Госстрой СССР
Главпромстройпроект
Союзметаллостройниипроект
Ордена Трудового Красного Знамени
Центральный научно-исследовательский и проектный институт
строительных металлоконструкций
ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ

Утверждаю
Директор института
_____ Н.П.Мельников
"15" июня 1977 г.

РУКОВОДСТВО
ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ БАЛОК

Москва - 1977

gost.e-ecolog.ru

УДК 624.072.2.014.2-415

Руководство составлено в развитие и дополнение СНиП II-В. 3-72 с целью внедрения методов расчета и конструирования тонкостенных балок общего назначения. К тонкостенным отнесены балки, у которых местная потеря устойчивости стенкой наступает раньше достижения предельного состояния балки в целом.

1-ая редакция Руководства разработана на основе исследований, проведенных в отделе испытания конструкций ЦНИИпроектстальконструкции канд.техн.наук В.В.Калиновым под общей редакцией зав. отделом канд.техн.наук И.В.Левитанским с учетом результатов исследований, проведенных другими авторами.

Все замечания и предложения направлять по адресу: г.Москва, II7393, Н.Черемушки, квартал 28, корпус 2, отдел испытания конструкций.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

1. Расчет прочности и деформативности тонкостенных балок с поперечными ребрами жесткости 4
2. Расчет прочности и деформативности тонкостенных балок без ребер жесткости 8
3. Конструирование тонкоотенных балок. 11
4. Примеры расчета 15

1. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ БАЛОК С ПОПЕРЕЧНЫМИ РЕБРАМИ ЖЕСТКОСТИ

1.1. Руководство распространяется на листовые, сварные балки общего назначения пролетом до 36 м, постоянной высоты, выполненные из одной марки стали классов С38/23, С44/29, С46/33 и работающие на статические нагрузки.

1.2. Нагрузка на балку передается через поперечные ребра жесткости. При подборе сечений и габаритов отсеков тонкостенных балок с поперечными ребрами жесткости рекомендуется задаваться (рис.1):

гибкостью стенок ($\lambda = \frac{h}{t}$)

$$250 \leq \lambda \leq 600, \qquad (1)$$

где h – высота стенки;

t – толщина стенки;

соотношением размеров отсека ($\alpha = \frac{b}{h}$)

$$0,75 \leq \alpha \leq 2,0 \qquad (2)$$

где b – расстояние между осями поперечных промежуточных ребер;

соотношением площади пояса к стенке ($\beta = \frac{F_п}{F_{ст}}$)

$$0,4 \leq \beta \leq 2,0 , \qquad (3)$$

где $F_п = b_п \cdot t_п$ – площадь поперечного сечения пояса;

$F_{ст} = h \cdot t$ – площадь поперечного сечения стенки.

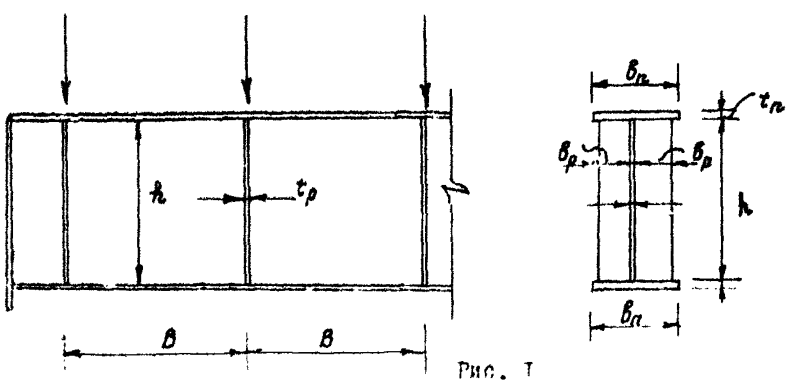


Рис. 1

I.3. Минимальная высота стенки определяется из условия жесткости:

$$h_{мин} \geq \frac{R \cdot \ell^2}{[f]\,10^7} \quad [см], \qquad (4)$$

где $[f]$ – предельный прогиб в см от нормативной нагрузки, определяемый в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72, табл.45;

ℓ – пролет балки в см;

R – расчетное сопротивление стали изгибу в кгс/см^2 и проверяется в соответствии с указаниями п.I.9.

I.4. Проверка прочности сечения тонкостенной балки, работающей на преимущественное действие изгиба, производится по формуле

$$M_{пред} = \kappa W R \geq M_p, \qquad (5)$$

где M_p – расчетный максимальный момент в пределах отсека;

W – момент сопротивления расчетного сечения балки;

κ – редукционный коэффициент, учитывающий выключение сжатой части стенки при ее работе на изгиб в закритической стадии. Значения коэффициентов κ приведены в табл.

I.5. Проверку устойчивости сжатого пояса в плоскости стенки для тонкостенных балок с поперечными ребрами жесткости следует производить при гибкости стенок более 350. Устойчивость сжатого пояса в плоскости стенки считается обеспеченной при выполнении условия

$$\frac{r^2}{\beta^2} \cdot 72{,}5 \cdot 10^6 \geq R \ кгс/см^2, \qquad (6)$$

где r – радиус инерции таврового сечения, образованного поясом и полосой сжатой части стенки, равной $\frac{1}{3}\beta t$, относительно горизонтальной оси центра тяжести таврового сечения (рис.2).

I.6. Проверка прочности выбранного сечения тонкостенной балки, работающей на преимущественное действие сдвига производится по формуле:

$$Q_{пред} = \tau_{кр}\, ht + 2\,ct\,\sigma_t \frac{1}{1+\alpha^2} \geq Q_p, \qquad (7)$$

где $\tau_{кр}$ – критическое напряжение сдвига, определяемое по формуле

$$\tau_{кр} = K_\tau \frac{1{,}9 \cdot 10^6}{\lambda^2}, \qquad (8)$$

$K_\tau = 4{,}0 + 5{,}34/\alpha^2$ при $\alpha \leq 1{,}0$;

$K_\tau = 5{,}34 + 4{,}0/\alpha^2$ при $\alpha \geq 1{,}0$;

c – ширине диагонального поля растягивающих напряжений стенки при ее работе в закритической стадии, определяемая по формуле

$$c = mb = \frac{0{,}5\xi + 2{,}4}{\xi + 1{,}6} \cdot b; \qquad (9)$$

$\xi = \frac{J_n \cdot 10^6}{b^3 \cdot t}$ – параметр, характеризующий изгибную жесткость пояса;

J_n – момент инерции пояса относительно горизонтальной оси центра тяжести сечения пояса;

σ_t – предельные растягивающие напряжения диагонального поля, определяемые по формулам:

для отсеков со стенкой гибкостью $250 \leq \lambda < 300$

$$\sigma_t = R\left(1 - \sqrt{3}\,\frac{\tau_{кр}}{R}\right); \qquad (10)$$

для отсеков со стенкой гибкостью $300 \leq \lambda \leq 600$

$$\sigma_t = R\left(1 - \frac{\tau_{кр}}{R}\right); \qquad (11)$$

Q_p – расчетное усилие сдвига, принимаемое по среднему значению в пределах отсека.

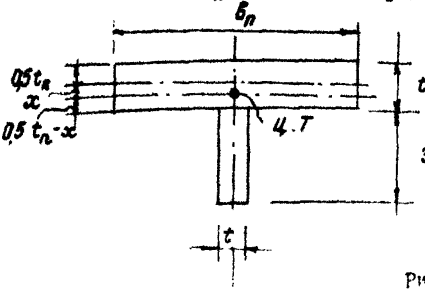


Рис. 2

$$F' = \delta_n t_n + 30t^2$$

$$x = 15t^2/(30t + t_n)$$

$$J' = \delta_n \cdot t_n \cdot x^2 + 15t^2(30t + t_n - 2x)^2 + 215t + \frac{\delta_n t_n^3}{12}$$

$$r = \sqrt{\frac{J'}{F'}}$$

I,7. Прочность сечения отсека тонкостенной балки, работающей на совместное действие изгиба и сдвига, считается достаточной при соблюдении следующих условий:

при $$0 < M_p \leq 0{,}6\, M_{пред}, \quad Q_p \leq Q_{пред}; \qquad (12)$$

при $$0{,}6\, M_{пред} \leq M_p \leq M_п, \; Q_p \leq Q^{\circ}_{пред} + \left(Q_{пред} - Q^{\circ}_{пред}\right)\frac{M_п - M_p}{M_п - 0{,}6\, M_{пред}}; \qquad (13)$$

при $$M_п \leq M_p \leq M_{пред}, \; Q_p \leq Q^{\circ}_{пред}\left(\frac{M_{пред} - M_p}{M_{пред} - M_п}\right), \qquad (14)$$

где $M_п = F_п \cdot h \cdot R$ – изгибающий момент, воспринимаемый только поясами балки;

$Q^{\circ}_{пред}$ – усилие сдвига, воспринимаемое стенкой отсека, при развитии в сжатом поясе отсека напряжений, равных расчетному сопротивлению стали изгибу, определяемое по формуле

$$Q^{\circ}_{пред} = \tau_{кр}\, h t + 2 c t G_t \frac{1}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \sin \varphi', \qquad (15)$$

где $\sin \varphi' = \frac{1 - m}{\sqrt{(1+m)^2 + \alpha^2}}$ – угол наклона диагонального поля растягивающих напряжений;

m – коэффициент, определяемый из выражения (9).

I.8. Устойчивость сжатого пояса в плоскости стенки отсека балки, работающего на совместное действие изгиба и сдвига, считается обеспеченной, если выполняется условие (6').

I.9. Расчет вертикальных прогибов тонкостенных балок производится с учетом влияния поперечных сил. Прогиб балки в любом сечении от нормативной нагрузки определяется по формуле

$$y = y_M + y_Q, \qquad (16)$$

где y_M – прогиб от действия изгибающих моментов;

y_Q – прогиб от действия поперечных сил.

При вычислении прогибов от действия поперечных сил необходимо учитывать уменьшение жесткости стенки балки на сдвиг при ее работе в закритической стадии, для чего следует принимать приведенный модуль сдвига $G_{пр} = 0{,}5\, G$.

2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ТОНКОСТЕННЫХ БАЛОК БЕЗ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ

2.1. П.1.1.Руководства справедлив и для тонкостенных балок без ребер жесткости.

2.2. При подборе сечений тонкостенных балок без ребер жесткости рекомендуется задаваться:

гибкостью стенок

$150 \leqslant \lambda \leqslant 340$ – для балок, выполненных из стали классов С38/23, С44/29; (17)

$150 \leqslant \lambda \leqslant 300$ – для балок, выполненных из стали класса С46/33; (18)

соотношением площади пояса к стенке ($\beta = \frac{F_n}{F_{ст}}$)

$$0{,}4 \leqslant \beta \leqslant 2{,}0. \qquad (19)$$

2.3. Минимальная высота стенки балок без ребер жесткости определяется из условия жесткости в соответствии с указаниями п.1.3 и проверяется в соответствии с указаниями п.2.9.

2.4. Проверка прочности сечения тонкостенной балки без поперечных ребер жесткости, работающей на преимущественное действие изгиба, производится по формуле

$$M_{пред} = KWR \geqslant M_p, \qquad (20)$$

где M_p – расчетный момент в рассматриваемом сечении;

W – момент сопротивления расчетного сечения балки;

K – редукционный коэффициент, значения которого для тонкостенных балок без ребер жесткости приведены в таблице.

2.5. Проверка прочности сечения тонкостенной балки без поперечных ребер жесткости, работающей на преимущественное действие сдвига, производится по формуле

$$Q_{пред} = \tau_{пред} \cdot h \cdot t \geqslant Q_p, \qquad (21)$$

где $\tau_{пред}$ – предельные касательные напряжения, для балок со стенками гибкостью 150 ÷ 340

$$\tau_{пред} = \left(\frac{850 \cdot 10^4}{\lambda^2} + 360\right) \cdot \sqrt{\frac{R}{2100}}; \qquad (22)$$

Q_p – расчетное усилие сдвига в рассматриваемом сечении.

β	λ															
	160	200	240	280	320	350	375	400	425	450	475	500	525	550	575	600
	K															
0,4	0,916	0,890	0,868	0,843	0,829	0,820	0,812	0,808	0,801	0,793	0,787	0,781	0,779	0,774	0,771	0,751
0,5	0,929	0,909	0,885	0,867	0,869	0,840	0,840	0,834	0,828	0,820	0,815	0,812	0,809	0,807	0,802	0,797
0,6	0,941	0,918	0,898	0,882	0,871	0,863	0,856	0,852	0,846	0,840	0,833	0,835	0,830	0,826	0,826	0,821
0,8	0,95	0,933	0,919	0,905	0,894	0,888	0,881	0,878	0,875	0,874	0,869	0,840	0,860	0,863	0,857	0,851
1,0	0,952	0,942	0,929	0,920	0,912	0,906	0,902	0,898	0,895	0,892	0,887	0,886	0,885	0,882	0,880	0,876
1,2	0,962	0,949	0,941	0,930	0,926	0,921	0,917	0,913	0,907	0,907	0,907	0,905	0,904	0,899	0,897	0,896
1,4	0,965	0,955	0,946	0,936	0,931	0,926	0,923	0,919	0,922	0,918	0,918	0,917	0,915	0,912	0,912	0,909
1,6	0,970	0,961	0,954	0,944	0,935	0,935	0,934	0,930	0,930	0,925	0,924	0,922	0,920	0,921	0,920	0,917
1,8	0,973	0,966	0,955	0,950	0,945	0,943	0,940	0,937	0,935	0,933	0,931	0,930	0,926	0,928	0,925	0,925
2,0	0,976	0,966	0,960	0,955	0,950	0,955	0,946	0,943	0,942	0,938	0,938	0,936	0,935	0,934	0,933	0,931

2.6. При работе тонкостенных балок без поперечных ребер жесткости на совместное действие изгиба и сдвига проверка прочности рассматриваемого сечения балки производится следующим образом:

если $$\tau \leq \left(1.0 - \frac{0,18}{\beta}\right)\tau_{пред}, \qquad (23)$$

несущая способность сечения балки на изгиб определяется по формуле (20);

если $$\tau > \left(1,0 - \frac{0,18}{\beta}\right)\tau_{пред}, \qquad (24)$$

несущая способность сечения балки на изгиб определяется по формуле

$$M = \kappa W \sigma, \qquad (25)$$

где τ – номинальные касательные напряжения

$$\tau = Q/ht; \qquad (26)$$

Q – усилие сдвига в рассматриваемом сечении;

σ – нормальные напряжения в сжатом поясе балки

$$\sigma = R\left(1,66 - \frac{0,12}{\beta} - \frac{\tau}{1,5\tau_{пред}}\right). \qquad (27)$$

2.7. Предельная величина сосредоточенного груза P, приложенного к сжатому поясу балки, во избежание потери несущей способности стенкой под нагрузкой определяется по формуле

$$P = \left[0,55t\left(0,9t + \frac{1,5z}{\lambda}\right)\sqrt{ER}\sqrt{\frac{t_n}{t}}\right]^8\sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_a}{R}\right)^2}, \qquad (28)$$

где z – длина распределения давления сосредоточенной нагрузки;

σ_a – напряжения сжатия в поясе балки от внешнего изгибающего момента в сечении приложения внешней сосредоточенной нагрузки,

E – модуль упругости стали, равный $2.1 \cdot 10^6$ кгс/см^2

2.8. Расчет вертикальных прогибов тонкостенных балок без ребер жесткости производится в соответствии с указаниями п.I.9. При вычислении прогибов от действия поперечных сил для тонкостенных балок без ребер жесткости приведенный модуль сдвига следует принимать равным $G_{пр}=0,8\,G$.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ ТОНКОСТЕННЫХ БАЛОК

3.I. Предельная ширина свеса сжатых поясов тонкостенных балок определяется из условия

$$\frac{b_n}{t_n} \leq 25\sqrt{\frac{2100}{R}}. \qquad (29)$$

3.2. Сечение опорного ребра тонкостенных балок назначается в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72 п.6.9.

Наибольшая расчетная длина фланговой шва сварного соединения опорного ребра и стенки принимается равной 0,9 h (рис.3).

3.3. Для обеспечения необходимой жесткоти опорных участков тонкостенных балок на расстоянии (60÷80) t от опорного ребра устанавливаются дополнительные поперечные ребра жесткости (см.рис.3).

3.4. Сечения поперечных ребер тонкостенных балок принимаются в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72, п.6.8, при этом необходимо соблюдать условие

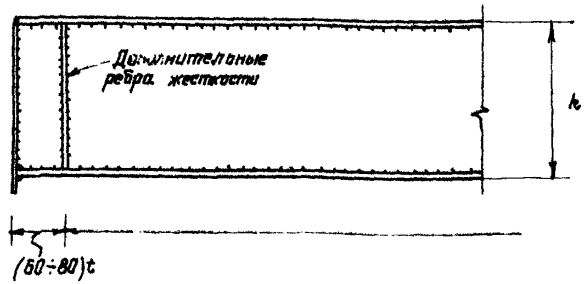
$$\gamma \geq 45, \qquad (30)$$

где $\gamma^2 = \frac{E\,J_p}{h \cdot D}$ – параметр, определяющий изгибную жесткость поперечных ребер (из плоскости стенки), где

J_p – момент инерции двустороннего поперечного ребра жесткости

$$J_p = \frac{(2b_p)^3 t_p}{12},$$

$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$ – изгибная жесткость стенки отсека на единицу длины.



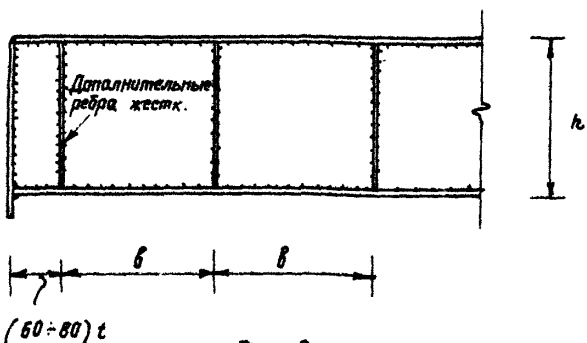


Рис. 3

3.5. Расчетная длина между узлами закрепления сжатого пояса из плоскости $l_в$ должна удовлетворять условию

$$l_в \leq 16 b_п \sqrt{\frac{2100}{R}}. \qquad (31)$$

3.6. Предельная расчетная длина между узлами закрепления растянутого пояса из плоскости $l_{вр}$ определяется из условия

$$l_{вр} \leq 400 r, \qquad (32)$$

где r – радиус инерции растянутого пояса относительно вертикальной оси, проходящей через центр тяжести его сечения.

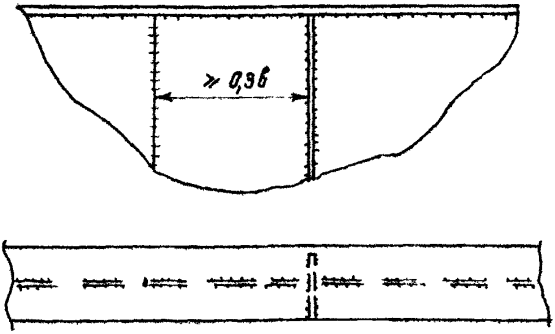


Рис. 4

3.7. Заводские стыки поясов и стенок балок рекомендуется выполнять сварными (рис.4 и 5). При этом стыки стенок балок с поперечными ребрами жесткости не должны располагаться в первом опорном отсеке балки, в остальных отсеках – стык располагать на расстоянии не менее 0,3 b от ребра жесткости; стыки стенок балок без ребер жесткости располагаются не ближе 2 h от опорного ребре балки. Стыки поясов в расчетном отсеке, связанные с их изменением по сечению, следует располагать не ближе 0,3 b от ребра жесткости. Изменение сечения поясов рекомендуется производить за счет ширины, оставляя толщину пояса постоянной по длине балки.

3.8. В узлах крепления смежных конструкций к сжатому (верхнему) поясу тонкостенных балок без ребер жесткости необходимо предпринимать конструктивные меры, предотвращающие закручивание пояса от случайного эксцентрицитета (рис.6).

3.9. Начальные прогибы стенок тонкостенных балок должны удовлетворять условию

$$\frac{w_0}{h} = \alpha_1, \qquad (33)$$

где: w_0 – максимальный начальный боковой прогиб стенки относительно плоскости, проходящей по поясным швам (рис.7);

a – эмпирический безразмерный коэффициент, равный 4.10^{-5} для балок с гибкостью стенок $150 \leq \lambda \leq 300$ и 3.10^{-5} для балок с гибкостью стенок $300 < \lambda \leq 600$.

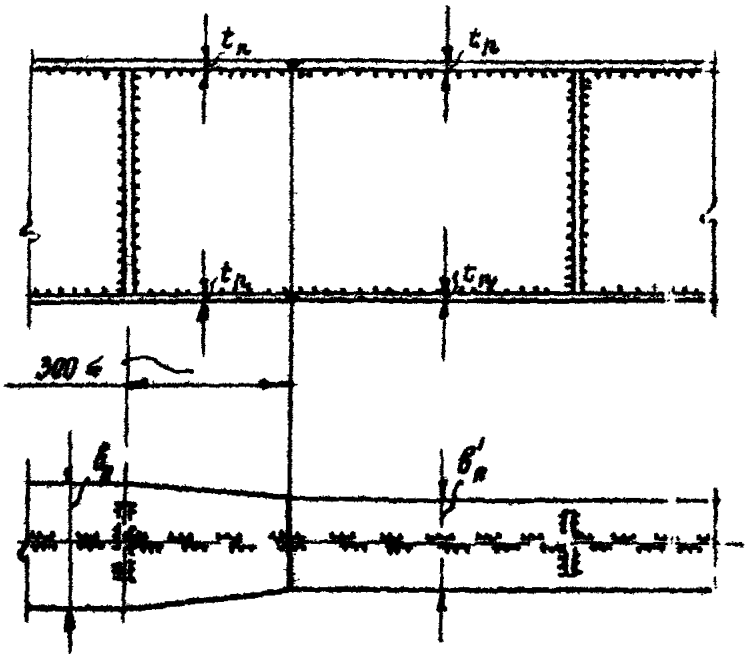


Рис. 5

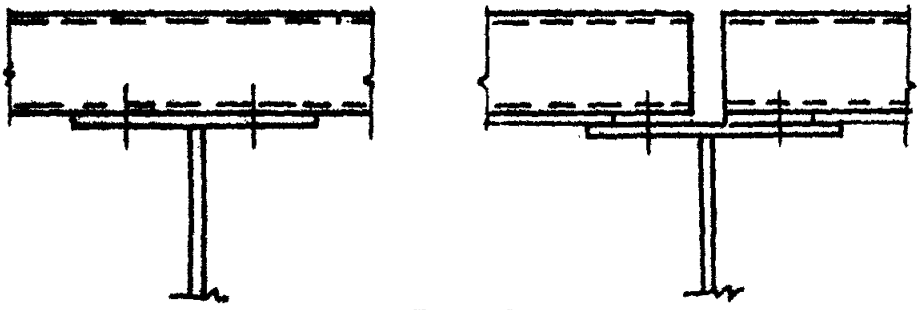


Рис. 6

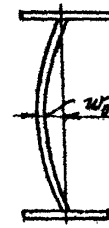
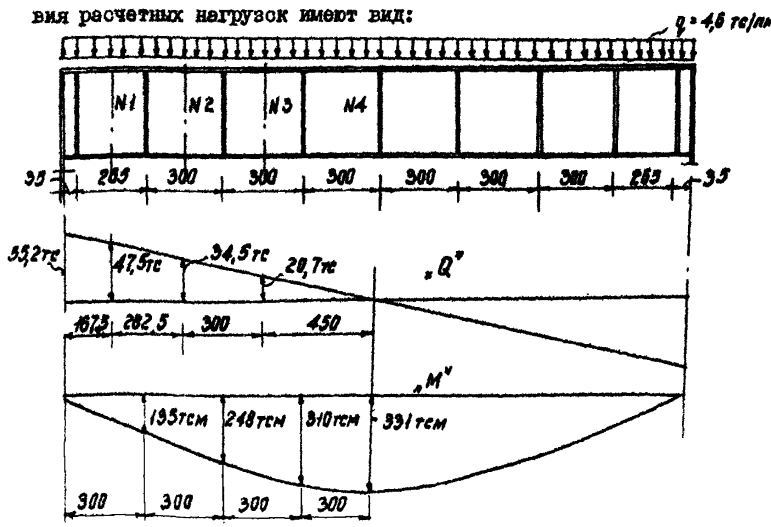


Рис. 7

4. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

П р и м е р I. Требуется подобрать сечение разрезной тонкостенной балки с поперечными ребрами жесткости из стали классаС46/33 по следующим данным: пролет балки – 24 м; высота балки – не более 220 см; расчетная нагрузка – 4,6 тс/м; нормативная нагрузка – 3,65 тс/м; продольный прогиб – $f = \frac{\ell}{250} = 9{,}6$ см; расчетное сопротивление стали изгибу – $R = 2900$ кгс/см^2; поперечные ребра жесткости устанавливаются через 3 м по длине балки.

I. Эпюры поперечных сил и изгибающих моментов от действия расчетных нагрузок имеют вид:



2. Минимальная высота балки определяется из условия жесткости по формуле (4)

$$h_{min} = \frac{R \cdot l^2}{[f] \cdot 10^7} = \frac{2900 \; 2400^2}{9{,}6 \quad 10^7} = 170 \text{ см}.$$

При высоте стенки 220 см, толщине стенки = мм, гибкость стенки

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{2200}{4} = 550,$$

что удовлетворяет условию (I).

3. Размеры поясных листов, определяются по формуле

$$F_n^{тр} = \frac{M_p^{макс}}{R \cdot h \cdot 1{,}05} = \frac{331.10^5}{290.220.1{,}05} = 49{,}5 \text{ см}^2,$$

где $F_n^{тр}$ – требуемая площадь сечения пояса;

I,05 – эмпирический коэффициент;

$M_p^{макс}$ – максимальный расчетный момент

Принимаем сечение пояса – 300х16. Соотношение площади пояса к стенке

$$\beta = \frac{F_n}{F_{ст}} = \frac{300 \text{ x } 16}{220 \text{ x } 0{,}4} = \frac{48}{88} = 0{,}54,$$

что удовлетворяет условию (3).

Отношение ширины пояса к толщине

$$\frac{b_n}{t_n} = \frac{300}{16} = 19 < 25 \sqrt{\frac{2100}{R}} = 21{,}3,$$

что удовлетворяет условию (29).

4. Определение предельной несущей способности балки на изгиб производится по формуле (5)

$$M_{пред} = \kappa W R \geq M_p^{макс},$$

где W – момент сопротивления сечения, равный:

$$W = \frac{J \cdot 2}{h} = \frac{2}{h}\left[\frac{h^3 t}{12} + 2F_n\left(\frac{h}{2} + \frac{t_n}{2}\right)^2\right] =$$

$$= \frac{2}{220}\left[\frac{220^3 \cdot 0{,}4}{12} + 2 \cdot 48\,(110 + 0{,}8)^2\right] = 1895 \text{ см}^3;$$

K – редукционный коэффициент, при β =0,58 и λ =550, равный (см.табл.I) 0,8I6.

Подставим значения K, W и R в условие (5), определяем

$$M_{прод} = 0{,}8I6 \cdot 2900 \cdot I395 = 33I \text{ тсм} = M_p^{макс} = 33I \text{ тсм}.$$

Таким образом, несущая способность отсека № 4, работающего на преимущественное действие изгиба, обеспечена.

5. Проверка устойчивости сжатого пояса в плоскости стенки отсеков балки производится в соответствии с условием (6)

$$\frac{\ell^2}{\delta^2} \cdot 72{,}5 \cdot I0^6 \geqslant R_1$$

где ℓ – длина отсека (для отсеков № 1,32 ℓ =300 см);

τ – радиус инерции поперечного сечения пояса совместно с эффективной полосой сжатой части стенки, равной 30 t, относительно горизонтальной оси центра тяжести сечения.

Для вычисления τ определяем:

положение центра тяжести сечения по формуле (см.рис.2 Руководства):

$$x = \frac{I5 t^2 (30t + t_n)}{F'} = \frac{I5 \cdot 0{,}4^2 (30 \cdot 0{,}4 + I{,}6)}{30 \cdot I{,}6 + 30 \cdot 0{,}4^2} = 0{,}62 \text{см};$$

момент инерции сечения J' по формуле

$$J' = \delta_n t_n \cdot x^2 + 15 t^2 \left(30t + t_n - 2x\right)^2 + 215 t^4 + \frac{\delta_n t_n^3}{12} =$$

$$= 30 \cdot 1{,}6 \cdot 0{,}62^2 + 15 \cdot 0{,}4^2 \cdot \left(30 \cdot 0{,}4 + 1{,}6 - 2 \cdot 0{,}62\right)^2 + 215 \cdot 0{,}4^4 + \frac{30 \cdot 1{,}6^3}{12} = 400 \text{ см}^4;$$

площадь сечения F' по формуле

$$F' = \delta_n t_n + 30 t^2 = 30 \cdot 1{,}6 + 30 \cdot 0{,}4^2 = 52{,}8 \text{ см}^2.$$

Тогда радиус инерции сечения τ равен

$$\tau = \sqrt{\frac{J'}{F'}} = \sqrt{\frac{400}{52{,}8}} = 2{,}75 \text{ см}$$

Подставив значения τ и β в условие (6), определяем

$$\frac{2,75^2}{300^2} \cdot 72,5 \cdot 10^6 = 6100 \gg 2900 \ кгс/см^2.$$

Таким образом, устойчивость сжатого пояса в плоскости балки обеспечена.

6. Проверка прочности опорного отсека (№1), работающего на преимущественное действие сдвига, производится по формуле (7)

$$Q_{прав} = \tau_{кр} ht + 2ctG_t \frac{1}{1+d^2} \geqslant Q_p .$$

Для этого следует определить:

критические касательные напряжения стенки отсека по формуле (8):

$$\tau_{кр} = K_\tau \frac{1,9 \cdot 10^6}{\lambda^2},$$

где $$K_\tau = 5,34 + \frac{4,0}{d^2} = 5,34 + \frac{4,0}{\left(\frac{265}{220}\right)^2} = 8,1;$$

$$\lambda = 550;$$

подставив, значения K_τ и λ в условие (8), определяем

$$\tau_{кр} = \frac{8,1 \cdot 1,9 \cdot 10^6}{550^2} = 51 \ кгс/см^2;$$

ширину диагонального поля растягивающих напряжений c по формуле (9)

$$c = \frac{0,5\xi + 2,4}{\xi + 16};$$

где ξ – изгибная жесткость пояса, равная

$$\xi = \frac{J_n \cdot 10^6}{b^3 t} = \frac{b_n t_n^3 \cdot 10^6}{12 b^3 t} = \frac{30 \cdot 1,6^3 \cdot 10^6}{12 \cdot 265^3 \cdot 0,4} = 1,45;$$

подставив значение ξ в условие (9), определяем

$$C = \frac{0,5 \cdot 1,46 + 2,4}{1,46 + 16} \cdot 265 = 47,5 \text{ см};$$

величину предельных растягивающих напряжений диагонального поля σ_t по формуле (II)

$$\sigma_t = R \cdot \left(1 - \frac{\tau_{кр}}{R}\right) = 2900 \left(1 - \frac{51}{2900}\right) = 2850 \text{ кгс/см}^2;$$

соотношение сторон отсека $\alpha = \frac{b}{h} = \frac{265}{220} = 1,205.$

Подставив значения $\tau_{кр}$, C, σ_t и α в условие (7), определяем

$$Q_{пред} = 51 \cdot 220 \cdot 0,4 + 2 \cdot 47,5 \cdot 0,4 \cdot 2850 \frac{1}{1 + 1,205^2} = 48,7 \text{ тс} > Q_p = 47,5 \text{ тс}.$$

Таким образом, несущая способность опорного отсека, работающего на преимущественное действие сдвига, обеспечена.

7. Проверка несущей способности отсеков балки № 2 и № 3, работающих на совместное действие изгиба и сдвига, производится в соответствии с указаниями п.I.7 Руководства.

а) проверка несущей способности отсека № 3, для которого расчетный максимальный момент равен (см.рис.8) M_p =310 тсм, а расчетное усилие сдвига Q_p=20,7 тс.

Для выполнения проверки определяются значения следующих параметров:

изгибающий момент, воспринимаемый только поясами балки $M_п$:

$$M_п = F_п \cdot h \cdot R = 48 \cdot 220 \cdot 2900 = 306 \text{ тсм}.$$

предельная несущая способность балки на изгиб $M_{пред}$=331 тсм (см.п.4)

Тогда

$$M_п = 306 \text{ тсм} < M_p = 310 \text{ тсм} < M_{пред} = 331 \text{ тсм},$$

следовательно, несущая способность отсека на сдвиг определяется по формуле (I4)

$$Q = Q_{пред} \left(\frac{M_{пред} - M_p}{M_{пред} - M_п}\right)$$

Значение $Q^{\circ}_{пред}$ определяется по формуле (I5), для чего вычисляются следующие параметры:

критические касательные напряжения стенки отсека № 3 по формуле (8),

где $K_\tau = 5,34 + \frac{4,0}{\alpha^2} = 5,34 + \frac{4,0}{\left(\frac{300}{220}\right)^2} = 7,5I$,

$\lambda = 550$;

подставив значения K_τ и λ в условие (8), определяем

$$\tau_{кр} = \frac{7,5I \cdot I,9 \cdot 10^6}{550^2} = 47 \text{ кгс/см}^2;$$

ширину диагонального поля растягивающих напряжений C по формуле (9),

где $\xi = \frac{J_n \cdot 10^6}{\beta^3 t} = \frac{\beta_n t_n^3 \cdot 10^6}{12 \cdot \beta^3 \cdot t} = \frac{30.I,6^3.I0^6}{I2.300^3.0,4} = 0,95;$

подставив значение ξ в условие (9), определяем

$$C = m \cdot \beta = \frac{0,5\,\xi + 2,4}{\xi + I6} = \frac{0,5 \cdot 0,95 + 2,4}{0,95 + I6} \cdot 300 = 5I \text{ см};$$

величину предельных растягивающих напряжений σ_t по формуле (II);

$$\sigma_t = R\left(1 - \frac{\tau_{кр}}{R}\right) = 2900\ (I - \frac{47}{2900}) = 2860 \text{ кгс/см}^2$$

соотношение сторон отсека $\alpha = \frac{\beta}{h} = \frac{300}{220} = I,365;$

угол наклона диагонального поля растягивающих напряжений

$$\sin\varphi' = \frac{(I - m)}{\sqrt{(I + m)^2 + \alpha}} = \frac{(I - 0,I7)}{\sqrt{(I+0,I7)^2 + I,365^2}} = 0,452.$$

подставив значения $\tau_{кр}$, C, σ_t, α и $\sin\varphi'$ в условие (I5), определяем

$$Q^{\circ}_{пред} = \tau_{кр}\, ht + 2\,Ct\,\sigma_t \frac{\sin\varphi'}{\sqrt{1+\alpha^2}} =$$

$$= 47 \cdot 220 \cdot 0,4 + 2,5I \cdot 0,I \cdot 2860 \frac{0,452}{\sqrt{1 + I,365^2}} = 38,04 \text{ тс}.$$

Подставив значения $Q^{\circ}_{пред}$ в условие (14), определяем значение несущей способности отсека № 3 на сдвиг

$$Q = Q^{\circ}_{пред}\left(\frac{M_{пред} - M_р}{M_{пред} - M_п}\right) = 36{,}04\left(\frac{331-310}{331-306}\right) = 30\,тс > Q_р = 20{,}7\,тс.$$

Таким образом, несущая способность отсека № 3, работающего на совместное действие изгиба и сдвига, обеспечена.

б) Проверка несущей способности отсека № 2, для которого расчетный максимальный момент (см.рис.8) $M_р = 248$ тсм, а расчетное усилие сдвига $Q_р = 20{,}7$ тс.

В связи с тем, что геометрические характеристики отсека № 2 такие же, как у отсека № 3, численные значения параметров $M_п$, $M_{пред}$, $Q^{\circ}_{пред}$ остаются такими же, как и для отсека № 3. Тогда

$0{,}6\ M_{пред} = 198$ тсм $< M_р = 248$ тсм $< M_п = 306$ тсм,

Следовательно, несущая способность отсека на сдвиг определяется по формуле (13)

$$Q = Q^{\circ}_{пред} + \left(Q_{пред} - Q^{\circ}_{пред}\right)\frac{M_п - M_р}{M_п - 0{,}6M_{пред}} =$$

$$= 36{,}04 + \left(48{,}7 - 36{,}04\right)\frac{306-248}{306-198} = 42{,}8\,тс > Q_р = 34{,}5\,тс.$$

Таким образом, несущая способность отсека № 2, работающего на совместное действие изгиба и сдвига, обеспечена.

8. Подбор сечения поперечных ребер жесткости осуществляется в соответствии с указаниями СНиП II-В.3-72, при этом следует соблюдать условия (30).

Необходимая ширина поперечного ребра определяется по формуле

$$б_р \geq \frac{h}{30} + 40 = \frac{2200}{30} + 40 = 113{,}5\ мм,$$

необходимая толщина ребра жесткости

$$t_р = \frac{б_р}{15\sqrt{\frac{2100}{R}}} = \frac{113{,}5}{15\sqrt{\frac{2100}{2900}}} = 8{,}86\,мм.$$

Принимаем сечение одного ребра жесткости равным II5 х I0. Находим численное значение параметра γ, определяющего изгибную жесткость двустороннего ребра жесткости. Для этого определяем:

момент инерции двустороннего ребра жесткости

$$J_p = \frac{(2\delta_p)^3 t_p}{12} = \frac{(2 \cdot 11,5)^3 \cdot 1,0}{12} = 1030 \text{ см}^4;$$

погонную изгибную жесткость стенки отсека

$$J_p = \frac{E t^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1,0^3}{12(1-0,3^2)} = 1,92 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}$$

Тогда:

$$\gamma = \frac{E J_p}{h D} = \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1030}{220 \cdot 1,92 \cdot 10^5} = 51 > 45 .$$

Таким образом, условие (30) удовлетворено.

9. Подсчет вертикальных прогибов балки производится по формуле (16), для сечения балки, посредине длины пролета

$$y = y_M + y_a .$$

Прогиб балки определяется от нормативной нагрузки $q^н = 3,65$ тс/пм.

Прогиб балки от действия изгибающих моментов определяется по формуле

$$y_M = \frac{5}{384} \frac{q^н \cdot l^4}{EJ} = \frac{5}{384} \frac{36,5 \cdot 2400^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 1,533 \cdot 10^6} = 4,9 \text{ см}.$$

Определение прогиба балки от действия поперечных усилий производится по формуле перемещений (формула Мора)

$$y_a = \sum \frac{h}{G_{пр} F} \int_0^l Q_{q^н} \cdot Q_N \, dx,$$

где $Q_{q^н}$ – эпюра поперечных сил от действия нормативной нагрузки;

Q_N – эпюра поперечных сил от действия сосредоточенного усилия $N = 1$, приложенного в сечении посредине длины пролета балки;

$G_{пр}F$ – жесткость балки на сдвиг, с учетом работы стенки в закритической стадии, принимается равной $0{,}5\ GF$ (см.п.I.9), где $G = 0{,}8I \cdot 10^6$ кгс/см^2 – модуль сдвига;

η – коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения балки.

Для двутаврового сечения определяется по формуле

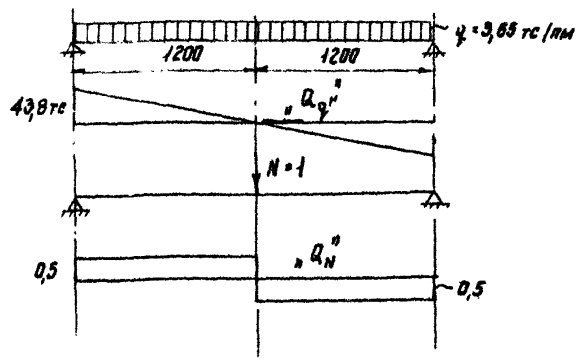
$$\eta = \frac{F}{Jt}\left[\frac{\delta_n\left(h_б\right)^2}{8} - \frac{h^2}{8}\left(\delta_n - t\right)\right] =$$

$$= \frac{184}{1{,}533 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4}\left[\frac{30 \cdot 223{,}2^2}{8} - \frac{220^2}{8}\left(30 - 0{,}4\right)\right] = 2{,}28,$$

где $h_б$ – полная высота балки,

F – площадь поперечного сечения балки.

Эпюры поперечных сил Q_q^{η} и Q_N имеют вид



Интеграл $\int_0^l Q_q^{\eta} Q_N \, dx$ равен

$$\int_0^l Q_q^{\eta} \, Q_N \, dx = 2\left[43{,}8 \cdot 12 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5\right] = 263 \text{ тсм}.$$

Прогиб балки в сечении посредине длины отсека от действия поперечных сил равен

$$y_a = \frac{k}{0{,}5\,GF}\int_0^{\ell} Q_q^{M}\ Q_N\,dx = \frac{2{,}26\cdot 263\cdot 10^5}{0{,}5\cdot 0{,}81\cdot 10^5\cdot 184} = 0{,}8\text{см}.$$

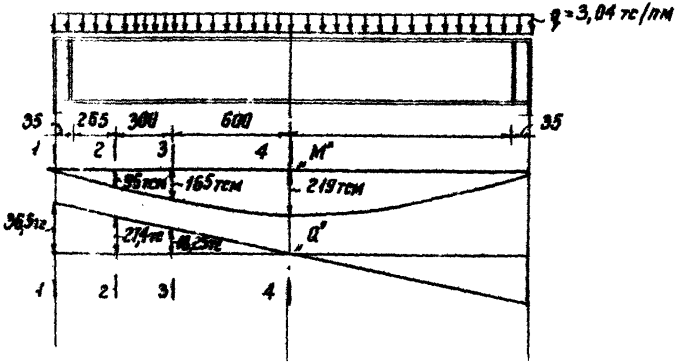
Общий прогиб балки равен

$$4{,}9 + 0{,}8 = 5{,}7\ \text{см} < [f] = 9{,}6\ \text{см}.$$

Таким образом, условие расчета по второму предельному состоянию удовлетворено.

Пример 2. Требуется подобрать сечение разрезной тонкостенной балки без ребер жесткости из стали класса С38/23 по следующим данным: пролет балки – 24 м; высота балки – не более 200 см; нормативная нагрузка – 2,26 тс/пм; расчетная нагрузка – 3,04 тс/пм; предельный прогиб $[f] = \frac{\ell}{250} =$ =9,6 см; расчетное сопротивление стали изгибу R =2100кгс/см^2.

1. Эпюры изгибающих моментов и поперечных сил от действия расчетных нагрузок имеют вид



2. Минимальную высоту балки определяют из условия жесткости по формуле (4)

$$h_{min} = \frac{R\cdot \ell^2}{[f]\ 10^7} = \frac{2100\cdot 2400^2}{9{,}6\cdot 10^7} = 126\ \text{см}.$$

При высоте стенки h =170 см, толщине стенки t =0,5см, гибкость стенки

$$\lambda = \frac{h}{t} = \frac{1700}{5} = 340,$$

что удовлетворяет условию (17).

3. Размеры поясных листов определяются по формуле

$$F_п^{тр} = \frac{M_р^{макс}}{R \cdot h \cdot 1,08} = \frac{219 \cdot 10^5}{2100 \cdot 170 \cdot 1,08} = 56,5\ см^2,$$

где $F_п^{тр}$ – требуемая площадь сечения пояса;

1,08 – эмпирический коэффициент;

$M_р^{макс}$ – максимальный расчетный момент.

При сечении пояса 350 х 16 мм, соотношение площади пояса к стенке

$$\beta = \frac{F_п}{F_{ст}} = \frac{35 \cdot 1,6}{170 \cdot 0,5} = \frac{56}{85} = 0,65,$$

что удовлетворяет условию (19).

Соотношение ширины пояса к толщине

$$\frac{b_п}{t_п} = \frac{350}{16} = 22,$$

что удовлетворяет условию (29).

4. Определение предельной несущей способности балки на изгиб производится по формуле (20):

$$M_{пред.} = K \cdot W \cdot R \geqslant M_р^{макс},$$

где W – момент сопротивления сечения, равный

$$W = \frac{J \cdot 2}{h} = \frac{2}{h}\left[\frac{h^3 t}{12} + 2F_п\left(\frac{h}{2} + \frac{t_п}{2}\right)^2\right] =$$

$$= \frac{2}{170}\left[\frac{170^3 \cdot 0,5}{12} + 2 \cdot 560\left(0,85 + 0,7\right)^2\right] = 12080\ см^3;$$

K – редукционный коэффициент, при β =0,65 и λ =340, равный (см.табл.I) 0,87.

Тогда

$$M_{пред} = 0{,}87 \cdot 12080 \cdot 2100 = 221_{тсм} > M_p^{макс} = 219\ тсм;$$

т.е. несущая способность балки на изгиб обеспечена.

5. Определение предельной несущей способности балки на сдвиг производится по формуле (21), для чего определяются предельные касательные напряжения $\tau_{пред}$ по формуле (22):

$$\tau_{пред} = \left(\frac{820 \cdot 10^4}{\lambda^2} + 360\right)\sqrt{\frac{R}{2100}} = \left(\frac{820 \cdot 10^4}{340^2} + 360\right) = 431\ кгс/см^2.$$

Предельная несущая способность балки на сдвиг равна

$$Q_{пред} = \tau_{пред.}\ ht = 431 \cdot 170 \cdot 0{,}5 = 36{,}7тс > Q_p^{макс} = 36{,}5\ тс\ ,$$

т.е. несущая способность балки на сдвиг обеспечена.

6. Проверка несущей способности балки на совместное действие изгиба и сдвига, производится в соответствии с указаниями Руководства п.2.6.

Проверка несущей способности балки по сечению 2-2, где M_p^{2-2}=96 тсм, Q_p^{2-2}=27,4 тс. Номинальные касательные напряжения равны (26)

$$\tau = \frac{Q_p^{2-2}}{h \cdot t} = \frac{27{,}4 \cdot 10^3}{85} = 322\ кгс/см,$$

следовательно, удовлетворяется условие (24), по которому

$$\tau = 322\ кгс/см^2 > \left(1 - \frac{0{,}18}{0{,}65}\right) \cdot 431 = 312\ кгс/см^2.$$

Тогда несущая способность балки на изгиб в сечении 2-2 определяется по формуле (25)

$$M = KWG.$$

Нормальные допускаемые напряжения в сжатом поясе в этом сечении определяются по формуле (27)

$$G = R\left(1{,}66 - \frac{0{,}12}{\beta} - \frac{\tau}{1{,}5 \cdot \tau_{пред}}\right) = 2100\left(1{,}66 - \frac{0{,}12}{0{,}65} - \frac{322}{1{,}5 \cdot 431}\right) = 2030\ кгс/см^2$$

K – редукционный коэффициент при β =0,65 и λ = =340 принимается равным 0,87. Несущая способность балки на изгиб в сечении 2-2 равна

$$M = 0{,}87 \cdot 12080 \cdot 2030 = 213\ тсм > M_p^{2-2} = 96\ тсм,$$

следовательно, несущая способность балки в сечении 2–2 обеспечена.

Проверка несущей способности балки по сечению 3–3, где M_p^{3-3} =165,0 тсм, Q_p^{3-3} =18,25 тс. Номинальные касательные напряжения равны

$$\tau = \frac{18{,}4 \cdot 10^3}{85} = 216\ кгс/см^2,$$

следовательно, удовлетворяется условие (23), по которому

$$\tau = 216\ кгс/см^2 < \left(1 - \frac{0{,}18}{0{,}65}\right) \cdot 431 = 312\ кгс/см^2.$$

Тогда несущая способность балки на изгиб определяется по формуле (20)

$$M = KWR = 0{,}87 \cdot 12080 \cdot 2100 = 221\ тсм > M_p^{3-3} = 165\ тсм,$$

следовательно, несущая способность балки в сечении 3–3 обеспечена.

7. Подсчет вертикальных прогибов балки производится по формуле (16)

$$y = y_a + y_м.$$

Прогиб балки определяется от нормативной нагрузки $q^н$ =2,26 тс/пм.

Определение прогибов балки от действия изгибающих моментов в сечении 4–4 производится по формуле

$$y_м = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^н l^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{22{,}6 \cdot 2400^4}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 4{,}027 \cdot 10^6} = 4{,}59\ см.$$

Определение прогибов балки в сечении 4–4 от действия поперечных усилий производится по формуле перемещений (формуле Мора)

$$y_a = \sum \frac{h}{G_{пр} F} \int_0^l Q_{q^н} Q_N \, dx,$$

где $Q_{q^н}$ – эпюра поперечных сил от действия нормативной нагрузки;

Q_N – эпюра поперечных сил от действия сосредоточенной силы $P = 1$, приложенной в сечении 4–4;

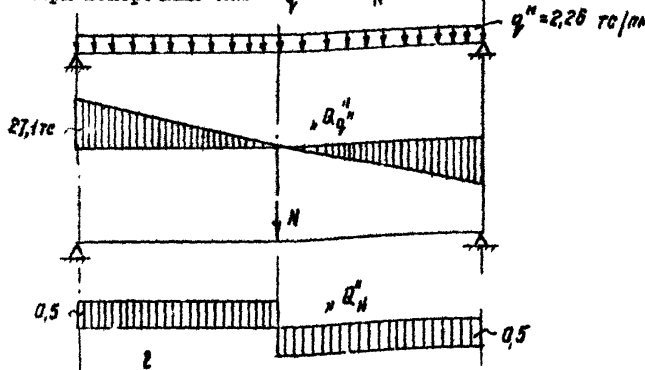
$G_{пр} F$ – жесткость балки на сдвиг, с учетом работы стенки в закритической стадии, принимается равной $0,8\,GF$ (см.Руководство п.2.8);

η – коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения балки. Для двутаврового сечения определяется по формуле

$$\eta = \frac{F}{J \cdot t}\left[\frac{\delta_n (h_б)^2}{8} - \frac{h^2}{8}\left(\delta_n - t\right)\right] =$$

$$= \frac{197}{1,027 \cdot 10^6 \cdot 0,5}\left[\frac{35 \cdot 173,2^2}{8} - \frac{170^2}{8}\left(35 - 0,5\right)\right] = 2,58.$$

Эпюры поперечных сил $Q_{q^н}$ и Q_N имеют вид



Интеграл $\int_0^{\ell} Q_{q^н} Q_N \, dx$ равен

$$\int_0^{\ell} Q_{q^н} Q_N \, dx = 2\left[27,1 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 0,5\right] = 162,6 \ (тсм).$$

Таким образом, прогибы балки в сечении 4–4 от действия поперечных сил

$$y_a = \frac{\eta}{0,8\,GF}\int_0^{\ell} Q_{q^н} Q_N \, dx = \frac{2,58 \cdot 162,6 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 0,81 \cdot 10^6 \cdot 197} = 0,4 \ см.$$

Общий прогиб балки в сечении 5–5 равен

$$u = u_м + y_a = 4,76 + 0,4 = 5,16 \ см < [f] = 9,6 \ см.$$

gost.e-ecolog.ru

Таким образом, условие расчета по второму предельному состоянию удовлетворено.