменты сопротивления для точек I и 2 равны соответственно $\omega_{1x} = 9630$ см^3 ; $\omega_{2x} = 9790$ см^3.

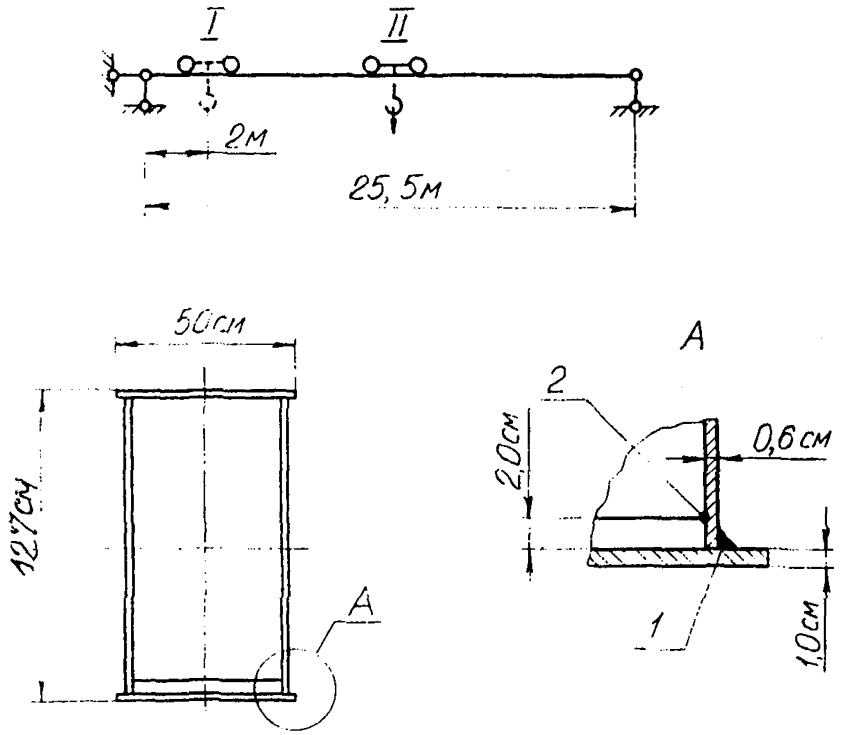


Рис. 11.1 Схема к расчету мостового крана

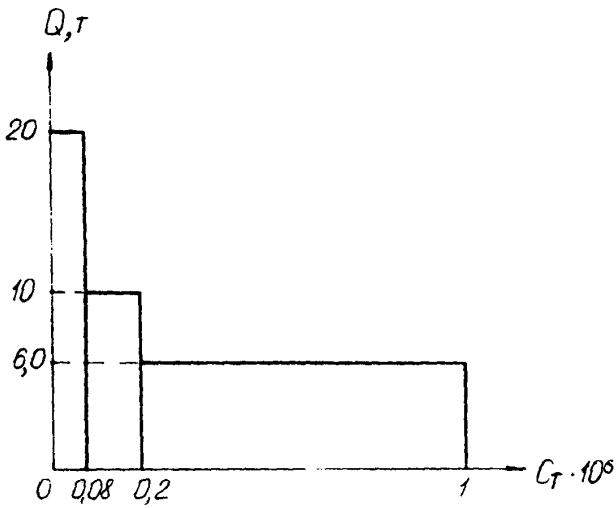


Рис. 11.2 Спектр распределения нагрузок за срок службы крана

Значения нормальных напряжений в точках I и 2 среднего сечения моста от подвижной нагрузки приведены в табл. II.5.

Таблица II.5.

Напряжения в среднем сечении моста, МПа

Точка	Тележка у края пролета (I)	Тележка в центре пролета с грузом (II)		
		6 т	I0 т	20 т
I	5,7	40,8	55,2	90,8
2	5,6	40,I	54,2	89,3

Напряжения от собственного веса пролетной балки в точках I и 2 равны соответственно I6,5 и I6,2 МПа.

Постоянная составляющая напряжений в данном случае равна минимальному напряжению и суммируется из напряжений от веса балки и тележки в крайнем положении и составляет для среднего сечения:

$\sigma_{1min} = \sigma_{1n} = 16,5 + 5,7 = 22,2$ МПа;

$\sigma_{2min} = \sigma_{2n} = 16,2 + 5,6 = 21,8$ МПа.

Максимальное напряжение:

$\sigma_{1max} = 90,8 + 16,5 = 107,3$ МПа ;

$\sigma_{2max} = 89,3 + 16,2 = 105,5$ МПа.

Напряжения, соответствующие ступеням нагрузок:

$Q = 20$ т ; $\sigma_{11} = \sigma_{1max} = 107,3$ МПа ;

$\sigma_{21} = \sigma_{2max} = 105,5$ МПа;

$Q = 10$ т ; $\sigma_{12} = 71,7$ МПа

$\sigma_{22} = 70,4$ МПа.

$Q = 6$ т ; $\sigma_{13} = 57,3$ МПа

$\sigma_{23} = 56,3$ МПа.

II.4.4. В соответствии с табл. II.4 СТО для точки I должна быть принята 4 группа концентрации; точки 2 – группа 5.

Так как напряжения в точке I лишь незначительно превышают напряжения в точке 2, где концентрация напряжений существенно выше, в дальнейшем оценивается только напряженное состояние в точке 2. Для группы 5 показатель $m = 4$.

II.4.5. Коэффициент нагружения для точки 2:

$$K_p = \frac{105,5 - 21,8^{4}}{105,5 - 21,8} \cdot \frac{0,08}{1,0} + \frac{70,4 - 21,8^{4}}{105,5 - 21,8} \cdot \frac{0,12}{1,0} +$$

$$+ \frac{56,3 - 21,8^{4}}{105,5 - 21,8} \cdot \frac{0,80}{1,0} = 0,116.$$

Сочетание $K_p = 0,116$ и $C_T = 1 \cdot 10^6$ соответствует группе режима 5К.

II.4.6. Коэффициент ассиметрии напряжений (см. СТО, п. 11):

$$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$$

в данном случае $\sigma_{min} = \sigma_{en} = 21,8$ МПа;

$\sigma_{max} = 95,9$ МПа

$$\rho = \frac{21,8}{95,9} = 0,227$$

Коэффициент вида напряженного состояния

$$\gamma_v = \frac{2}{1,2 - \rho} = \frac{2}{1,2 - 0,227} = 2,05.$$

Коэффициент условий работы принят $\gamma_c = 0,90$.

Коэффициент режима $\alpha_v = 1,80$.

Расчетное сопротивление усталости $R_v = 60$ МПа.

Условие прочности:

$\alpha_v \cdot R_v \cdot \gamma_v \cdot \gamma_c = 1,8 \cdot 60 \cdot 2,05 \cdot 0,9 = 192,2$ МПа;

$199,2 > \sigma_{max} = 95,9$ МПа.

II.5. Пример расчета усталостной прочности пролетной балки в малоцикловой области.

II.5.I. Используются данные предыдущего примера.

Масса транспортируемого груза увеличена до 50, 25 и I5 т при C_1, C_2 и C_3 равных соответственно 80, I20 и 800 циклов ; Ст = I000.

Расчетные максимальные напряжения в точке 2 составляют для ступеней нагрузки соответственно 239,4; I27,8; 53,I МПа.

Минимальное напряжение σ_{min} = 2I,8 МПа.

Коэффициент ассиметрии ρ имеет значения 0,09I; 0,I70; 0,262.

Коэффициент вида напряженного состояния $\gamma_v = \frac{2}{I,2 - \rho}$;

γ_{v1} = I,80; γ_{v2} = I,94; γ_{v3} = 2,I3.

γ_c = 0,9[illegible]; α_y = 2,I8; m_o = 0,I8; A_y = 0,75;

m_M = 0,I8 . 0,75 = 0,I35.

R_v = 27 МПа; $\alpha_y \cdot R_v \cdot \gamma_c$ = 52,97 = 53 МПа.

Для каждой из ступеней нагрузки:

$$\sigma_{max_i} = 53 \cdot \gamma_v \left(\frac{5 \cdot I0^5}{C_{in}}\right)^{0,I35}$$

Здесь C_{in} - предельное число циклов соответствующее исчерпанию несущей способности элемента.

Откуда :

$$C_{in} = \frac{5 \cdot I0^5}{\left(\frac{\sigma_{max_i}}{53 \cdot \gamma_v}\right)^{\frac{1}{0,135}}}$$

Для ступеней нагружения:

$$C_{I} = \frac{5 \cdot I0^5}{\left(\frac{239,4}{53,I,80}\right)^{7,41}} = 547; \quad C_{2} = \frac{5 \cdot I0^5}{\left(\frac{I27,8}{53 \cdot I,94}\right)^{7,41}} =$$

$$= I \cdot I0^5 ;$$

$$C_{эл} = \frac{5 \cdot 10^5}{\frac{83,1}{53 \cdot 2,18} - 7,41} = 5 \cdot 10^6$$

$$\frac{80}{547} + \frac{120}{1 \cdot 10^5} + \frac{800}{5 \cdot 10^5} = 0,148 < 1$$

Усталостная прочность в данных условиях обеспечивается.

12. РАСЧЕТ ПОЛОК ЕЗДОВЫХ ПРОФИЛЕЙ НА ДЕЙСТВИЕ МЕСТНЫХ НАГРУЗОК

Полки ездовых профилей при действии сосредоточенных нагрузок испытывают местный изгиб.

Возникающие вследствие этого напряжения следует учитывать совместно с напряжениями от общего изгиба всей несущей конструкции, сжатия профиля и т.п.

В СТО использована методика, разработанная в немецком объединении ТАКРАР /81/, и позволяющая учесть влияние приваренного к полке профиля усиления.

Общие указания по оценке этого влияния – см.также /13/. В случае необходимости для расчета неусиленных полок двутавровых профилей можно использовать данные работ /82, 85/, опубликованные и в отечественной литературе /2, 29/.

13. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА БАЛОК С ПЕРФОРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

13.1. Особенности конструкции.

Балки с перфорированной стенкой изготавливают путем фасонной разрезки стенок прокатных двутавров, с последующей раздвижкой и смещением частей балки /45/.

13.2. Проверка устойчивости перемычек.

Дополнительно к проверкам, предусмотренным разделом I3 РД, рекомендуется, в особенности в балках с высотой выше 400... 500 мм, проверять устойчивость перемычек по формуле:

$$\sigma = Q \frac{1}{a \cdot t \cdot \varphi} < R_y \cdot \gamma_c \qquad (13.1)$$

где

Q – поперечная сила ;

a – ширина перемычки ;

t – толщина стенки ;

φ – коэффициент продольного изгиба.

Величину φ определяют, исходя из гибкости:

$$\lambda = 3{,}5 \frac{h_{ef}}{t} \qquad (13.2)$$

I3.3. Уточненное определение прогиба балки.

Прогиб балки определяют по формуле 89

где

$$f = f_M + f_Q \qquad (13.3)$$

f_M – составляющая прогиба от действия изгибающего момента;

f_Q – составляющая прогиба от действия поперечной силы.

$$f_M = f_{oM} \frac{J_o}{J_p} \qquad (13.4)$$

где

f_{oM} – прогиб от действия изгибающего момента, определенный исходя из момента инерции J_o неослабленного сечения с высотой H (см.рис. I3.I СТО) ;

$J_p = J_n + J_c$ – условный расчетный момент инерции сечения;

J_n – момент инерции поясов относительно нейтральной оси сечения $x_o - x_o$;

J_c – приведенный момент инерции стенки относительно оси $x_o - x_o$

$$J_c = J_c^o \cdot \beta$$

где

J_c^o - момент инерции стенки без учета ослабления; для стенки толщиной t

$$J_c^o = \frac{t \cdot h_{ef}^3}{12}$$

β - коэффициент, определяемый в зависимости от отношений $\alpha = \frac{\ell}{b}$ и $\eta = \frac{h_{ef}}{b}$ по графику рис. I3.Iа.

$$f_Q = f_{oQ} \cdot \frac{1}{\rho}$$

где

f_{oQ} - прогиб от действия поперечной силы, определенный по неослабленному сечению балки высотой H ;

ρ - коэффициент, определяемый в зависимости от соотношений $\alpha = \frac{\ell}{b}$; $\eta = \frac{h_{ef}}{b}$ по графику рис. I3.Iб.

Примечание: значение f_Q для двухопорной балки, нагруженной в центре сосредоточенной нагрузкой P составляет

$$f_{oQ} = \frac{P \cdot L}{4G \cdot A_c}$$

где

G - модуль сдвига ;

L - пролет балки ;

A_c - площадь поперечного сечения стенки неослабленной балки.

I3.4. Дополнительные указания по расчету балок с перфорированными стенками.

В случаях необходимости дополнительного уточнения расчетов перфорированных балок можно использовать материалы следующих литературных источников :

- проверка устойчивости перемычек - /95/
- проверка статической прочности - /I8, 54, 48/
- проверка сопротивлению усталости -/I2/

I3.5. Пример расчета однобалочного крана с перфорированной двутавровой пролетной балкой.

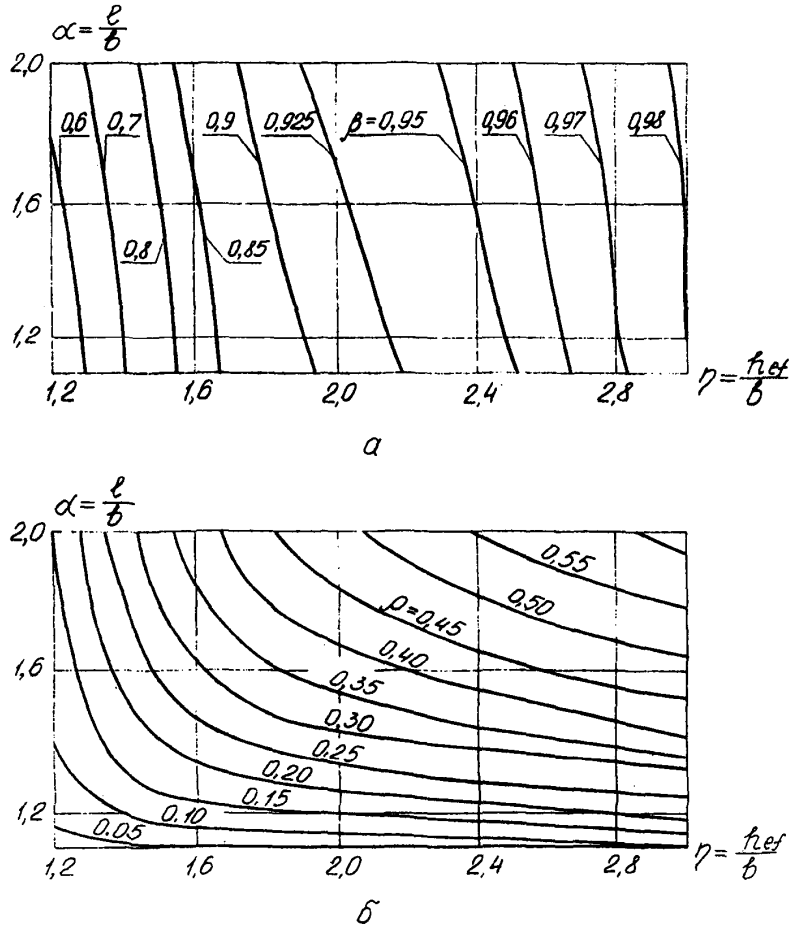
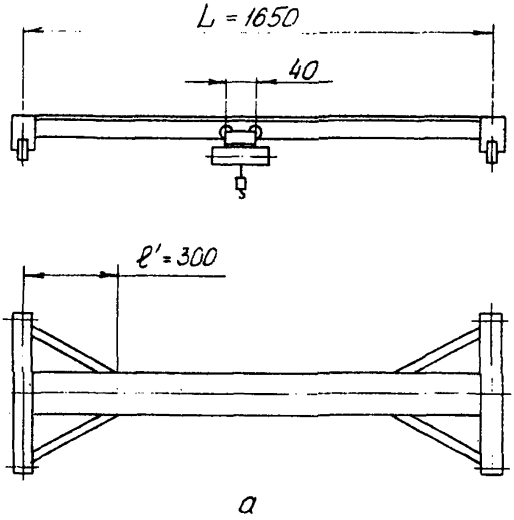


Рис. 13.1 Графики для учета влияния отверстий в стенке на прогибы балки

а) коэффициент β корректировки момента инерции балки;

б) коэффициент ρ корректировки прогиба от поперечной силы.



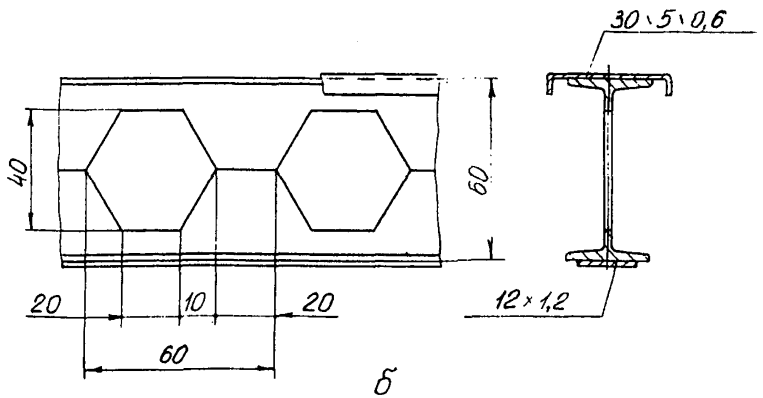


Рис. 13.2 Однобалочный кран
а) схема крана;
б) фрагмент пролетной балки

I3.5.I. Для иллюстрации использования методов расчета балок с перфорированной стенкой приводится пример расчета однобалочного мостового крана с электроталью грузоподъемностью 5 т.

I3.5.2. Данные крана:

- грузоподъемность - 5 т;
- группа режима работы - 3К;
- массе электротели G_T = I,0 т;
- линейная масса моста g_M = I50 кг/м;
- скорости, м/с

  подъема груза - 0,I33

  передвижения тали - 0,50

  передвижения крана - 0,50.

Схема крана - см. рис. I3.2. Все размеры на рисунках даны в сантиметрах.

I3.5.3. Расчетные нагрузки.

Коэффициент перегрузки K_Q = I,2.

Динамическая нагрузка от работы механизма подъема:

$$P_{g.b} = Q2 \cdot Q = \text{I0 кН}.$$

Горизонтальная динамическая нагрузка, действующая на таль с грузом $P_{гор}$ = 4 кН.

Горизонтальная линейная динамическая нагрузка от масси моста

$$p_{гор} = \text{I50 Н/м}.$$

I3.5.4. Перфорированная пролетная балка (см. рис. I3.2б) сварена из тавровых профилей, полученных разрезкой двутавра № 45Ш.

Верхний пояс балки усилен гнутым корытным профилем, а нижний - подваркой полосы.

Материал - сталь марки 09Г2С.

I3.5.5. При расчете подлежат проверке:

- несущая способность балки по критерию статической прочности с учетом изгиба балки в вертикальной и горизонтальной плоскостях, ее кручения, а также местных напряжений в нижнем поясе, вызываемых нагрузкой от ходовых колес тележки тали;

- прогиб балки при расположении тележки в центре пролета;

- устойчивость балки в целом при расположении тележки в центре пролета;

- устойчивость перемычек (стоек) балки при расположении грузовой тележки у края пролета;

- усталостная прочность конструкции.

Выполняются как минимально необходимые расчеты, методика которых регламентирована СТО, так и уточненные проверки, предусмотренные разделом I3 настоящего пособия.

I3.5.6. На рис. I3.2б показано сечение балки.

Для определения геометрических характеристик сечение упрощают в соответствии со схемой рис. I3.3.

I3.5.7. Неослабленное сечение

Площадь общая A_c = I50,8 см^2.

Момент инерции:

J_{0x} = 96I30 см^4; J_{0y} = 3630 см^4.

I3.5.8. Ослабленное сечение.

Характеристики сечения в целом:

J_x = 90530 см^4; J_y = 3625 см^4.

Момент инерции кручения J_d = 99 см^4.

Методика определения J_d см., например /35/.

I3.5.9. Секториальный момент инерции

J_ω = I,95 . I0^6 см^6.

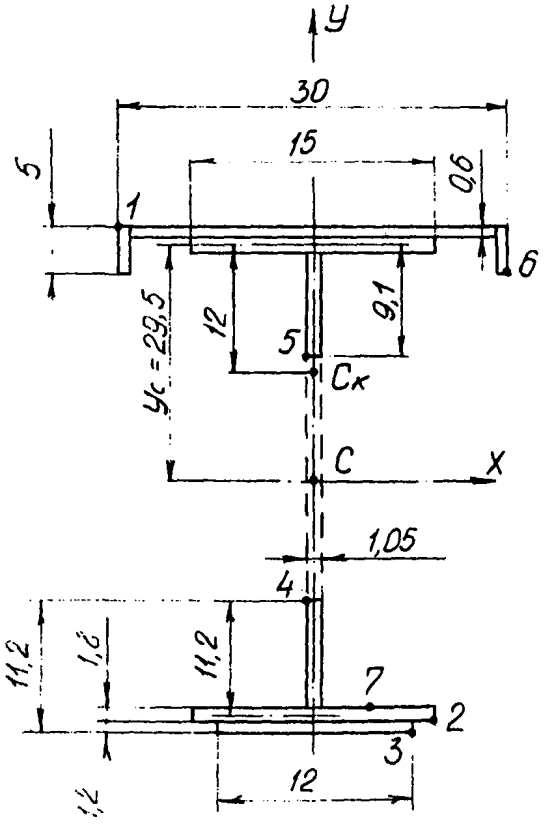


Рис. 13.3 Упрощенная расчетная схема сечения балки. I...7 - точки сечения для определения геометрических показателей

Секторкальные координаты для точек I, 2 и 6:

$$\omega_1 = -\ 180\ см^2;$$
$$\omega_2 = 278\ см^2;$$
$$\omega_6 = 255\ см^2.$$

Секторкальные моменты сопротивления для точек I,2 и 6:

$$W_{\omega 1} = 1{,}08 \cdot 10^4\ см^4;$$
$$W_{\omega 2} = 7{,}03 \cdot 10^3\ см^4;$$
$$W_{\omega 6} = 7{,}64 \cdot 10^4\ см^4.$$

Координаты относительно центра тяжести верхнего пояса:

центра тяжести $y_c = 29{,}5$ см;

центра кручения $y_{ск} = 12{,}0$ см.

Методика определения секторкальных характеристик см., например, /35, 51/.

I3,5.I0. Моменты сопротивления осевые для точек I - 3:

$$W_{1x} = 2860\ см^3; \quad W_{1y} = 241\ см^3;$$
$$W_{2x} = 2940\ см^3; \quad W_{2y} = 488\ см^3;$$
$$W_{3x} = 2825\ см^3; \quad W_{3y} = 468\ см^3;$$
$$W_{4x} = W_{5x} = 4525\ см^3; \quad W_{4y} = W_{5y} = 3900\ см^3;$$
$$W_{6x} = 3695\ см^3; \quad W_{6y} = 242\ см^3.$$

I3.5.II. Изгибно-крутильная характеристика сечения:

$$K = \sqrt{\frac{G \cdot J_d}{E \cdot J_\omega}} = 6{,}3 \cdot 10^{-8}\ см^{-1}.$$

Безразмерная изгибно-крутильная характеристика балки kl определяется, исходя из расчетной длины балки $l = 1350$ см. Здесь учтено влияние подкосов и принято $l = L - 0{,}5 \cdot 2l'$, где

l' - расстояние от концевых балок до точек примыкания подкосов;

$l' = 300$ см;

0,5 – эмпирический коэффициент, учитывающий податливость подкосов

$$K \cdot \ell = 8{,}5.$$

I3.5.I2. Геометрические характеристики ветвей (поясов) ослабленного сечения:

– верхняя ветвь:

$A_B = 58{,}6$ см^2; $J_{xB} = 300$ см^4; $J_{yB} = 2945$ см^4;
$W_{B1x} = I25$ см^3; $W_{B5x} = 33$ см^3; $W_{B8x} = I03$ см^3;

– нижняя ветвь:

$A_H = 50{,}0$ см^2; $J_{xH} = 278$ см^4; $J_{yH} = 680$ см^4;
$W_{H4x} = 25$ см^3; $W_{H2x} = 232$ см^3; $W_{H3x} = III$ см^3.

I3.5.I3. Для расчета балки моста принимается следующее сочетание нагрузок:

– тель с грузом 5 т в центре пролета;

– динамическая нагрузка от работы механизма подъема;

– горизонтальная динамическая нагрузка от работы механизма передвижения крана;

– нагрузка от массы моста.

I3.5.I4. Суммарная вертикальная сосредоточенная нагрузка, передающаяся на балку от тали:

$$P_B = Q_{гр} \cdot K_Q + P_{g.b.} + I0 \cdot G_T = 50 \cdot I{,}2 + I0 + I0 = 80 \text{ кН};$$

где:

$Q_{гр} = 50$ кН – нагрузка от массы груза;

$I0 G_T = I0$ кН – нагрузка от массы тали.

I3.5.I5. Нагрузка на каждое из 4-х ходовых колес тележки электротали от суммарной вертикальной нагрузки:

$$R'_{Bверт.} = \frac{P_B}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ кН}.$$

От горизонтальной динамической нагрузки $P_{гор}$ (см.рис. I3.4):

$$R''_{верт} = \frac{P_{гор}}{2} \cdot \frac{h_р}{e} = \frac{4}{2} \cdot \frac{12}{9} = 2,7 \approx 3 кН$$

где

$h_р$ = I2 см – расстояние от центра подвески до беговой поверхности нижней полки пролетной балки;

e = 9 см – расстояние по горизонтали между точками контакта колес с балкой.

I3.5.I6. Изгибающие моменты, нагружающие балку в целом:

в вертикальной плоскости:

$$M_{верт} = P_б \frac{L}{4} + P_м \cdot \frac{L}{8} = \frac{80 \cdot I6,5}{4} + I,5 \frac{I6,5}{8} =$$

$$= 333,I \text{ кН.м}$$

где

$P_м = g_м \cdot I0 = I,5$ кН.м – распределенная нагрузка от массы пролетной балки.

В горизонтальной плоскости:

$$M_{гор} = P_{гор} \cdot \frac{L - 2l'}{4} + P_{гор} \cdot \frac{L - 2l'}{8} = 4 \cdot \frac{I6,5 - 2 \cdot 3}{4} + 0,I5 \cdot$$

$$\cdot \frac{I6,5 - 2 \cdot 3}{8} = I0,7 \text{ кНм.}$$

I3.5.I7. Поперечная сила, действующая в среднем сечении пролетной балки в вертикальной плоскости:

$$Q = \frac{P_б}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ кН.}$$

I3.5.I8. Крутящий момент, нагружающий балку:

$$M_{кр} = P_{гор} \cdot l' = 4 \cdot 0,6 = 2,4 \text{ кНм;}$$

где

l' = 0,59I 0,6 м – расстояние от центра кручения однобалочного сечения до шарнира подвески тали.

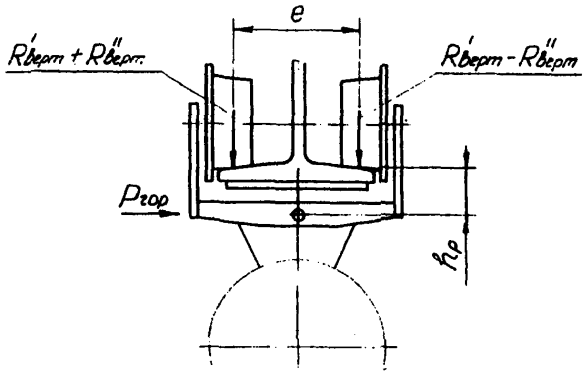


Рис. 13.4 Схема действия нагрузок на балку от ходовых колес тали

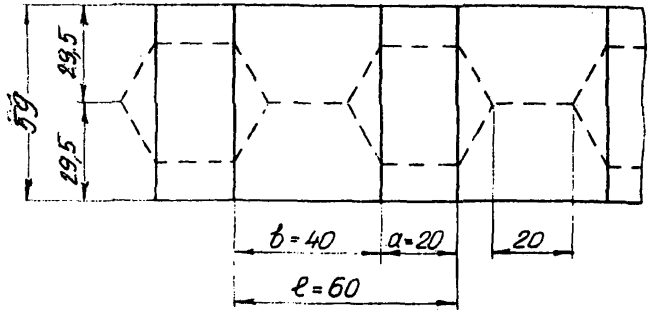


Рис. 13.5 Расчетная схема моста

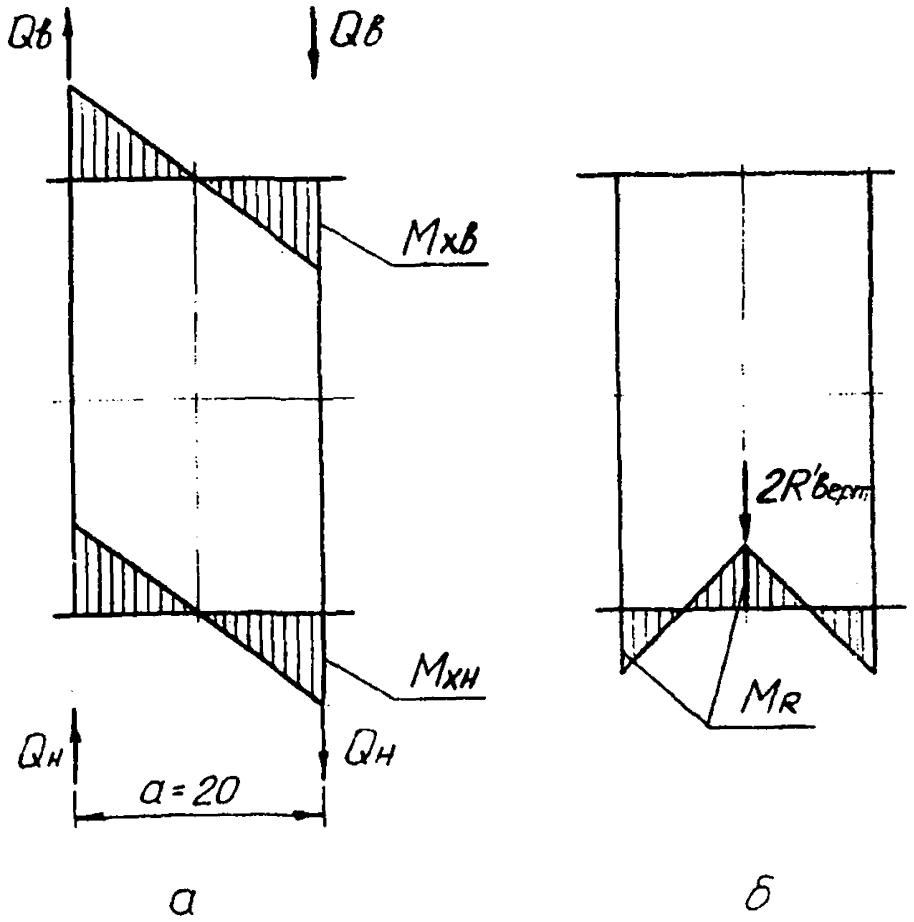


Рис. 13.6 Эпюры местных изгибающих моментов в поясах балки моста
а) от поперечной силы;
б) от нагрузок на колеса

I3.5.I9. Для определения поперечных нагрузок и изгибающих моментов в поясах (ветвях) ослабленного сечения мост представляется в виде безраскосной балки (рис. I3.5) с шириной просветов в свету a = 20 см.

I3.5.20. Поперечные силы распределяются пропорционально моментам инерции поясов:

$$Q_в = \frac{J_{xв}}{J_{xв} + J_{xн}} \cdot Q = \frac{300}{300 + 278} \cdot 4{,}0 = 2{,}I \text{ кН};$$

$$Q_н = \frac{J_{xв}}{J_{xв} + J_{xн}} \cdot Q = \frac{278}{300 + 278} = I{,}9 \text{ кН}.$$

I3.5.2I. Изгибающий момент, нагружающий нижний пояс (см.рис. I3,6а):

$$M_{xн} = Q_н \frac{a}{2} = I{,}9 \cdot \frac{0{,}2}{2} = 0{,}I9 \text{ кНм};$$

верхний пояс: $M_{xв} = 2{,}I$ кНм.

I3.5.22. Нижний пояс испытывает также местный изгиб от нагрузок от ходовых колес:

$$M_R = \frac{2 \cdot R_{верт} \cdot a}{8} = \frac{2 \cdot 20 \cdot 0{,}2}{8} = I \text{ кНм}.$$

I3.5.23. Эпюры изгибающих моментов в поясах балки - см. рис. I3.6.

I3.5.24. Выполняем проверку балки в соответствии с указаниями СТО .

На рис. I3.7 показаны эпюры напряжений в ослабленном сечении пролетной балки, построенные исходя из определенных выше силовых факторов и геометрических показателей.

Наиболее опасными представляются точки I верхнего пояса и 2 и 4 - нижнего пояса.

Соответствующие суммарные нормальные напряжения

σ_1 = - 44,2 - II6,5 - I8,8 - I7,5 = - I75,C МПа;

σ_2 = 22,I + II7,9 + II,0 + 26,9 - 9,9 = I66,3 МПа;

σ_4 = 73 + 76 + 40 = I89 МПа.

I3.5.25. При проверке стыкового шва следует рассматривать случай расположения грузовой тележки у края кровета.

Тележка расположена на расстоянии I м от края кровета.

Поперечная сила:

$$Q \cong P_\beta \cdot \frac{16,5 - 1,0}{16,5} + \frac{p_м \cdot l}{2} = 80 \cdot 0,94 + \frac{0,15 \cdot 16,5}{2} = 73,4 кН.$$

Напряжение

$$\tau = Q \frac{a+b}{a \cdot t \cdot h_{ef}}$$

где

t = I,05 см - толщина стенки балки;

h_{ef} = 56 см - расчетная высота стенки (см.раздел 7 СТО).

a = 20 см; b = 40 см (см.рис. I3.6).

$$\tau = 76,4 \cdot \frac{20 + 40}{20 \cdot 1,05 \cdot 56} \cdot 10 = 38,9 МПа.$$

I3.5.26. Проверка с учетом местных напряжений отгиба нижней полки проводится для точек 7 и 2 (см.рис. I3.6).

I3.5.27. Суммарные нормальные продольные напряжения (от общего изгиба балки в вертикальной и горизонтальной плоскостях, местного изгиба поясов и стесненного кручения от моментов $M_{xн}$ и M_R):

точка 7 σ_7' = I08,2 МПа;

точке 2 σ_2' = I66,8 МПа.

I3.5.28. Напряжения от действия изгиба в вертикальной плоскости (без учета стесненного кручения и изгиба в горизонтальной плоскости):

точка 7 $\sigma_7'' = 83,1$ МПа;

точка 2 $\sigma_2'' = 116,3$ МПа.

13.5.29. Условие прочности для точки 7:

$$\alpha \cdot \sigma_7' + \beta \cdot \sigma_7'' + \delta \frac{R}{(t - \Delta t)^2} \leqslant \gamma_c \cdot R_y$$

$\alpha = 0,40$; $\beta = 0,60$; $\delta' = 1,1 \cdot K$

Для случая приварки усиливающей полосы двумя швами и

$t_n/t = 1,2/1,8 = 0,66$; $K = 0,78$; $\delta = 1,1 \cdot 0,78 = 0,86$.

$t = 1,8$ см; $\Delta t = 0,1 \cdot 1,8$.

$R = R'_{верт} = R''_{верт} = 20 + 3 = 23$ кН.

$$\sigma_7 = 0,40 \cdot 97,3 + 0,60 \cdot 83,1 + 0,86 \frac{23}{(0,9 \cdot 1,8)^2} \cdot$$

$= 164,1$ МПа.

13.5.30. Условие прочности для точки 2

$$\sigma_2' + \delta'' \cdot \frac{R}{(t + \Delta t)^2} < \gamma_c \cdot R_y$$

$\delta'' = 0,65 \cdot 0,73 = 0,51$.

$$166,8 + \frac{\cdot 23}{1,8 \cdot 0,9^2} \cdot 0,51 = 211,5 \text{ МПа}.$$

13.5.31. Значение прогиба балки f определяется от полезной нагрузки:

$P_o = 50 + 10 = 60$ кН.

Прогиб, определенный без учета местного изгиба поясов:

$$f_o = \frac{P_o \cdot L^3}{48 E \cdot J_x} = \frac{60 \cdot 1650^3 \cdot 10}{90530} = 3,09 \text{ см}.$$

При $L/H = 1650/60 = 27,5$, влияние местного изгиба учитывается коэффициентом 1,05 ;

$f = 1,05 \cdot f_o = 3,09 \cdot 1,05 = 3,24$ см.

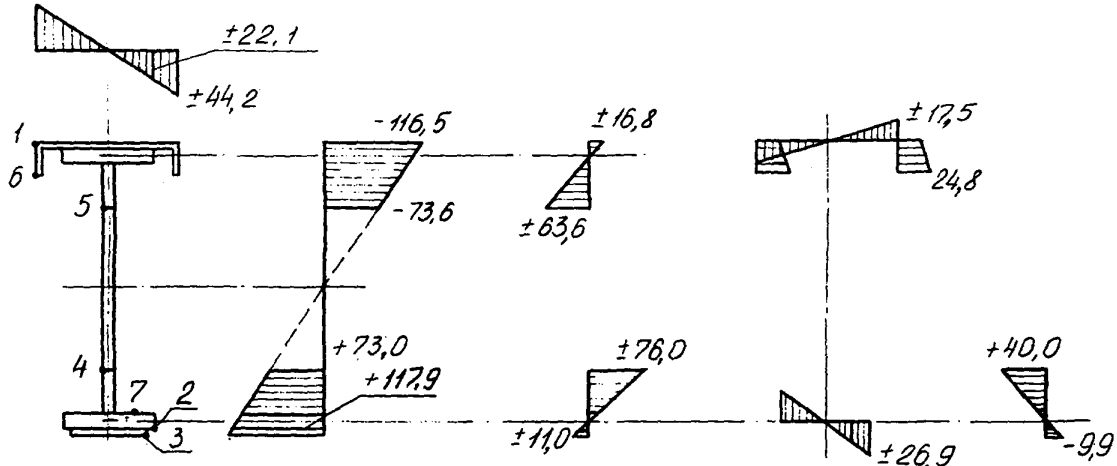


Рис. 13.7 Эпюры изгибающих моментов в ослабленном сечении балки, МПа

а) от горизонтальных нагрузок;

б) от общего изгибающего момента, нагружающего балку;

в) от изгибающих моментов M_{xH} и $M_{x'}$, вызванных действием поперечной силы;

г) от стесненного кручения балки

д) от местного изгиба от нагрузок от ходовых колес.

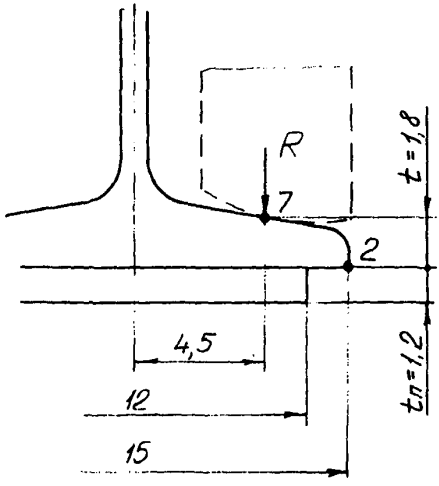


Рис. 13.8 Схема к определению местных напряжений отгиба полки

I3.5.32. Точка 4 сечения проверяется на сопротивление усталости (см.рис. I3.3).

Расчетная нагрузка для данного случая –

$P' = Q + 0{,}5 \cdot P_{дв} + 10\,G_т = 65$ кН.

Нагрузка от собственного веса моста не учитывается.

Принимается, что за каждый цикл груз перемещается от центра пролета к половине расстояния от центра до края пролета, что приводит к соответствующему изменению изгибающих моментов и напряжений.

Максимальное напряжение:

$$\sigma_{max} = \sigma_ч \cdot \frac{P'}{P_б} = 180 \cdot \frac{65}{80} \cong 154 \text{ МПа};$$

где

$\sigma_ч$ – см. п. 13.5.24.

Минимальное напряжение (см. рис. I3.7):

$$\sigma_{min} = \frac{(73 + 76)}{2} \cdot \frac{65}{80} = 60{,}5 \text{ МПа}$$ – без учета местных напряжений изгиба от нагрузки от колеса.

Коэффициент асимметрии цикла:

$$\rho = \frac{60{,}5}{154} = 0{,}40; \qquad \gamma_v = \frac{2}{1{,}2 - 0{,}40} = 2{,}5.$$

Группа концентрации напряжений – 8 (см.табл. II.4 СТО).

$R_б = 27$ МПа; $\alpha_v = 2{,}0$.

Условие прочности: $\sigma_{max} \leq \alpha_v \cdot R_v \cdot \gamma_v \cdot \gamma_c$

При $\gamma_c = 0{,}90$

$\alpha_v \cdot R_v \cdot \gamma_v \cdot \gamma_c = 2{,}0 \cdot 27 \cdot 2{,}5 \cdot 0{,}9 = 121{,}5$ МПа $< \sigma_{max}$

I3.5.33. Дополнительная проверка устойчивости перемычки проводится в соответствии с указаниями раздела I3 "Пособия".

$$\sigma = Q \frac{1}{t \cdot a \cdot \gamma}$$

где

t = I,05 см – толщина стенки;

a = 20 см;

φ – коэффициент продольного изгиба;

Гибкость $\lambda = 3{,}5 \cdot \frac{h_{ef}}{t} = 3{,}5 \cdot \frac{56}{I{,}05} = I86$;

$\varphi = 0{,}20$; $Q = 76{,}4$ кН;

$$\sigma = 76{,}4 \cdot \frac{I \cdot I0}{I{,}05 \cdot 20 \cdot 0{,}2} = I8I{,}9 \text{ МПа}$$

I3.5.3I. Уточненное определение прогиба балки проводится соответствии с указаниями раздела I3 "Пособия".

$$f = f_M + f_Q \qquad f_M = f_{OM} \cdot \frac{J_{ox}}{J_p}$$

$$f_{OM} = \frac{P_0 \cdot l^3}{48E \cdot J_{ox}} \qquad J_{ox} = 96I30 \text{ см}^4.$$

$$f_{OM} = \frac{60 \cdot I650^3 \cdot I0}{48 \cdot 2 \cdot I05 \cdot 96I30} = 2{,}9 \text{ см}.$$

$$J_p = J_n + J_c$$

Момент инерции поясов $J_n = 78270$ см^4.

Приведенный момент инерции стенки

$$J_c = J_c^o \cdot \beta$$

$$J_c^o = \frac{h_{ef}^3 \cdot t}{I2} = I5360 \text{ см}^4;$$

β – по графику рис. I3.Iа "Пособия";

$$\alpha = \frac{l}{b} = \frac{60}{40} = I{,}5;$$

$$\eta = \frac{h_{ef}}{b} = \frac{56}{40} = I{,}4;$$

$\beta = 0{,}7$; $J_c = I5 \cdot 360 \cdot 0{,}7 = I0760$ см^4;

$J_p = 78270 + I0760 = 89000$ см^4;

$$f_M = 2{,}9 \cdot \frac{96I30}{89000} = 3{,}I3 \text{ см.}$$

$$f_Q = f_{OQ} \cdot \frac{1}{\rho}$$

$$f_{OQ} = \frac{P_O \cdot L}{4G \cdot A_C} = \frac{65 \cdot I650 \cdot I0}{4 \cdot 8 \cdot I0^4 \cdot I50{,}8} = 0{,}022 \text{ см.}$$

при $\alpha = I{,}5$; $\eta = I{,}4$ по графику рис. I3.I6 "Пособия"

$\rho = 0{,}I0$;

$$f_Q = \frac{0{,}022}{0{,}I0} = 0{,}22 \text{ см}$$

$$f = 3{,}I3 + 0{,}22 = 3{,}25 \text{ см.}$$

I4. РАСЧЕТ ПОДТЕЛЕЖЕЧНЫХ НАПРАВЛЯЮЩИХ

I4.I. Подтележечные направляющие (рельсы) от возникающих при перекатывании по ним ходовых колес грузовой тележки испытывают напряжения как изгиба, так и смятия. Последние часто и являются причиной их выхода из строя.

I4.2. Включенная в СТО методика учитывает усталостные явления в материале рельса; она разработана с использованием материалов стандарта Австралии /76/, применительно к действующей у нас режимной классификации и особенностям отечественных кранов.

Общие указания по расчету подтележечных рельсов по критерию усталостной прочности содержатся в работах проф. Б.С.Ковальского (см., например, /I5/).

По действующим методикам не предусматривается совместный учет действия местных и общих напряжений, их предусматривается оценивать раздельно. Известны лишь отдельные предложения по их совместному учету, не получившие, однако, практической реализации /92/.

I4.3. При расчете рельсов на поперечный изгиб за основу приняты методики, нашедшие применение в железнодорожном транспорте и специальных транспортных установках /9, I3, 25, 55,59/ . Учет усталостных явлений обеспечивается введением дифференцированных по группам режима коэффициентов условий работы.

I5. ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА УГЛОВЫХ СОПРЯЖЕНИЙ ПРЯМОЛИНЕЙНЫХ БАЛОК

I5.I. Типы соединений.

I5.I.I. В соединениях с непосредственным скреплением балок двутаврового сечения между собой (рис. I5.Iа) обычно перепускают пояс одной из балок на торец другой. Для повышения несущей способности соединения целесообразно предусматривать ребра I и 2.

При коробчатых балках (рис. I5.Iб) стенки балок размещают в одной плоскости и соединяют стыковым швом.

В горизонтальной балке предусматривают диафрагмы 3 и 4, воспринимающие нагрузку от поясов вертикальной балки. Здесь также целесообразна установка ребер 5, примыкающих к стенкам балок.

I5.I.2. Соединения со скреплением балок между собой посредством переходного участка показаны на рис. I5.2а и б.

На рис. I5.2а показано соединение двутавровых балок через трапецевидный переходной участок. У концов балок в них вварены поперечные ребра I и 2; переходной участок 3 окаймлен полками балок и дополнительной полосой 4.

Схема соединения коробчатых балок через криволинейный переходной участок показана на рис.I5.2б. В случае необходи-

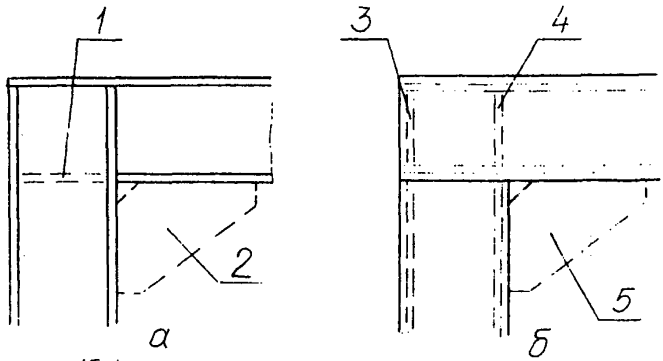


Рис. 15.1 Схемы соединений с непосредственным скреплением балок между собой
а) балки двутаврового сечения;
б) коробчатые балки.

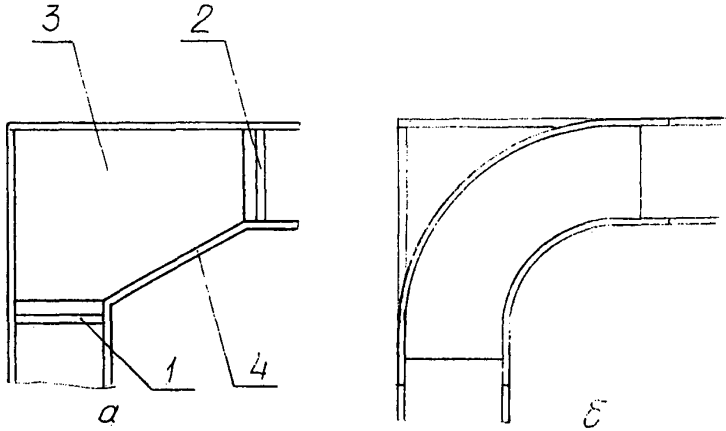


Рис. 15.2 Соединения балок через переходной участок
а) трапецевидный переходной участок;
б) криволинейный переходной участок.

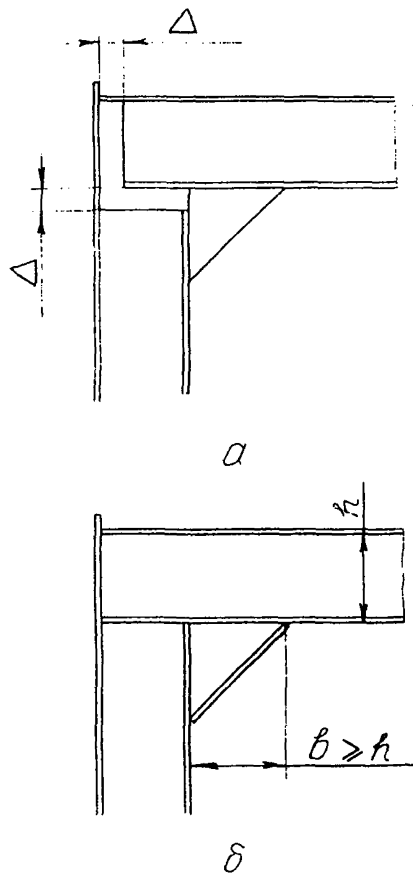


Рис. 15.3 Схемы к оценке прочности угловых соединений

а) соединение с зазорами между торцем балок;

б) рекомендуемые соотношения усиливающих элементов.

мости криволинейные пояса переходного участка подкрепляют радиальными или продольными ребрами.

Выполнение переходного участка с внешним прямым углом (тонкие линии на рис. I5.2б) не приводит к существенному повышению несущей способности соединения, определяемой в основном, напряженным состоянием внутреннего криволинейного пояса.

Технологически наиболее просто выполняются соединения по рис. I5.I, более сложные - по рис. I5.2. Соединения с криволинейными элементами требуют тщательной подгонки гнутых поясов к стенкам.

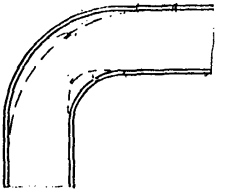
I5.2. Характеристика несущей способности соединений различных типов.

I5.2.I. Соединения по рис.I5.Iа,б, в случае выполнения без внутренних угловых ребер, обладают относительно низкой несущей способностью, примерно в два раза ниже, чем у балок, примыкающих к соединению. Прочность таких соединений может быть повышена за счет соединения стенок балок накладками.

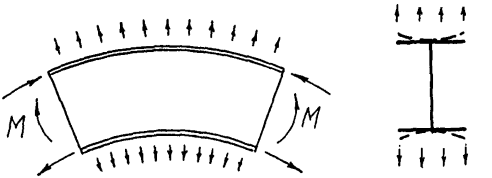
Соединение с ребрами иногда для упрощения изготовления выполняют с зазорами Δ между торцами балок (см.рис.I5,3а), что приводит к определенному уменьшению несущей способности.

Статическая несущая способность соединений с ребрами достаточно высока - при размере стороны ребра b, равной высоте балки h, и усилением ребра окантовкой (рис.I5.3б) не ниже несущей способности балок.

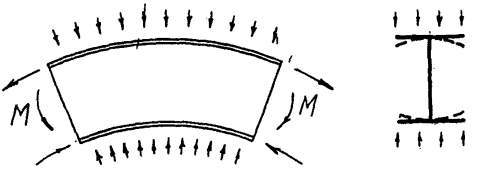
Статическая прочность соединений с промежуточным трапецевидным элементом, окаймленным полосой, также равна прочности самих балок, однако, они характеризуются несколько большим сопротивлением циклическим нагрузкам.



а



б



в

Рис. 15.4 Схемы деформаций поясов криволинейного участка.

I5.2.2. Для соединений с криволинейными элементами приходится считаться с возможностью возникновения поперечных напряжений, появляющихся вследствие деформации поясных листов (см.рис. I5.4а). В результате этого консольные края поясов (или центральные участки поясов коробчатого сечения) отгибаются, причем направление отгиба зависит от направления действия изгибающего момента (рис.I5.4б и в). При этом между поясами и стенками действуют радиально направленные распределенные нагрузки.

Соединения с криволинейными переходными участками характеризуются относительно высоким сопротивлением усталости.

I5.2.3. Некоторые рекомендации по выполнению соединений с криволинейными переходными участками приведены в табл.I5.I.

Дополнительные указания по выполнению угловых соединений - см. /2I, 3I, 79, 86, 87, 9I/.

I5.3. Особенности расчета угловых соединений балок.

I5.3.I. Изложенная ниже методика распространяется на расчет угловых соединений балок на нагрузки, действующие в плоскости, проходящей через оси балок, и вызывающие изгиб последних.

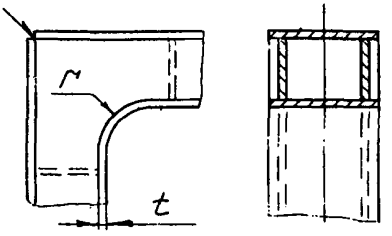
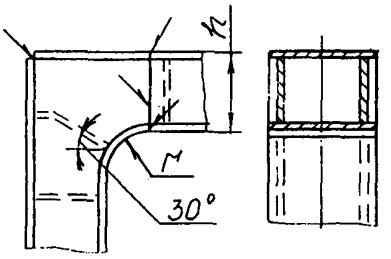
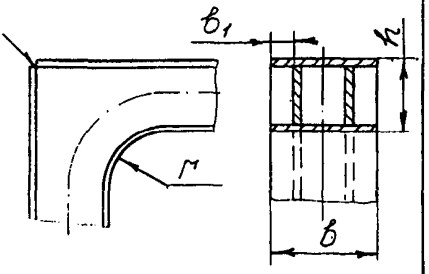
I5.3.2. Возможные отклонения получаемых в результате расчета напряжений учитываются введением вместо соответствующего значения коэффициентов условий работы γ_c - γ_c''. Эти коэффициенты не относятся к данным, которые могут быть получены с использованием уточненных способов оценки напряжений, например, с помощью метода конечных элементов или путем применения поляризационно-оптического метода.

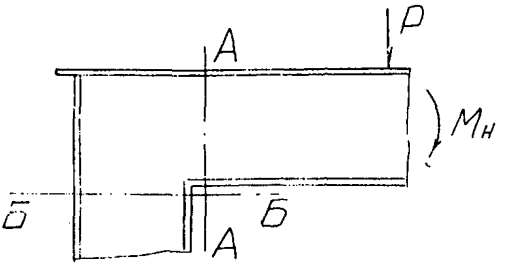
I5.3.3. При расчете соединений с непосредственным соединением балок между собой без угловых ребер (рис.I5.5а)

С. 90

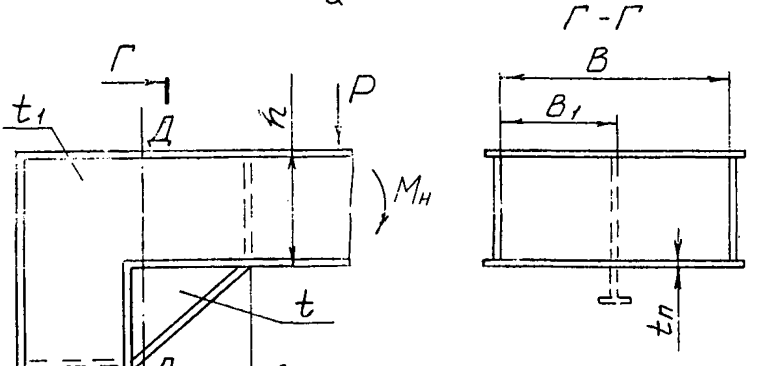
Таблица I5.I

Рекомендации по выполнению соединений с криволинейными переходными участками

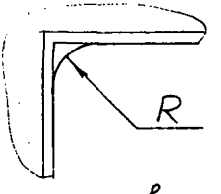
Качественная характеристика степени нагруженности при эксплуатации конструкции	Схема соединения	Особенности выполнения соединения
Небольшая		$r < 3t$ подкрепление ребрами не требуется
Средняя		$r < h$
Высокая		$r > h$ Пояса разделены по ширине b на участки b_1; необходимости в радиальных ребрах нет



а



б



в

Рис. 15.5 Схемы к расчету соединений с непосредственным скреплением балок.

проверяют сечения балок, непосредственно примыкающие к углу А-А, Б-Б . Вводят коэффициент условий работы $\gamma_c'' = 0,6$, а для случая выполнения соединения с зазорами (см.рис. I5.3а) принимают $\gamma_c'' = 0,4$. В соединении с угловыми ребрами (рис. I5.5б)

при $t \geq t_1$ и $b \geq h$ проверке подлежит ребро:

$$\sigma = \frac{6M}{t \cdot b^2} < R_y \cdot \gamma_c'' \qquad (15.1)$$

где

M – расчетный изгибающий момент, действующий в сечении Д-Д.

При отсутствии у ребра окантовки $\gamma_c'' = 0,4$, для соединений с зазорами у торцов балок – $\gamma_c'' = 0,22$. Для отбортованного ребра напряжения, определяемые по формуле (I5.I) уменьшают на 30%. При выполнении ребра по дуге рис. I5.5ь эти напряжения повышают в I,7 раза.

При соединении коробчатых балок рекомендуется предусматривать с интервалом $B_1 \leq 50\, t_n$ дополнительные внутренние и внешние ребра (пунктир на рис. I5.5б), при отсутствии этих ребер в расчет вводят участки поясных листов шириной $B_1 \leq 25\, t_n$. Следует провести также расчет прочности сечения балки у места обрыва ребер.

Дополнительные указания по расчету – см. /2I, 52, 35, 7I, 83/.

I5.3.4. При расчете соединений с криволинейными переходными участками в общем случае учитывают:

- нелинейность распределения изгибных напряжений по высоте сечения;
- дополнительные поперечные деформации поясов двутавровых и коробчатых сечений.

Нелинейность распределения напряжений учитывают при радиусе кривизны нейтральной оси сечения $r \leqslant 5h$, где h – высота сечения (см.рис. I5.6).

Дополнительные деформации поясов учитывают при значении параметра $\frac{b^2}{r \cdot t} \leqslant 0{,}20$, где b – ширина пояса; t – толщина пояса.

При радиусе закругления $r \leqslant 5h$ напряжения определяют по формуле:

$$\sigma = \pm \frac{N}{A} - \frac{M}{2A} - \frac{M \cdot C}{U} \cdot \frac{r}{r+C} \leqslant \gamma_c \cdot R_y \quad (I5.2)$$

где

N – нормальная сила в сечении;

M – изгибающий момент, действующий в сечении;

A – площадь поперечного сечения элемента;

r – радиус кривизны до нейтральной оси сечения;

C – расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемого волокна сечения;

U – редуцированный момент инерции сечения относительно его нейтральной оси, при $r \geqslant 2h$, $U = J_x$

I5.3.5. Для участков с внешними прямолинейными гранями определяют напряжения только на внутренней поверхности, при этом расчеты ведут для условного контура сечения (пунктир на рис. I5.6а).

При $r \leqslant 2h$

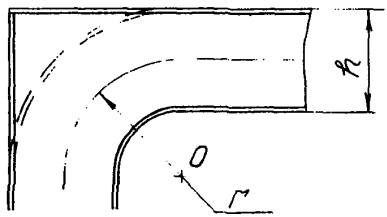
$$U = r^3 \cdot \sum \left(b_i \ln \frac{\omega_{ib}}{\omega_{iн}} \right) - r^2 \cdot A \quad (I5.3)$$

где

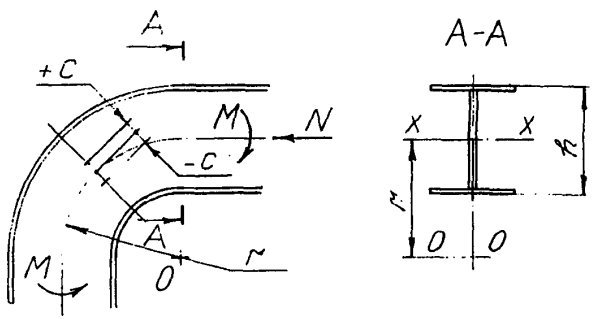
b_i – ширина (толщина) элемента сечения;

ω_{ib} – расстояние от верхней грани элемента до оси 0–0 (см.рис. I5.7);

$\omega_{iн}$ – то же, от нижней грани элемента. Для сечения по рис. I5.7.



а



б

Рис. 15.6 Схемы к определению напряжений на криволинейном переходном участке.

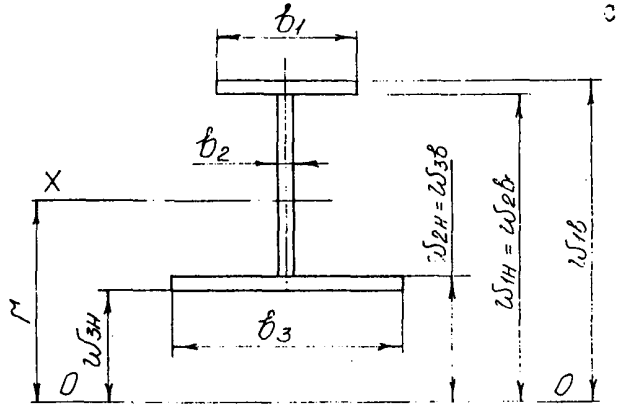


Рис. 15.7 Схема к определению редуцированного момента инерции сечения.

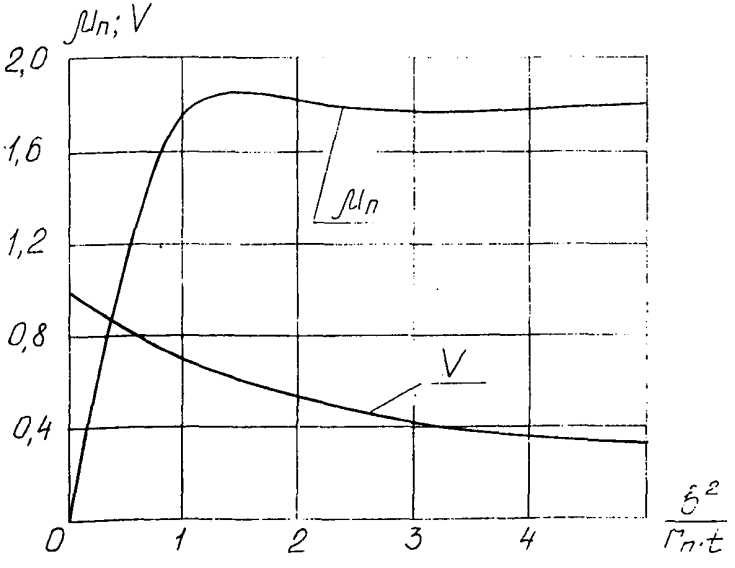


Рис. 15.8 Зависимость редукционных коэффициентов V ; $\mu_п$ от параметра $b^2/r_п \cdot t$

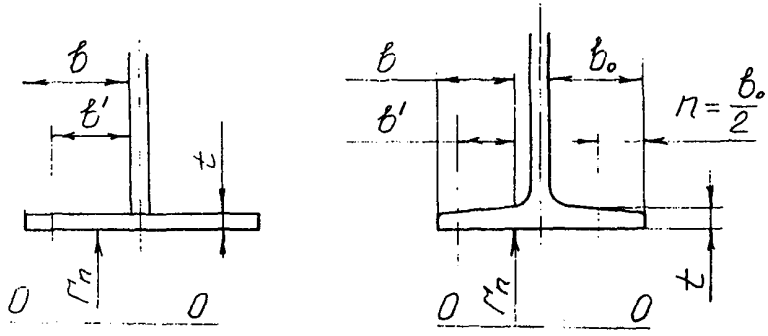


Рис. 15.9 Схемы для определения приведенной ширины полки:
а) с параллельными полками;
б) с наклонными полками.

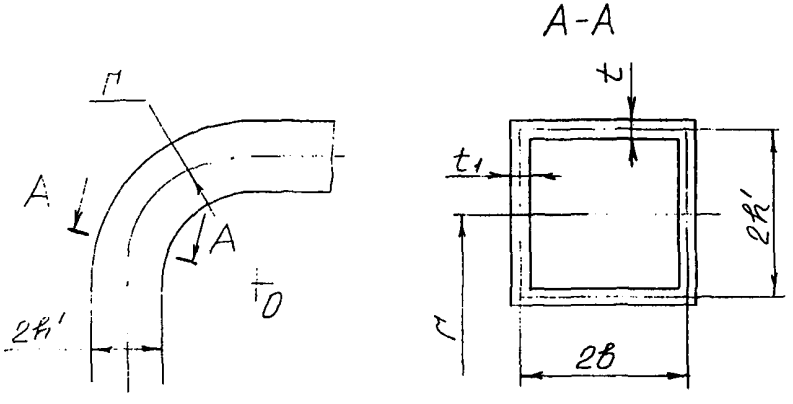


Рис. 15.10 Схема к расчету коробчатых сечений.

$$\sum\left(b_i \ln\frac{\omega_{iв}}{\omega_{iн}}\right)=b_1 \ln\frac{\omega_{1в}}{\omega_{1н}}+b_2\cdot\ln\frac{\omega_{2в}}{\omega_{2н}}+b_3\ln\cdot\frac{\omega_{3в}}{\omega_{3н}} \qquad (I5.4)$$

I5.3.6. При расчете элементов с одностенчатыми (двутавровыми) сечениями деформации поясов учитывают введением редукционных коэффициентов, определяемых по графикам рис. I5.8, в зависимости от параметра $\frac{b^2}{r_n\cdot t}$,

где b – ширина полки;

t – толщина полки;

r_n – радиус кривизны нижней полки (см.рис. I5.9).

Продольные нормальные напряжения σ (в т.ч. и с использованием формулы (I5.2) определяют исходя из приведенной ширины полки пояса $b'=b\cdot V$, причем коэффициент V находят отдельно для внешнего и внутреннего поясов.

Эти напряжения принимают равномерно распределенными по всей ширине b полки пояса.

Поперечные нормальные напряжения, действующие у основания полки, определяют по формуле:

$$\sigma'=\sigma\cdot\mu_n \qquad (I5.5)$$

значения μ_n – см.рис. I5.8.

I5.3.7. При расчете коробчатых элементов редукционный коэффициент V' для определения расчетной ширины пояса определяют в зависимости от параметров: $\frac{b^2}{r_n\cdot t_1}$

$$\lambda_ш=\frac{h\cdot t_1^3}{b\cdot t^3}$$

(см.рис. I5.I0) по графику рис. I5.II.

Напряжения в поясах и стенках сечения допускается определять исходя из расчетной ширины поясов $2b'=2b\cdot V'$

I5.8.3. Поперечные (радиальные) ребра обеспечивают существенное снижение напряжений в элементах конструкции только при

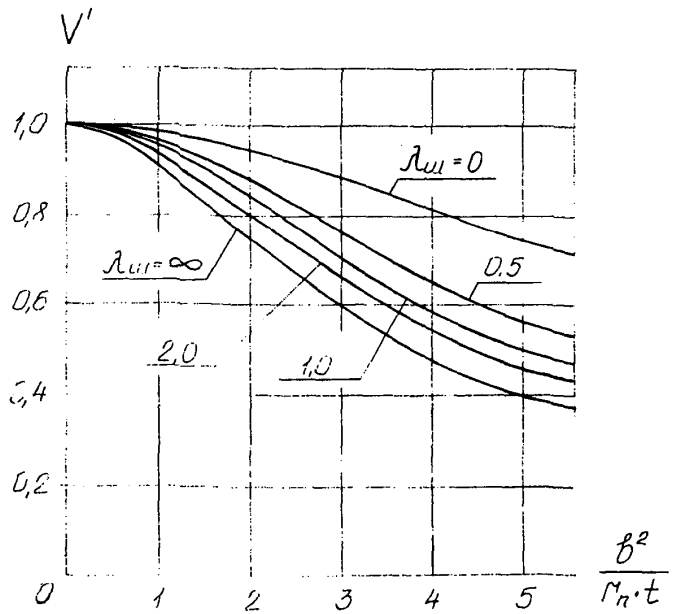


Рис. 15.11 Зависимость редукционного коэффициента V' от параметров $b^2/r_n t$ и $\lambda_ш$

относительно малом шаге их расстановки, составляющем 30...50% от высоты сечения.

Более эффективна установка продольных ребер, приводящая к соответствующему уменьшению расчетной ширины сечения.

Дополнительные указания по расчету соединений с криволинейными переходными участками /I, I7, 26, 35, 52/.

I6. УСТОЙЧИВОСТЬ ПОЛОК И СТЕНОК ПРОКАТНЫХ И СОСТАВНЫХ СВАРНЫХ СЖАТЫХ, СЖАТО-ИЗОГНУТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПОСТОЯННОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

Устойчивость полок элементов (рис.I6.I) допускается обеспечивать назначением отношения ширины полки b_f к толщине t_f не более:

$$\frac{430 \cdot \alpha_n}{\sqrt{\sigma_{x,cr,ef}}} \qquad \text{см.также рис.I6.2} \qquad (I6.I)$$

где

$$\alpha_n = \left(1 + \frac{3,1}{3\nu + 4}\right)\sqrt{0,405 + 0,035\,\xi_\sigma^2} \qquad (I6.2)$$

α_n определяют из графиков рис. I6.3

В формуле (I6.2)

ν - коэффициент защемления пластинки, определяется по формулам табл. I6.I и графикам рис. I6.4.

$$\xi_\sigma = 1 - \frac{\sigma_{x\,min}}{\sigma_{x\,max}} \qquad (I6.3)$$

где $\sigma_{x\,max}$, $\sigma_{x\,min}$ - максимальное и минимальное нормальные напряжения по продольным границам пластинки, положительные - при сжатии, МПа;

$\sigma_{x,cr,ef}$ - приведенное критическое напряжение, принимаемое в зависимости от значения действующего напряжения по графикам рис. I6.5, МПа.

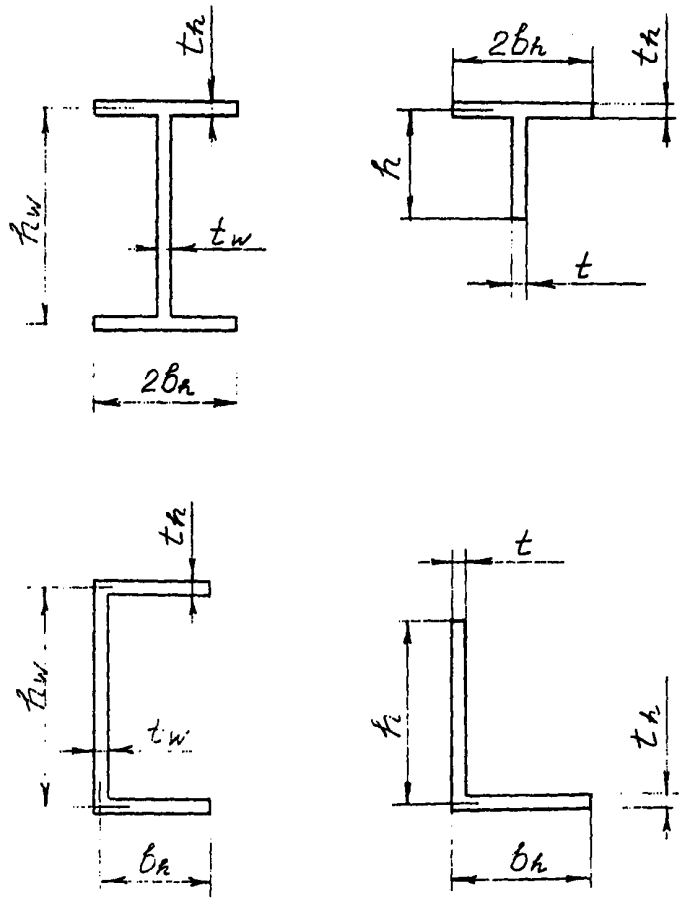


Рис. 16.1 Схемы расчетных сечений элементов.

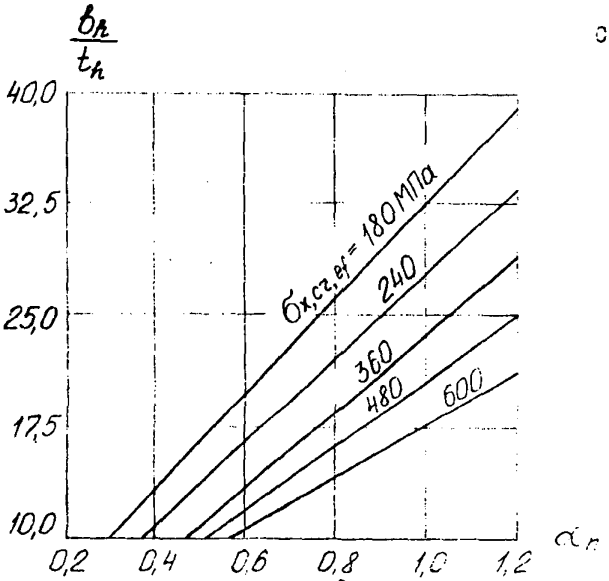


Рис. 16.2 Значения $\frac{b_h}{t_h}$

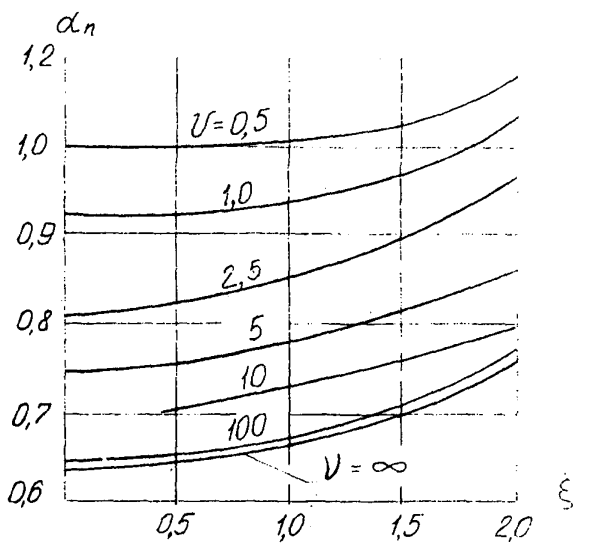


Рис. 16.3 Значения коэффициента α_n

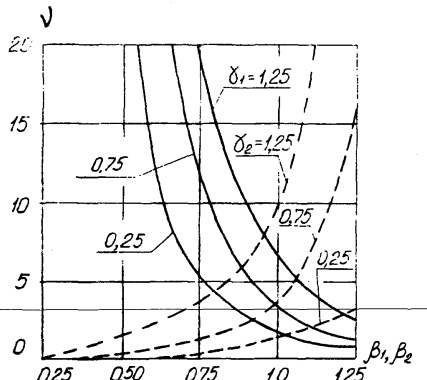


Рис. 16.4 Значения коэффициентов защемления
——— полки двутавра
– – – – стенки тавра

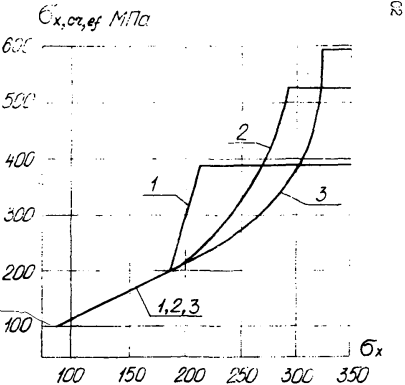


Рис. 16.5 Значения $\sigma_{x,cr,ef}$ для сталей с различными расчетными сопротивлениями: I - $R_y \leq 220$ МПа
2 - 220 МПа $< R_y \leq 330$ МПа
3 - $R_y > 330$ МПа

Устойчивость стенок элементов по рис. I6.I, а также полок и стенок элементов, подкрепленных ребрами жесткости, рекомендуется проверять в соответствии с указаниями СНиП 2.05.03-84 /66/.

Таблица I6.I.

Значения коэффициента защемления пластинки

Элемент сечения	Коэффициент защемления		
Полка двутавра (рис. I6.Iа)	$\nu = \frac{1}{\beta_1^3 \cdot \gamma_1} \cdot \frac{2}{1 - 0{,}106 \cdot \frac{1}{\beta_1^2 \cdot \gamma_1^2}}$		
Стенка тавра (рис. I6.Iб)	$\nu = \beta_2^3 \cdot \frac{1}{1 - \beta_2^2 \cdot \gamma_2^2}$		
Полка швеллера (рис. I6.Iв)	$\nu = \frac{1}{\beta_1^3 \cdot \gamma_1} \cdot \frac{1}{1 - 0{,}106 \cdot \frac{1}{\beta_1^2 \cdot \gamma_1^2}}$		
Полка уголка высотой h (рис. I6.Iг)	b_h/h		
	I,0	0,667	0,50
	$\nu = \infty$	ν =I0	ν = 5,2

Примечание:

I. В табл. I6.I обозначено:

$$\beta_1 = \frac{t_\omega}{t_h}, \quad \gamma_1 = \frac{b_h}{h_\omega}, \quad \beta_2 = \frac{t}{t_h}, \quad \gamma_2 = \frac{b_h}{h}$$

2. *В случаях, когда для полки двутавра и стенки тавра значения* коэффициентов защемления будут меньше 0, принимают $\nu_1 = \nu_2 = \infty$;

3. Численные значения ν_1 для $\gamma_1 = 0{,}25 \div 1{,}25$ и $\beta_1 = 0{,}25 \div 1{,}25$ и ν_2 для $\gamma_2 = 0{,}25 \div 1{,}25$ и $\beta_2 = 0{,}25 \div 1{,}25$

17. РАСЧЕТ ШАРНИРНЫХ СОЕДИНЕНИЙ

17.1. Проверка на смятие.

17.1.1. Проверку на смятие элементов симметрично нагруженных соединений (см.рис. 17.1а) производят по формулам:

центральная проушина:

$$\frac{P}{d \cdot b_1} \leqslant R_{ep} \cdot K_y \qquad (17.1)$$

боковые проушины:

$$\frac{P}{2d \cdot b_2} \leqslant R_{ep} \cdot K_y \qquad (17.2)$$

где

d – диаметр оси;

b_1, b_2 – расчетная ширина щек (при отсутствии фасок $b_1 = t_1$; $b_2 = t_2$)

R_{ep} – расчетное сопротивление смятию; принимается по данным табл. 1 по меньшей прочностной характеристике соприкасаемых элементов;

K_y – коэффициент условий работы соединения; принимается по данным табл. 17.1.

Таблица I7.I.

Коэффициенты условий работы шарнирных соединений

Характеристика степени подвижности соединения	Пример соединения	K_y
Взаимный поворот элементов исключен	Подсоединения опорных стоек козлового крана к мосту при наличии в непосредственной близости от них жестких болтовых фланцев	2,0
Возможен ограниченный поворот элементов	Соединение поясов решетчатых мостов, тяг шпренгельных систем	I,5
Ограниченный нерегулярный поворот	Подсоединение опорных стоек к мосту при отсутствии жестких фланцев, соединения разрезных концевых балок	I,0
Ограниченный регулярный поворот	Шарниры балансиров ходовых частей козловых кранов	0,8

I7.I.2. Проверку на смятие элементов консольно нагруженных соединений (см.рис. I7.Iб) производят по формулам:

Элемент I в точке А:

$$\frac{P}{d \cdot b_1} \cdot K_1 \leqslant R_{ep} \cdot K_y \qquad (I7.3)$$

Элемент 2 в точке Б:

$$\frac{P}{d \cdot b_2} \cdot K_2 \leqslant R_{ep} \cdot K_y \qquad (I7.4)$$

где: размеры d, b_1, b_2 – см.рис. I7.Iб;

R_{ep}, K_y – см. п.I7.I.I.

(при отсутствии фасок $b_1 = t_1$; $b_2 = t_2$)

$$K_1 = 4 + \frac{b_2}{b_1}; \quad K_2 = \frac{2 \cdot b_2}{d}$$

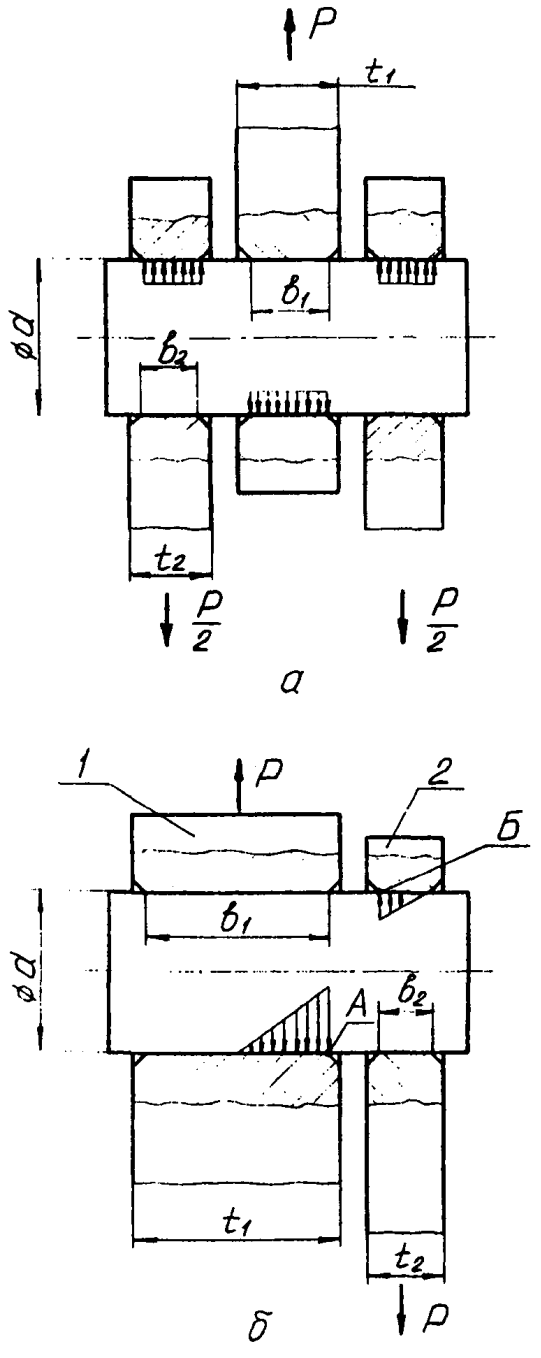


Рис. 17.1 Схемы к расчету на смятие

При $\frac{b_2}{d} \leq 0,5$ и $b_1 > d$, $K_2 = 1,0$

I7.2. Проверка проушин на разрыв:

I7.2.I. Проверку проушин на разрыв при действии статической нагрузки производят по формуле

$$\frac{P}{2 \cdot B \cdot t \cdot K_б} < \gamma_c \cdot R_u \qquad (I7.5)$$

где

t - толщина проушины;

b - расчетная ширина перемычки (см.рис.I7.2);

$K_б$ - корректирующий коэффициент;

$$K_б = 0,48 + 0,45 \frac{a}{b} - 0,075 \frac{B}{d} \qquad (I7.6)$$

B - ширина пластины проушины.

Значение $K_б$ не должно превосходить I,0.

I7.2.2. Проверку на действие циклической нагрузки (на сопротивление усталости) производят по формуле:

$$\frac{P}{2 \cdot B \cdot t} \leq R_v \cdot \gamma_v \qquad (I7.7)$$

где R_v, γ_v - определяют по методике, изложенной в разделе II 310

При этом группу концентрации напряжений принимают в зависимости от геометрических соотношений проушины (см.рис. I7.2) и зазора $б$ между осью и отверстием проушины по данным табл. I7.2.

Примечание. Формулу (I7.5) рекомендуется применять для элементов, работающих в условиях групп режима IK-3K. Для групп режима 4K и выше необходима проверка по формуле (I7.2) см. так же / 53 /.

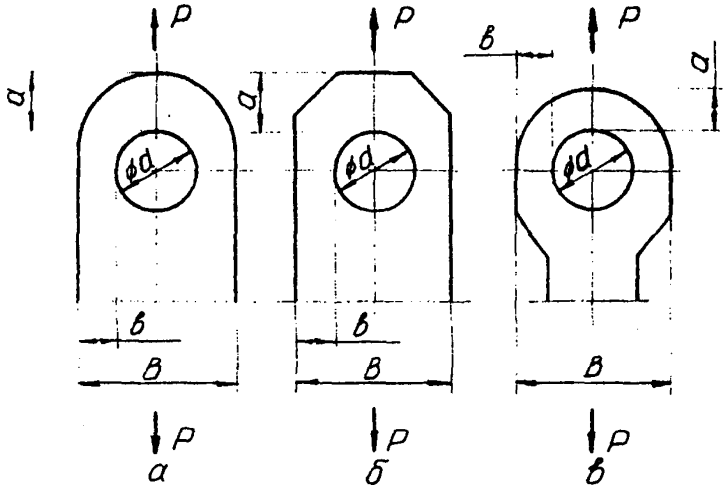


Рис. 17.2 Варианты выполнения проушин

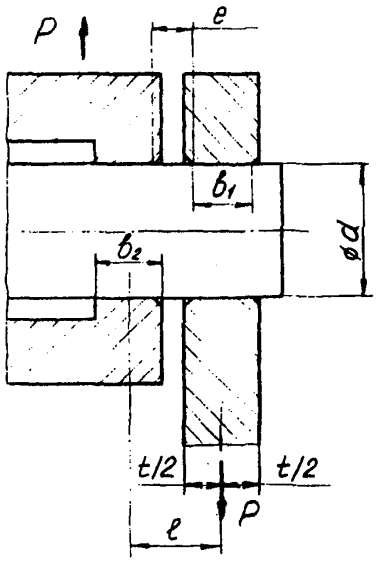


Рис. 17.3 Схема к расчету оси на изгиб и срез

Таблица I7.2.

Группы концентрации напряжений в проушинах

$\frac{d+a}{d}$	$\frac{\delta}{d}$, %	Группа концентрации
I,0	До 0,2 вкл. Св.0.2	5 6
I,5	До 0,2 вкл. Св.0,2	4 5

I7.3. Проверка прочности осей шарнирных соединений.

Напряжение изгиба в материале оси (см.рис. I7.3) определяют по формуле:

$$\sigma = \frac{P \cdot \ell}{W} \qquad (I7.8)$$

где

ℓ – плечо действия силы P ;

$\ell = \ell_1 + e + \ell_2$, причем ℓ_1 и ℓ_2 принимают равными каждое 50% ширины контактирующих поверхностей (соответственно b_1 и b_2),но не более 0,2 d ;

W – момент сопротивления изгиба оси.

Напряжение среза

$$\tau = \frac{P}{A} \qquad (I7.9)$$

где

A – площадь поперечного сечения оси.

Должно быть обеспечено условие:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq R_y$$

Дополнительные указания по расчету шарнирных соединений – см. /I4, 20, 53, 57, 83/.

ЛИТЕРАТУРА

I. Абовян А.Г. Исследование работы поясов в жестких сварных узлах криволинейного очертания. Труды Ленинградского Политехнического института. 1953 г., № I, "Сварочное производство", с. 70-93.

2. Абрамович И.И., Березин В.Н., Яуре А.Г. Грузоподъемные краны промышленных предприятий. М., Машиностроение, 1989.

3. Беленький Л.М. Расчет судовых конструкций в пластической стадии. Л., Судостроение, 1983.

4. Бригер И.А., Иосилевич Г.Б. Резьбовые и фланцевые соединения. М., Машиностроение, 1990.

5. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. М., Физматгиз, 1959.

6. Брудка Я. Трубчатые стальные конструкции. М., Стройиздат, 1976.

7. Байнберг Д.В. Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин. Киев, Будивельник, 1973.

8. Временные методические указания по повышению грузоподъемности мостовых кранов, обеспечиваемому путем использования специальных схем нагружения мостовых кранов и монтажной оснастки. М., ВНИИПТМАШ, 1987.

9. Гордеев В.А. Рельсовые пути тяжелых транспортных устройств. М. Транспорт, 1981.

10. Грудев И.Д., Филиппов В.В., Корнилов Т.А. Учет габаритов фасонок при определении расчетных длин сжатых стержней строительных ферм. Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура, 1990, № 5, с. I-5.

11. Гуле Ж. Сопротивление материала. М., Высшая школа, 1985.

I2. Данков Б.С., Корчак М.О. О механизме усталостного разрушения балок с перфорированной стенкой.

Теоретические и экспериментальные исследования мостов. Омск, I989, с. 26-3I.

I3. Исследование прочности и расчет конструкций путей строительных башенных кранов. Под ред. Евдокимова Б.А. М., Стройиздат, I980.

I4. Кан С.Н., Свердлов И.А. Расчет самолета на прочность. М., Машиностроение, I966.

I5. Ковальский Б.С. Механическое оборудование. Элементы грузоподъемных устройств. Харьков, изд. ХВКИУ, I97I.

I6. Ковальский Б.С., Резниченко Н.К., Нечипоренко Л.Г. Усиление полок ездовых двутавров приваркой полосы. Подъемно-транспортное оборудование, № 2I, с. 39-4I, Киев, Техника, I990.

I7. Концевой Е.М., Антоненко А.П.. Плоский изгиб тонкостенных крановых балок с ломаной осью. Сб. научных трудов ВНИИПТМАШ, № У, I97I, с. 32-97.

I8. Копытов М.М. Перфорированные стержни. Томск, изд-во ТГУ, I980.

I9. Кулькова Н.Н. Особенности напряженно-деформированного состояния элементов крановой коробчатой балки при работе стенок в закритической области. Сб. научных трудов ВНИИПТМАШ. М., I98I, с. 93-I0I.

20. Лизин В.Т., Пяткин В.А. Проектирование тонкостенных конструкций. М., Машиностроение, I985.

2I. Лоскин А.З., Рябов Л.И. Судовые клиничные соединения. Л., Судостроение, I973.

22. Модвиг А., Прокта Ф. Международное сопоставление стандартных марок стали. Справочник. М., Изд-во Стандартов, I992.

23. Николаев Г.А., Винокуров В.А. Сварные конструкции. Расчет и проектирование. М., Высшая школа, I990.

24. Нилов А.А., Пермяков В.А., Прицкер А.Я. Стальные конструкции производственных зданий. Справочник. Киев, Будивельник, I989.

25. Основы устройства и расчетов железнодорожного пути, Под ред. Амелина С.Р., М., Транспорт, I990.

26. Основы современных методов расчета на прочность в машиностроении. Под ред. Пономарева С.Д., Машгиз, I950.

27. Осипов В.О. Долговечность металлических пролетных строений эксплуатируемых железнодорожных мостов. М., Транспорт, I982.

28. Петинов С.Б. Основы инженерных расчетов усталости судовых конструкций. Л., Судостроение, I990.

29. Петренко О.С. Подвесные рельсовые дороги. М., Машиностроение, I98I.

30. Пиковский А.С. Статика стержневых систем со сжатыми элементами. М., Физматгиз, I96I.

3I. Барабанов Н.В., Иванов Н.А., Новиков В.В., Шемендюк Г.П. Повреждения и пути совершенствования судовых конструкций. Л., Судостроение, I989.

32. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП П-23-8I^{X}). Укрпроектстальконструкция Госстроя СССР, М., Стройиздат, I989.

33. Пособие по проектированию стальных конструкций /к СНиП II-23-8I[x]/. ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. М., Стройиздат, I989.

34. Проектирование металлических конструкций. Специальный курс под ред. Бирюлева В.В., Л., Стройиздат, I990.

35. Прочность, устойчивость и колебания. Справочник в трех томах под ред. Биргера И.А., Пановко Я.Г.. М., Машиностроение, I968.

36. Прочность конструкций при малоцикловом нагружении. Под ред. Махутова Н.А., М., Наука, I983.

37. Прочность сварных соединений при переменных нагрузках. АН УССР, Институт электросварки им. Е.О.Патона. Под ред. Труфякова В.И. Киев, Наукова Думка, I990.

38. Развитие металлических конструкций. Работы школы Стрелецкого Н.С. Под ред. Кузнецова В.В. М., Стройиздат, I987.

39. Рекомендации и норматив по технологии постановки болтов в монтажных соединениях металлоконструкций. ЦНИИСК им. Мельникова. М., I988.

40. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению, монтажу фланцевых соединений строительных конструкций. М., ЦНИИПРОМСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ, М., I988.

4I. Рекомендации по проектированию работающих на сдвиг болтовых соединений стальных строительных конструкций. ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИ Проектстальконструкция, М., I990.

42. Рекомендации по расчету стальных конструкций на прочность по критериям ограниченных пластических деформаций. ЦНИИ-Проектстальконструкция, М., I985.

43. Ржаницын А.Р. Устойчивость равновесия упругих систем. М., Гостеоретехиздат, I955.

44. Руководство по выполнению сдвигоустойчивых соединений на высокопрочных болтах в строительных стальных конструкциях. ЦНИИПРОЕКТстальконструкция. М., Стройиздат, 1975.

45. Сахновский М.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений. Киев, Будивельник, 1984.

46. Сварка в машиностроении. Справочник в четырех томах, М., Машиностроение, 1979, т. 3.

46. Серенсен О.В. Сопротивление материалов усталостному и хрупкому разрушению. М., Атомиздат, 1975.

48. Симаков Ю.Н. О результатах экспериментальных исследований конструкций из сквозных развитых двутавров. Теоретические и экспериментальные исследования по строительным конструкциям. М., ЦНИИСК им. Кучеренко, 1976, с. 165-171.

49. Васильченко В.Т., Рутман А.Н., Лукьяненко Е.П. Справочник конструктора металлических конструкций. Киев, Будивельник, 1990.

50. Справочник по кранам: т. 1. Л., Машиностроение, 1988.

51. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Под ред. Уманского А.А. М., Стройиздат, 1972, кн. 1.

52. Справочник по строительной механике корабля. Л., Судостроение, 1982, т. 3.

53. Сухарев И.П. Прочность шарнирных узлов машин. М., Машиностроение, 1977.

54. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. М. - Л., Гостехтеориздат, 1946.

55. Уманов М.И. К определению допускаемых изгибных напряжений в рельсах на путях промышленного транспорта. Сб. Исследование расчетных характеристик и динамики железнодорож-

ного пути. Днепропетровский институт инженеров железнодорожного транспорта. Днепропетровск, 1985.

56. Фридган А.Л. Закритическое поведение стенки крановой балки. Сб. научных трудов ВНИИПТМАШ. М., 1985.

57. Хейвуд Р.Б. Проектирование с учетом усталости. М., Машиностроение, 1969.

58. Чесноков А.С., Княжев А.Ф. Сдвигоустойчивые соединения на высокопрочных болтах. М., Стройиздат, 1974.

59. Шахунянц Г.М. Железнодорожный путь. М., Транспорт, 1987.

60. ГОСТ 25546-82. Краны грузоподъемные. Режим работы. Классификация.

61. ГОСТ 28609-90. Краны грузоподъемные. Основные положения расчета.

62. ГОСТ 27772-88. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия.

63. ГОСТ 27584-87. Краны мостовые и козловые. Общие технические условия.

64. Правила безопасного устройства и эксплуатации грузоподъемных кранов. Утверждены Госгортехнадзором СССР 30.12.69.

65. СНиП НП-23-81*. Нормы проектирований. Стальные конструкции.

66. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы.

67. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции.

68. ОСТ 36-72-82. Конструкции строительные стальные. Монтажные соединения на высокопрочных болтах. Типовой технологический процесс.

69. РТМ 24.090.53-79. Краны грузоподъемные. Выносливость стальных конструкций. Метод расчета. Руководящий технический материал.

70. РД 50-694-90. Надежность в технике. Вероятностный метод расчета на усталость сварных конструкций. Методические указания. Госстандарт, I99I.

7I. РД 24.220.03-90. Машины строительные и дорожные. Методы расчета.

72. РД 24.090.52-90. Подъемно-транспортные машины. Материалы для сварных металлических конструкций.

73. DIN I8800 Стандарт ФРГ. Стальные сооружения. Выбор размеров и конструкция, I990.

74. DIN I50I8. Стандарт ФРГ. Краны. Основные положения расчета несущих стальных конструкций.

75. DIN 4II4. Стандарт ФРГ. Стальные конструкции. Основные положения расчета устойчивости.

76. AS I48I-I-I980. Стандарт Австралии. Правила проектирования кранов.

77. Правила расчета кранов. Составлены секцией I FEM. Вып. 2. Классификация металлоконструкций и механизмов и воздействующие на них нагрузки. Третье изд. FEM.

78. Правила расчета кранов. Составлены секцией 2 FEM. Вып. 3. Расчет напряжений в металлической конструкции. Третье изд.

79. Beckert M, Nenmaun A. Grundlagen der Schweisstechnik-gestaltung, Berlin, Technik, 1971.

80. Berg D. Krane und Kranbahnen,Berechnung, Konstruktion, Ausführung, Stuttgart, Teubner, 1988.

81. Einleitung von Raddruckkräften in Flansche.

Hebezenge und Fördermi Hel, 1987, ч.1,№ 8, с. 255-256, ч. II, № 9, с. 287-288.

82. Hannover H.O., Reichwald R. Lokale Biegbeanspruchung von Träger - Unterflanschen, Fördern und Heben, 1982, с. 1, № 6, 455-460, с. 2, № 8, с. 630-633.

83. Kurth F. Stahlbau, Bd. 1 Berlin. Technik, 1976.

84. Mac Ginley T.J., Ang T.C. Structural Steelwerk Desing to Limit statet theory. London - Boston - Singapur, Butterworth, 1988.

85. Mendel G. Berechunng der Trägerflanschbeanspruchung mit Hilfe der Plattentheorie,Fördern und Heben, 1972, с. 1, № 14, с. 809-819, с. 2,№ 15, с. 836-842.

86. Neumann A. Schweisstechnisches Handbuch für Konstrukteure,Teil 1. Grundlagen, Tragfähigkeit, Gestaltung, Berlin, Technik, 1985.

87. Neumann A. Schweisstechnisches Handbuch Für Konstrukteure, Teil 2, Stahl, Kessel-und Rohrleitungen. Berlin, Technik, 1988.

88. Petersen C. Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Braunschweig/Wiesbaden, F.Vieweg und Sohn, 1982.

89. Rohwer K. Zur Berechnunf der Verformung von Stäben mit gelöchten Wänden "Zeitschrift Flugwissenschaft und Weltraumforschung", 1979, с. 3, № 3, с. 175-182.

90. Sammet H. Rohrkonstruktion im Stahlbau, Leipzig, Fachbuchverlag, 1959.

91. Steel designers manual, London, Crosby lockwood.

92. Vorschläge zuz Ermittlung der Werkstoffbeauspruchungen in den Kranschienen der DIN 15087 E.

Archiv Für Eisenhüttenwesen, 1979, № 5.

93. Wardenier J. Modified Eurocode 3 design recomendations for hollow section lattice girder joints.

Connections Steel structure behoveir Strengtf and deign proceeding state of the art. London, 1988, c. 353-361.

94. Wardenier J. Hollow section Joints. Delft University Press, 1982.

95. Web post strength in castellated steel beams. Proceeding Institut Civil Enginlers, Part 2, 1985, m. 79, № 9, c. 533-557.

96. WiedemannJ. Leichtbau. Bd. 1, Berlin. Springer - Verlag., 1986.

97. Williams D.G., Alami B. Thin Plate Design for in-Plate Loading, London, Toronto, Sydney, New Jork. Granada, 1979.

gost.e-ecolog.ru