

МЕЖГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«БЕЛОРУССКО-РОССИЙСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра «Оборудование и технология сварочного производства»

# ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Методические рекомендации к практическим занятиям  
для студентов специальности  
1-36 01 06 «Оборудование и технология  
сварочного производства»  
дневной и заочной форм обучения*

Часть 2



Могилев 2021

УДК 621.791.05  
ББК 30.4  
П80

Рекомендовано к изданию  
учебно-методическим отделом  
Белорусско-Российского университета

Одобрено кафедрой «Оборудование и технология сварочного производства» «17» января 2021 г., протокол № 7

Составитель канд. техн. наук, доц. С. Н. Емельянов

Рецензент канд. техн. наук, доц. Г. Л. Антипенко

Методические рекомендации к практическим занятиям предназначены для студентов специальности 1-36 01 06 «Оборудование и технология сварочного производства».

Учебно-методическое издание

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ СВАРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### Часть 2

Ответственный за выпуск	А. О. Коротеев
Корректор	А. А. Подошевка
Компьютерная верстка	Н. П. Полевничая

Подписано в печать . Формат 60×84/16. Бумага офсетная. Гарнитура Таймс.  
Печать трафаретная. Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. . Тираж 26 экз. Заказ №

Издатель и полиграфическое исполнение:  
Межгосударственное образовательное учреждение высшего образования  
«Белорусско-Российский университет».  
Свидетельство о государственной регистрации издателя,  
изготовителя, распространителя печатных изданий  
№ 1/156 от 07.03.2019.  
Пр-т Мира, 43, 212022, г. Могилев.

© Белорусско-Российский  
университет, 2021

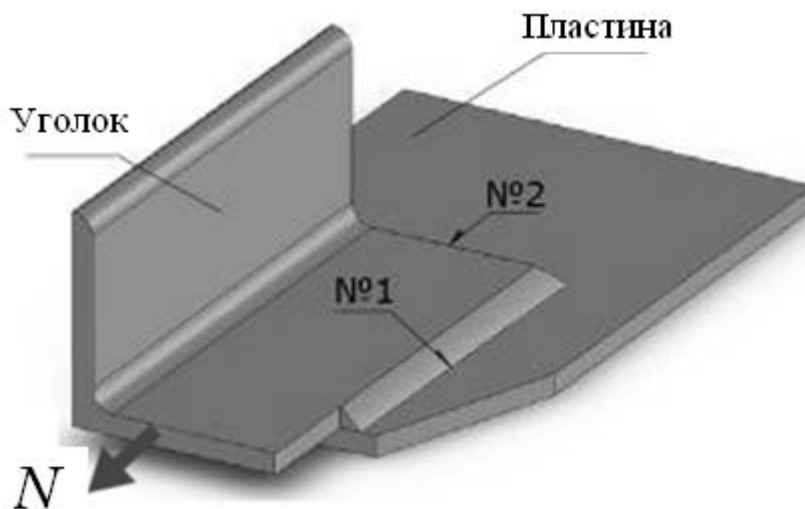
## Содержание

6 Практическое занятие № 6. Расчет сварных соединений, выполненных из элементов, имеющих несимметричное сечение .....	4
7 Практическое занятие № 7. Расчет и подбор сечений двутавровых балок .....	9
8 Практическое занятие № 8. Расчет обратного прогиба тавровых сварных балок .....	17
9 Практическое занятие № 9. Расчет и подбор сечений стоек и опорных коробчатых балок .....	23
10 Практическое занятие № 10. Расчет сварных ферм .....	27
11 Практическое занятие № 11. Расчет конструкций оболочкового типа .....	35
Список литературы .....	41

## Часть 2

### 6 Практическое занятие № 6. Расчет сварных соединений, выполненных из элементов, имеющих несимметричное сечение

Типичным примером сварного соединения из элементов несимметричного сечения является крепление уголков к пластинам. В зависимости от ориентации сварного шва относительно внешней нагрузки выделяют так называемые лобовые (ориентированы перпендикулярно вектору нагрузки) и фланговые (ориентированы вдоль вектора нагрузки) швы (рисунок 6.1).



1 – фланговый сварной шов; 2 – лобовой сварной шов

Рисунок 6.1 – Сварное соединение элементов несимметричного сечения

В таких сварных соединениях внешняя нагрузка между фланговыми швами распределяется в соотношении обратно пропорциональном расстояниям от центра тяжести сечения уголка до швов.

#### Задание 1

Рассчитайте крепление двух равнополочных уголков к фасонке толщиной  $t$  (таблица 6.1). Расчетное растягивающее усилие в уголках  $N_{Ed}$  проходит по линии расположения центра тяжести сечения. Материал – сталь С245, номинальное значение временного сопротивления стали  $f_u = 370$  МПа. Способ сварки – механизированная в среде углекислого газа. Выполните чертеж сварного узла, конструктивно определите размеры фасонки, приведите условные обозначения сварных швов и укажите их размеры.

Назначаем катет сварных швов  $K = 6$  мм. Данный катет шва технологически целесообразен, так как такой шов выполняется сваркой за один проход. Принятый катет на 2 мм меньше, чем толщина полки уголка, однако он больше минимально допустимого катета 4 мм (таблица 6.2) [2].

Таблица 6.1 – Исходные данные к заданию 1

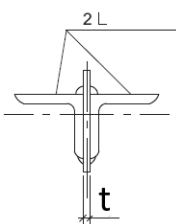
Номер варианта	Номинальное временное сопротивление $f_u$ , МПа	Размеры уголка по ГОСТ 8509, мм	Толщина фасонки $t$ , мм	Сила $N_{Ed}$ , кН	Эскиз узла
0	370	75×75×8	10	425	
1		80×80×6	6	360	
2		75×75×5	6	280	
3		70×70×5	6	220	
4		63×63×4	6	150	

Таблица 6.2 – Минимальные размеры катетов угловых швов в стальных конструкциях

Вид соединения	Вид сварки	Номинальный предел текучести стали $f_y$ , Н/мм <sup>2</sup>	Минимальный размер катета шва $K$ , мм, при большей толщине из свариваемых элементов $t$ , мм						
			4...5	6...10	11...15	17...22	23...32	33...40	41...80
Тавровое с двухсторонними швами, нахлесточное, угловое	Ручная дуговая	До 285 включ.	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 285 до 390 включ.	4	5	6	7	8	9	10
		Св. 390 до 590 включ.	5	6	7	8	9	10	12
	Механизированная	До 285 включ.	3	4	4	5	5	6	6
		Св. 285 до 390 включ.	3	4	5	6	7	8	9
		Св. 390 до 590 включ.	4	5	6	7	8	9	10
Тавровое с односторонними угловыми швами	Ручная дуговая	До 375 включ.	5	6	7	8	9	10	12
	Механизированная	До 375 включ.	4	5	6	7	8	9	10

*Примечание* – В конструкциях группы 4 по СНиП II-23 минимальный размер катета односторонних угловых швов уменьшают на 1 мм при толщине свариваемых элементов до 40 мм включ. и на 2 мм – при толщине свариваемых элементов св. 40 мм

Эффективная толщина сварных швов [2, п. 4.5.2]:

$$a_w = K \cdot \cos 45 = 6 \cdot \sqrt{2} / 2 = 0,42 \text{ см.}$$

По упрощенной методике расчета угловых швов [2, п. 4.5.3.3] расчетное сопротивление сварного шва

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a_w = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a_w = \frac{37}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} \cdot 0,42 = 8,97 \text{ кН/см.}$$

Расчетные усилия между фланговыми швами распределяем в соотношении обратно пропорциональном расстояниям от центра тяжести сечения уголка до швов:

– по обушку уголка  $N_{Ed.1} = 0,7 \cdot 425 = 297,5$  кН;

– по перу уголка  $N_{Ed.2} = 0,3 \cdot 425 = 127,5$  кН.

Определяем эффективную длину сварного шва по обушку уголка:

$$L_{w1} = \frac{N_{Ed1}}{2F_{w,Rd}} = \frac{297,5}{2 \cdot 8,97} = 16,6 \text{ см.}$$

Тогда конструктивная длина сварного шва по обушку

$$L_{1к} = L_1 + 2 \cdot a_w = 16,6 + 2 \cdot 0,42 = 17,4 \text{ см.}$$

Принимаем  $L_{1к} = 18$  см.

Определяем эффективную длину сварного шва по перу уголка:

$$L_{w2} = \frac{N_{Ed2}}{2F_{w,Rd}} = \frac{127,5}{2 \cdot 8,97} = 7,1 \text{ см.}$$

Тогда конструктивная длина сварного шва по перу

$$L_{2к} = L_2 + 2 \cdot a_w = 7,1 + 2 \cdot 0,42 = 8,79 \text{ см.}$$

Принимаем  $L_{2к} = 9$  см.

## Задание 2

Сконструировать промежуточный узел фермы, состоящей из парных равнополочных уголков (рисунок 6.2). Исходные данные для расчета представлены в таблице 6.3. Катеты швов принять равными наименьшей толщине свариваемых деталей. Толщина фасонки равна 10 мм. Материал фермы – сталь С245, номинальное значение временного сопротивления стали  $f_u = 370$  МПа = 37 кН/см<sup>2</sup>. Способ сварки – механизированная в среде углекислого газа.

Принимаем, что катеты фланговых швов равны между собой, тогда для раскоса № 1 эффективная толщина сварных швов [2, п. 4.5.2]

$$a_{w1} = K \cdot \cos 45 = 8 \cdot \sqrt{2} / 2 = 0,57 \text{ см.}$$

По упрощенной методике расчета угловых швов [2, п. 4.5.3.3] расчетное сопротивление сварного шва

$$F_{w,Rd1} = f_{vw,d} \cdot a_{w1} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot a_{w1} = \frac{37}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} \cdot 0,57 = 12,18 \text{ кН/см.}$$

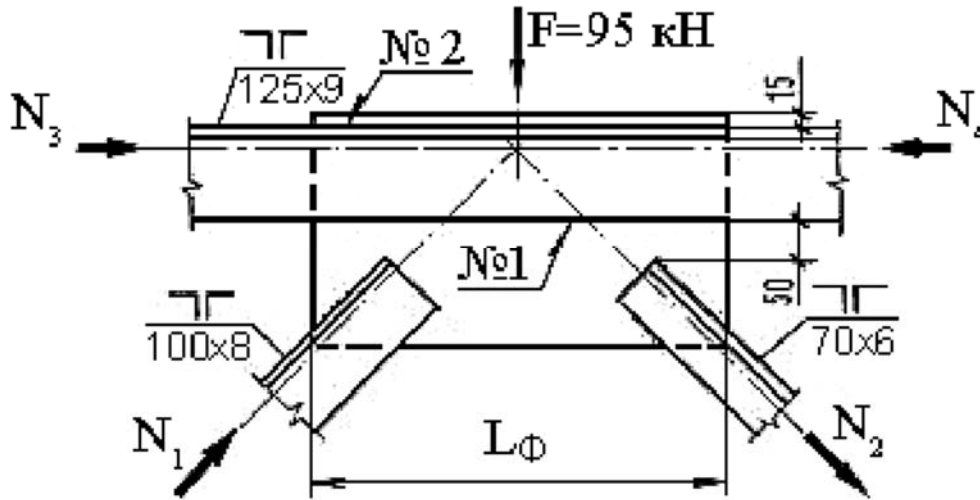


Рисунок 6.2 – Узел сопряжения верхнего пояса фермы с раскосами

Таблица 6.3 – Исходные данные к заданию 2

Номер варианта	Длина фанонки $L_{\phi}$ , мм	Нагрузка в элементах фермы, кН			
		$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$
0	400	405,9	319,6	124,2	500,9
1		480,3	450	100,4	607
2		580,6	389,3	145,3	542,2
3		669	560	158,3	745
4		520	720,2	178,4	923,6

Расчетные усилия между фланговыми швами распределяем в соотношении обратно пропорциональном расстояниям от центра тяжести сечения уголка до швов:

– по обушку уголка  $N_{Ed\_об}^1 = 0,7 \cdot 405,9 = 284,1 \text{ кН};$

– по перу уголка  $N_{Ed\_п}^1 = 0,3 \cdot 405,9 = 121,8 \text{ кН.}$

Определяем эффективную длину сварного шва по обушку уголка  $100 \times 8$ :

$$L_{w1\_об} = \frac{N_{Ed\_об}^1}{2F_{w,Rd1}} = \frac{284,1}{2 \cdot 12,18} = 11,66 \text{ см.}$$

Тогда конструктивная длина сварного шва по обушку

$$L_{w1\_об}^k = L_{1\_об} + 2 \cdot a_{w1} = 11,66 + 2 \cdot 0,57 = 12,8 \text{ см.}$$

Принимаем  $L_{w1\_об}^k = 13$  см.

Определяем эффективную длину сварного шва по перу уголка  $100 \times 8$ :

$$L_{w1\_п} = \frac{N_{Ed\_п}^1}{2F_{w,Rd1}} = \frac{121,8}{2 \cdot 12,18} = 5 \text{ см.}$$

Тогда конструктивная длина сварного шва по перу уголка  $100 \times 8$

$$L_{w1\_п}^k = L_{1\_п} + 2 \cdot a_{w1} = 5 + 2 \cdot 0,57 = 6,14 \text{ см.}$$

Принимаем  $L_{w1\_п}^k = 7$  см.

Аналогично выполняем расчеты для стержня № 2 и результаты сводим в таблицу 6.4.

Таблица 6.4 – Результаты расчета сварных швов

Номер стержня	Сечение	N, кН	Шов по обуху			Шов по перу		
			N <sub>об</sub> , кН	K, мм	L <sup>k</sup> <sub>w_об</sub> , см	N <sub>п</sub> , кН	K, мм	L <sup>k</sup> <sub>w_п</sub> , см
1	100 × 8	405,9	284,13	8	13	121,8	8	7
2	70 × 6	319,6	223,72	6	14	95,88	6	7

Определяем катет шва, прикрепляющего фасонку к верхнему поясу. Нагрузку на данный шов вычисляем по формуле

$$N_{\Phi} = \sqrt{(N_4 - N_3)^2 + F^2} = \sqrt{(500,9 - 124,2)^2 + 95^2} = 288,5 \text{ кН.}$$

По условию задания длина фасонки составляет 400 мм. Так как катет шва неизвестен, принимаем эффективную длину сварных швов на 1 см меньше ее конструктивной. Тогда эффективная длина сварных швов крепления верхнего пояса фермы к фасонке равна

$$L_w^{\Phi} = 4(40 - 1) = 156 \text{ см.}$$

Расчетное сопротивление сварного шва на сдвиг

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{37}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} = 21,36 \text{ кН/см}^2.$$



Условие прочности по первому предельному состоянию

$$\frac{N_{\phi}}{a_{w\phi} \cdot L_{\phi}} \leq f_{vw,d}$$

Откуда

$$a_{w\phi} = \frac{N_{\phi}}{f_{vw,d} \cdot L_{\phi}} = \frac{388,5}{21,36 \cdot 156} = 0,116 \text{ см.}$$

Катет шва

$$K = a_{w1} / \cos 45 = 0,116 \cdot 2 / \sqrt{2} = 0,164 \text{ см} = 1,64 \text{ мм.}$$

Расчетный катет имеет слишком малое значение, поэтому назначаем катет шва конструктивно. По таблице 6.2 минимально допустимый катет для толщины фасонки 10 мм и заданного способа сварки равен 4 мм.

## **7 Практическое занятие № 7. Расчет и подбор сечений двутавровых балок**

В общем случае расчет балок включает следующую последовательность действий: определение опорных реакций и построение эпюр силовых факторов (изгибающего момента  $M$  и поперечной силы  $Q$ ); определение максимальных значений силовых факторов и соответствующих сечений; проверка несущей способности полки и стенки балки; проверка на местную и общую устойчивость; расчет сварных соединений.

Согласно [3, п. 5.5.2] различают четыре класса поперечных сечений, классификация которых зависит от отношения ширины к толщине ( $c/t$ ) частей сечения, расположенных в его сжатой зоне:

1) поперечные сечения класса 1 – те, в которых может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для пластического расчета и достигаемой без снижения несущей способности;

2) поперечные сечения класса 2 – те, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничена вращательная способность вследствие потери местной устойчивости;

3) поперечные сечения класса 3 – те, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах стального элемента при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

4) поперечные сечения класса 4 – те, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

### Задание

Проведите проверку прочности и устойчивости изгибаемого элемента со следующими характеристиками:

- пролет  $L$ , шарнирное закрепление балки по концам, составное двутавровое сечение (рисунок 7.1), поясные швы выполнены катетом  $K$  (таблица 7.1);
- балка нагружена равномерно распределенной нагрузкой  $q$ ;
- геометрические характеристики сечения представлены в таблице 7.2.

Таблица 7.1 – Исходные данные к заданию

Номер варианта	Пролет $L$ , м	Распределенная нагрузка $q$ , кН/м	Высота балки $h$ , см	Высота стенки $h_w$ , см	Ширина полки $b_f$ , см	Толщина полки $t_f$ , см	Толщина стенки $t_w$ , см	Катет $K$ , см
0	316	129	124	40	2,5	1,2	1	9
1	150	120	116	38	2	1	0,8	12
2	250	130	122	32	4	1,4	0,6	12
3	300	132	126	26	3	1,2	0,8	9
4	200	128	122	36	3	1	0,8	12

Таблица 7.2 – Геометрические характеристики составного двутаврового сечения

Номер варианта	Осевой момент инерции относительно центральных осей, $\text{см}^4$		Момент сопротивления изгибу относительно центральных осей, $\text{см}^3$		Момент инерции при свободном кручении, $\text{см}^4$	Статический момент полусечения, $\text{см}^3$	Секториальный момент инерции поперечного сечения, $10^4 \text{ см}^6$
	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$			
0	990879	26684,5	15362,5	1334,2	488	8631,4	10675,3
1	659237	18300,3	10987,3	963,2	241,3	6166	6370,35
2	1228254	21873,2	18896,2	1367,1	1476,9	10668,7	8681,5
3	849154	8806,1	12866	677,39	540,6	7412,4	3663,6
4	995233	23338,2	15550,5	1296,6	688,7	8610,5	9116,5

Материал балки – сталь С255 по ГОСТ 277–72 с пределом текучести материала  $f_y = 235$  МПа при толщине проката  $20 < t \leq 40$  мм,  $f_y = 245$  МПа при толщине проката  $10 < t \leq 20$  мм и пределом прочности  $f_u = 360$  МПа. Коэффициенты надежности:  $\gamma_{m0} = 0,931$ ,  $\gamma_{m1} = 1,08$ ,  $\gamma_{m2} = 1,25$ .

Анализ эпюр силовых факторов (см. рисунок 7.1, б) показывает, что максимальные значения поперечной силы и изгибающего момента от

равномерно распределенной нагрузки соответственно равны  $Q = V_{Ed} = 1422$  кН,  $M_{Ed} = 3199,5$  кН·м.

Определяем класс сечения. Для этого рассчитываем коэффициент  $\varepsilon$ , зависящий от  $f_y$ :

$$\varepsilon_{\text{полки}} = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1. \quad (7.1)$$

Ширина частей сечения полки:

$$c_{\text{полки}} = \frac{b_f - (t_w + 2 \cdot K)}{2} = \frac{40 - (1,2 + 2 \cdot 1)}{2} = 18,4 \text{ см};$$

$$\frac{c_{\text{полки}}}{t_f} = \frac{18,4}{2,5} = 7,36 < 9 \cdot \varepsilon_{\text{полки}} = 9 \cdot 1 = 9,$$

следовательно, полка относится к сечению 1 класса [3, таблица 5.2].

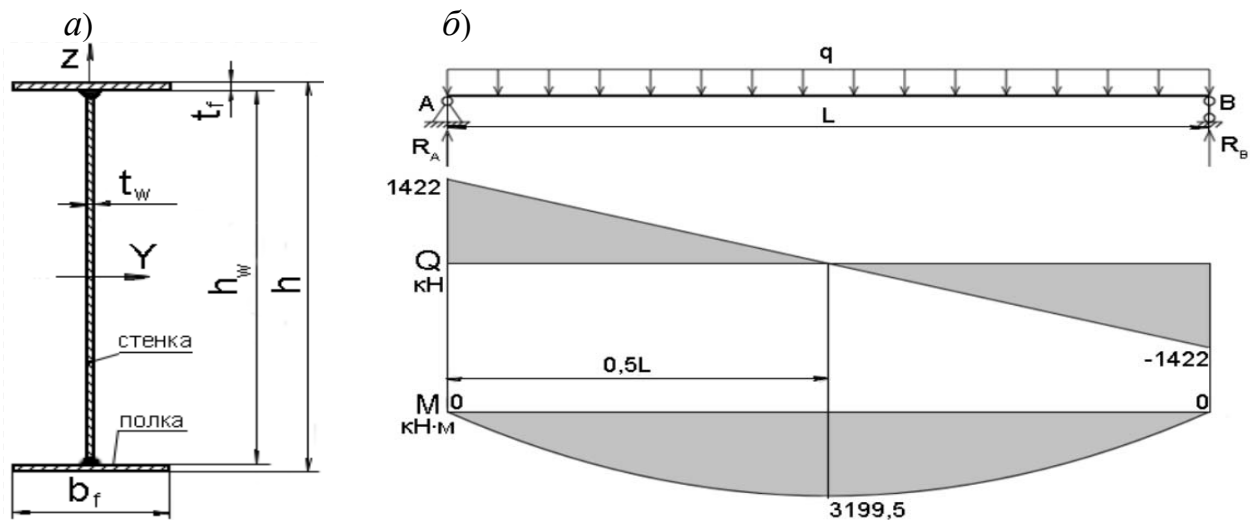


Рисунок 7.1 – Расчетное сечение балки (а) и эпюры силовых факторов (б)

Определение класса сечения стенки:

$$c_{\text{стенки}} = h_w - 2 \cdot K = 124 - 2 \cdot 1 = 122 \text{ см};$$

$$\varepsilon_{\text{стенки}} = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{245}} = 0,98;$$

$$83 \cdot \varepsilon_{\text{стенки}} = 81,34 < \frac{c_{\text{стенки}}}{t_w} = \frac{122}{1,2} = 101,67 < 124 \cdot \varepsilon_{\text{стенки}} = 121,52.$$

Стенка относится к сечению класса 3 [3, таблица 5.2].

Поперечное сечение классифицируется по наивысшему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей. Поэтому все поперечное сечение балки относим к классу 3.

Для третьего класса сечений проверка несущей способности на изгиб без учета влияния поперечной силы (в расчетном сечении она равна нулю) проводим по формуле [3, п. 6.2.5]

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{15362,5 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^3}{0,931} = 3877,8 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (7.2)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{3199,5}{3877,8} = 0,825 < 1. \quad (7.3)$$

Несущая способность на изгиб обеспечена.

Проверку несущей способности на сдвиг в упругой стадии проводим по формуле [3, п. 6.2.6]

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1, \quad (7.4)$$

где  $\tau_{Ed}$  – касательные напряжения, МПа.

Касательные напряжения по формуле Журавского:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_y}{I_y \cdot t_w} = \frac{1422 \cdot 10^3 \cdot 8631,4 \cdot 10^{-6}}{990879 \cdot 10^{-8} \cdot 12 \cdot 10^{-3}} = 1,03 \cdot 10^8 \text{ Па} = 103 \text{ МПа}, \quad (7.5)$$

где  $S_y$  – статический момент сдвигаемой части сечения относительно центральной оси;

$I_y$  – момент инерции поперечного сечения;

$t_w$  – толщина сечения в рассматриваемой точке.

Несущая способность на сдвиг по формуле (7.4) обеспечена:

$$\frac{103}{245 / (\sqrt{3} \cdot 0,931)} = 0,68 \leq 1.$$

Проверку общей устойчивости балки проводим по формуле [3, п. 6.3.2]:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1, \quad (7.6)$$

где  $M_{b,Rd}$  – расчетное значение несущей способности изгибаемого элемента по устойчивости плоской формы изгиба для элементов, не раскрепленных из плоскости действия изгибающего момента.

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_Y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad , \quad (7.7)$$

где  $\chi_{LT}$  – понижающий коэффициент при потере устойчивости плоской формы изгиба.

Определяем критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба симметричного сечения в упругой стадии по следующей зависимости:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 EI_z}{(k_z L)^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g)^2} - C_2 Z_g \quad , \quad (7.8)$$

где  $L$  – расстояние между точками элемента, в которых он раскреплен от бокового смещения;

$E$  – модуль Юнга,  $E = 2,1 \cdot 10^5$  Н/мм<sup>2</sup>;

$G$  – модуль сдвига,  $G = 0,81 \cdot 10^5$  Н/мм<sup>2</sup>;

$C_1, C_2$  – коэффициенты, зависящие от внешней нагрузки, действующей на элемент, и условия раскрепления концов элемента,  $C_1 = 1,12$ ;  $C_2 = 0,45$ ;

$k_z$  – коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента от поворота относительно оси  $z-z$ ;

$k_w$  – коэффициент, учитывающий условия закрепления концов элемента от депланации;

$Z_g$  – координата точки приложения внешней нагрузки относительно центра сдвига (изгиба) сечения.

Так как опорные части балки не закреплены от изгиба и депланации, принимаем  $k_z = k_w = 1$ . Координата центра тяжести сечения совпадает с центром изгиба, следовательно,  $Z_g = 0$ .

Тогда

$$M_{cr} = 1,12 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 26684,5 \cdot 10^{-8}}{(1,9)^2} \times$$

$$\times \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{10675,3 \cdot 10^4 \cdot 10^{-12}}{26684,5 \cdot 10^{-8}} + \frac{(1,9)^2 \cdot 0,81 \cdot 10^5 \cdot 488 \cdot 10^{-8}}{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^{11} \cdot 26684,5 \cdot 10^{-8}}} = 4832 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем значение условной гибкости:

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{15362,5 \cdot 10^{-6} \cdot 235 \cdot 10^6}{4832 \cdot 10^3}} = 0,864. \quad (7.9)$$

Сварные двутавровые сечения теряют устойчивость по кривой с (рисунок 7.2) при  $\frac{h}{b_f} \leq 2$  или по кривой d (см. рисунок 7.2) при  $\frac{h}{b_f} > 2$ .

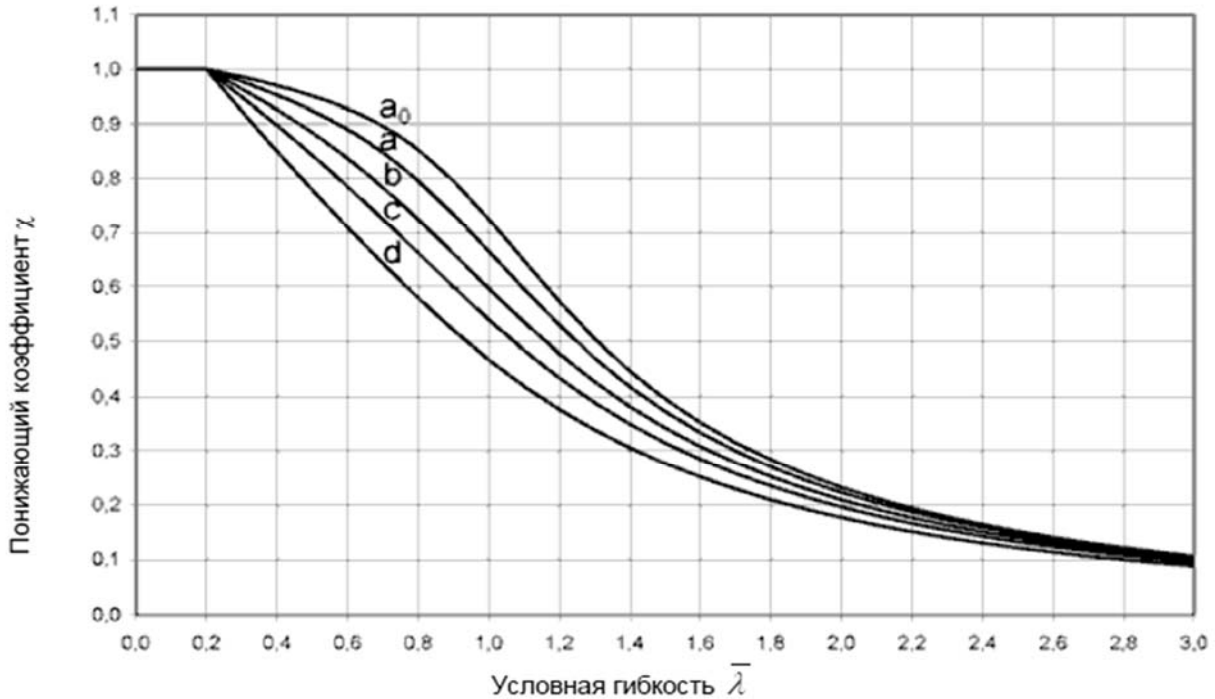


Рисунок 7.2 – Кривые потери устойчивости

В рассматриваемом случае  $\frac{h}{b_f} = \frac{129}{40} = 3,225 > 2$ , принимаем кривую потери устойчивости d. Тогда коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha_{LT} = 0,76$  [3, таблица 6.3].

Определяем значение  $\Phi_{LT}$  в соответствии с [3, п. 6.3.2.2]:

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,76 \cdot (0,864 - 0,2) + 0,864^2 \right] = 1,125;$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{1,125 + \sqrt{1,125^2 - 0,864^2}} = 0,54.$$

По формуле (7.7) получаем

$$M_{b,Rd} = 0,54 \cdot 15362,5 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{235 \cdot 10^6}{1,08} = 1805 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверку общей устойчивости балки проводим по формуле (7.6):

$$\frac{3199,5}{1805} = 1,77 > 1.$$

Общая устойчивость изгибаемого элемента не обеспечена.

Раскрепляем верхний сжатый пояс элемента горизонтальными связями (распорками) с шагом 3 м. Устойчивость плоской формы изгиба элементов с дискретным боковым раскреплением сжатых полок обеспечена, если удовлетворяется условие [3, п. 6.3.2.4]

$$\overline{\lambda}_f = \frac{k_c \cdot L_c}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} \leq \overline{\lambda}_{c,0} \cdot \frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}}, \quad (7.10)$$

где  $k_c$  – поправочный коэффициент для данной эпюры момента,  $k_c = 0,94$ ;

$L_c$  – расстояние между точками закрепления,  $L_c = 3$  м;

$i_{f,z}$  – радиус инерции эквивалентной сжатой полки, состоящей из сжатой полки плюс 1/3 сжатой части площади поперечного сечения стенки, относительно второстепенной оси сечения;

$\lambda_1$  – результирующая гибкость эквивалентной сжатой полки;

$M_{y,Ed}$  – максимальное расчетное значение изгибающего момента между точками раскрепления относительно оси у–у,  $M_{y,Ed} = M_{Ed} = 3200$  кН·м;

$\overline{\lambda}_{c,0}$  – предельное значение условной гибкости.

Площадь сечения, состоящего из сжатой полки и 1/3 сжатой части площади стенки:

$$A_{f,z} = b_f \cdot t_f + \frac{1}{3} \cdot h_w \cdot t_w = 0,4 \cdot 0,025 + \frac{1}{3} \cdot 1,24 \cdot 0,012 = 149,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Момент инерции сечения, состоящего из сжатой полки и 1/3 сжатой части площади стенки:

$$I_{f,z} = \frac{1}{12} b_f^3 \cdot t_f + \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{3} \cdot h_w \cdot t_w^3 = \frac{1}{12} \cdot 40^3 \cdot 2,5 + \frac{1}{12} \cdot 1,2^3 \cdot \frac{124}{3} = 13339,3 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции эквивалентной сжатой полки

$$i_{f,z} = \sqrt{\frac{I_{f,z}}{A_{f,z}}} = \sqrt{\frac{13339,3 \cdot 10^{-8}}{149,6 \cdot 10^{-4}}} = 0,094 \text{ м.}$$

Результирующая гибкость эквивалентной сжатой полки

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{235}} = 93,9.$$

По [3, п. 6.3.2.4]:

$$\overline{\lambda}_{c,0} = \overline{\lambda}_{LT,0} + 0,1 = 0,2 + 0,1 = 0,3,$$

где  $\overline{\lambda}_{LT,0}$  – прямолинейный участок кривых потери устойчивости плоской формы изгиба для прокатных сечений (см. рисунок 7.2).

Расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения:

$$M_{c,Rd} = W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 15362,3 \cdot 10^{-6} \frac{235}{1,08} = 3342,77 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Общая устойчивость балки при раскреплении верхнего пояса горизонтальными связями через 3 м обеспечена, т. к. выполняется условие формулы (7.10):

$$\overline{\lambda}_f = \frac{0,94 \cdot 3}{0,094 \cdot 93,9} = 0,31 \leq 0,3 \cdot \frac{3342,77}{3199,5} = 0,31.$$

Пояса балок соединяются со стенкой с помощью угловых швов с минимальным катетом, равным  $K_{\min} \geq 0,5t_w$ . Под действием изгибающего момента в поясных швах возникают нормальные напряжения, которые считаются связующими, и касательные напряжения, которые считаются рабочими.

Для одностороннего углового шва без разделки кромок толщина сечения в рассматриваемой точке будет равна

$$a_w = K \cdot \cos 45 = 10 \cdot \sqrt{2} / 2 = 7 \text{ мм.}$$

Расчетное значение внешних усилий в поясных швах балки на единицу длины [2]:



$$F_{w,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_{yf}}{I_y} = \frac{1422 \cdot 10^3 \cdot 6325 \cdot 10^{-6}}{990879 \cdot 10^{-8}} = 907 \text{ кН/м} = 9 \text{ кН/см}, \quad (7.11)$$

где  $S_{yf}$  – статический момент инерции полки относительно центральной оси,

$$S_{yf} = b_f \cdot t_f \cdot (0,5h_w + 0,5t_f) = 40 \cdot 2,5 \cdot (0,5 \cdot 124 + 0,5 \cdot 2,5) = 6325 \text{ см}^3. \quad (7.12)$$

Расчетную несущую способность сварного соединения  $F_{w,Rd}$  с двумя угловыми швами определяем по формуле (3.8):

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot 2 \cdot a_w = \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} \cdot 2 \cdot 0,7 = 29 \text{ кН/см}.$$

Тогда

$$F_{w,Ed} = 9 \text{ кН / см} < F_{w,Rd} = 29 \text{ кН/см}.$$

Проверка прочности двухстороннего шва выполнена с большим запасом, целесообразно уменьшение катета швов до минимально рекомендованного значения  $K = 5$  мм. Тогда получаем

$$a_w = K \cdot \cos 45 = 5 \cdot \sqrt{2} / 2 = 4,2 \text{ мм};$$

$$F_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}} \cdot 2 \cdot a_w = \frac{36}{\sqrt{3} \cdot 0,8 \cdot 1,25} \cdot 2 \cdot 0,42 = 17,6 \text{ кН/см};$$

$$F_{w,Ed} = 9 \text{ кН / см} < F_{w,Rd} = 17,6 \text{ кН / см}.$$

Швы, которыми привариваются ребра жесткости, являются связующими и расчету не подлежат.

## 8 Практическое занятие 8. Расчет обратного прогиба тавровых сварных балок

В балках наиболее существенны в практическом отношении следующие виды перемещений: изгиб, закручивание, грибовидность полос и потеря устойчивости. Изгиб балок возникает от продольных и поперечных швов.

Величина изгиба сварной тавровой и двутавровой балки в значительной степени зависит от количества и мест расположения сварных швов (рисунок 8.1).

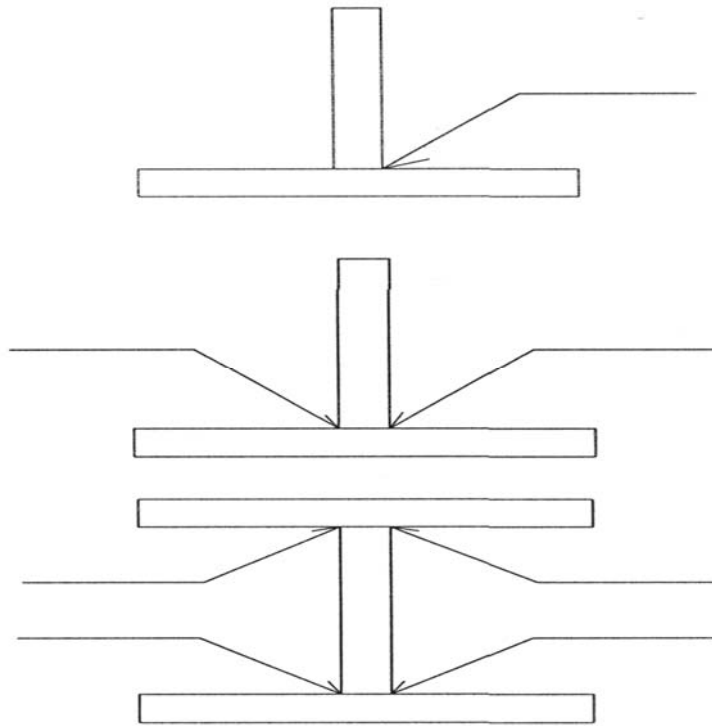


Рисунок 8.1 – Места расположения сварных швов

Изгибы от продольных швов можно определить, используя величины фиктивных усадочных сил. Величину усадочной силы в зависимости от количества швов и конструкции балки (тавр, двутавр) можно определить по формулам:

$$P_1 = 1,7 \frac{q}{V_{св}} \quad (8.1)$$

или

$$P_2 = 1,7DK^2; \quad (8.2)$$

$$P_3 = (1,15 \dots 1,17)P_1 \quad (8.3)$$

или

$$P_4 = 1,15P_2; \quad (8.4)$$

$$P_5 = 2P_3 \quad (8.5)$$

или

$$P_6 = 2P_4, \quad (8.6)$$

где  $K$  – катет шва, см;

$D$  – коэффициент, при ручной сварке  $D = 40000$ , при автоматической сварке  $D = 30000$ ;

$q$  – мощность дуги,  $q = 0,24IU$ ;

$V_{св}$  – скорость сварки, см/с;

$I$  – сварочный ток, А;

$U$  – напряжение при сварке, В.

При сварке прерывистым швом усадочная сила от каждого участка шва

$$P_{\text{уч.ПРЕР}} = P_{1,2} \cdot \frac{t_{\text{ш}}}{t}, \quad (8.7)$$

где  $t_{\text{ш}}$  – длина участка шва;

$t$  – шаг прерывистого шва.

Общая усадочная сила от прерывистого шва

$$P_{\text{уч.ОБЩ}} = P_{\text{уч.ПРЕР}} \cdot n, \quad (8.8)$$

где  $n$  – количество участков прерывистого шва.

Величина укорочения балки после сварки

$$\Delta_{\text{T}} = \frac{P_{\text{уч}} \cdot L}{E \cdot F}, \quad (8.9)$$

где  $F$  – площадь сечения,  $\text{см}^2$

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

$L$  – длина шва.

В формуле (8.9)  $P_{\text{уч}}$  определяется по формуле (8.1) или (8.2) после наложения первого шва в тавровом соединении, и по формуле (8.3) или (8.4) после наложения двух швов.

В формуле (8.9)  $P_{\text{уч}}$  соответствует величинам  $P_{1,2}$  и  $P_{3,4}$ , отражающим порядок и количество наложения швов. Индексы указывают, по какой из формул определяется усадочная сила.

При сварке двутавровой балки играет роль последовательность сборки и сварки поясных швов. Если балка собирается сразу (стенка и две полки) и производится прихватка, то в формуле (8.9) за площадь сечения принимаются все сечения, а усадочная сила берется  $P_{5,6}$ . Если же собирается тавр и осуществляется сварка двух швов, то сначала рассчитывают укорочения от двух швов (площадь сечения  $F$  соответствует сечению тавра), затем рассчитывается укорочение от двух других швов (усадочная сила  $P_{3,4}$ ), а за площадь сечения принимают все сечения двутавра. Сумма двух расчетов составит общее укорочение балки.

При сварке балки происходит продольный изгиб.

Для балки таврового сечения продольный изгиб определяется по формуле

$$\gamma_{\text{пр}} = \frac{P_{\text{уч}} \cdot e \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot J}, \quad (8.10)$$

где  $P_{уц}$  – усадочная сила, рассчитывается по формулам (8.7)–(8.10), с индексом 1 или 2 при наложении одного шва и индексами 3 или 4 после наложения двух швов;

$L$  – длина шва;

$J$  – момент инерции,  $\text{см}^4$ ;

$e$  – расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести швов.

После сварки двутавровой балки общий прогиб при последовательной сборке и сварке

$$\gamma_{об} = \gamma_1 - \gamma_2,$$

где  $\gamma_1$  – прогиб балки от первого и второго швов (усадочная сила  $P_{1,2}$ ), площадь сечения равна сечению тавра;

$\gamma_2$  – прогиб балки от третьего и четвертого швов (усадочная сила  $P_{3,4}$ ), площадь сечения всего двутавра.

Для определения момента инерции требуется знать место положения центра тяжести сечения. Для двутавровой балки центр сечения находится в центре сечения балки.

Для тавровой балки при расположении осей координат, как указано на рисунке 8.2, координату центра тяжести сечения вычисляем по формуле

$$y_c = \frac{S_x}{F},$$

где  $F$  – площадь всего сечения тавра,  $\text{см}^2$ ;

$S_x$  – статический момент,  $\text{см}^3$ ;

$$S_x = b \cdot \delta_1 \cdot \left( \frac{b}{2} + \delta_2 \right) + a \cdot \delta_2 \cdot \frac{\delta_2}{2}.$$

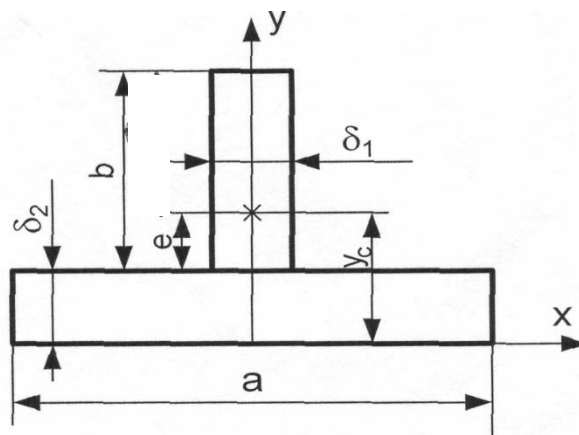


Рисунок 8.2 – Геометрические характеристики тавровой балки

## Момент инерции сечения тавровой балки

$$J = \frac{\delta_1 \cdot b^3}{12} + \delta_1 \cdot b \cdot \left(\frac{b}{2} + \delta_2 - y_c\right)^2 + \frac{a \cdot \delta_2^3}{12} + \delta_2 \cdot a \cdot \left(y_c - \frac{\delta_2}{2}\right)^2.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести шва в грубых расчетах может быть рассчитано по формуле

$$e = y_c - \delta_2 - \frac{K}{2},$$

где  $K$  – катет сварного шва, мм.

При наплавке шва на кромку полки прогиб балки осуществляется в обратную сторону. В формуле (8.10) необходимо принять

$$e_1 = b + \delta_2 - y_c.$$

Суммарный прогиб от наложения двух поясных швов на кромку стенки составит разность прогибов от поясных швов минус прогиб от шва, напавленного на кромку стенки.

При сварке тавровых и двутавровых балок возникает поперечная и угловая деформация (грибовидности полок).

При расчете необходимого обратного выгиба или усилия прижатия балки принимают нагрузку  $q$  на кромку балки, как равномерно распределенную, согласно рисунка 8.3.

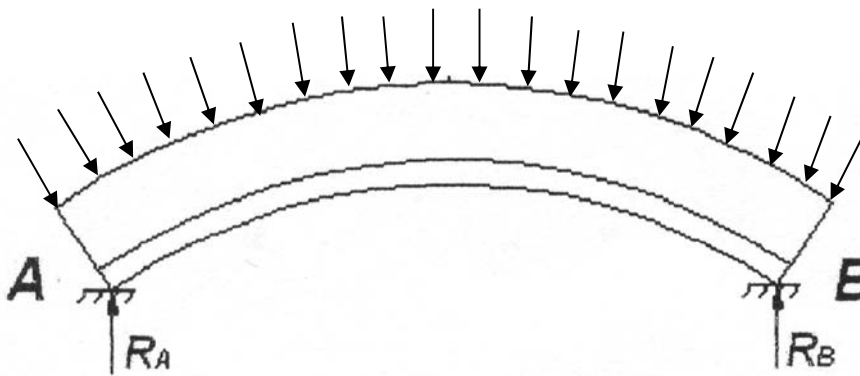


Рисунок 8.3 – Схема нагружения балки

При этом прогиб балки под действием такой нагрузки

$$f_1 = \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J} \cdot \frac{5}{384},$$

где  $L$  – длина балки, мм;

$E$  – модуль упругости материала балки, МПа;

$J$  – момент инерции сечения балки, мм<sup>4</sup>.

Прогиб балки от усадочной силы

$$f_2 = \frac{P_{yc} \cdot e_0 \cdot L^2}{8 \cdot E \cdot J}.$$

Для предотвращения деформации изгиба прогибы балки от действия усадочной силы и внешней нагрузки должно быть равны  $f_1 = f_2$ .

Тогда

$$q = 9,6 \cdot \frac{P_{yc} \cdot e}{L^2}.$$

Полная нагрузка на балку

$$Q = q \cdot L = \frac{9,6 \cdot P_{yc} \cdot e}{L}.$$

Для случая создания обратного выгиба необходимое усилие (рисунок 8.4)

$$Q_1 = \frac{48 \cdot f \cdot E \cdot J}{L}.$$

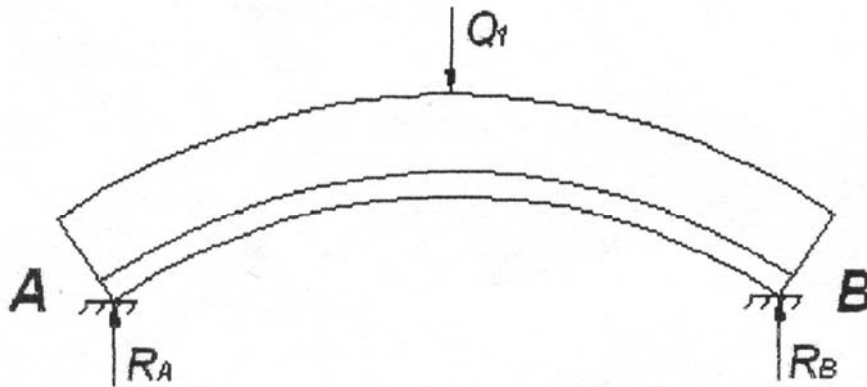


Рисунок 8.4 – Расчетная схема балки

Если в месте приложения силы  $Q_1$  (см. рисунок 8.4) в пределах балки установить упор, то по концам балки для создания требуемого выгиба балки следует приложить усилие

$$R_A = R_B = \frac{Q_1}{2}.$$

Для схемы, показанной на рисунке 8.5, если в месте приложения  $Q_2$  и  $Q_3$  установить упор, то можно определить необходимые значения  $R_A$  и  $R_B$ .

$$Q_1 = Q_2 = \frac{3P_{yc} \cdot e \cdot L^2}{c \cdot (3L^2 - 4c^2)}.$$

Полученные значения сил  $R_A$ ,  $R_B$ ,  $Q_2$ ,  $Q_3$  могут быть основой для расчета прижимов сборочно-сварочных приспособлений.

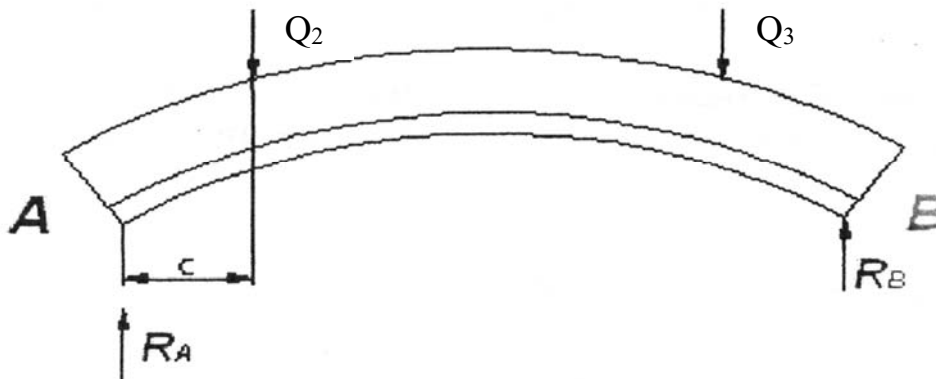


Рисунок 8.5 – Расчетная схема балки

### Задание

Определить величину прогиба балок для случая схем (см. рисунки 8.3–8.5) (значения величин  $L$ ,  $e$ ,  $P_{yc}$  задает преподаватель, а величину  $c$  принять равной 100 мм).

Проведенные расчеты занести в отчет по форме таблицы 8.1.

Таблица 8.1 – Расчетные и экспериментальные данные

Длина $L$ , мм	Прогиб $f$ , мм	$Q_1$ , кН	$Q_2$ , кН	$Q_3$ , кН	$R_A$ , кН	$R_B$ , кН

## 9 Практическое занятие № 9. Расчет и подбор сечений стоек и опорных коробчатых балок

Стойка (колонна) – вертикальный элемент конструкции, работающий преимущественно на сжатие. Стойки передают нагрузку от вышележащих конструкций (балок, ферм) на фундамент. В стойках различают три основных части: верхнюю – оголовок, воспринимающий нагрузку; среднюю – стержень,

несущий нагрузку; нижнюю – базу, передающую давление стойки на фундамент.

Сжатые элементы бывают условно центрально-сжатыми (продольная сжимающая сила действует по оси элемента) и внецентренно-сжатыми (продольная сила приложена с эксцентриситетом относительно вертикальной оси элемента или на элемент воздействует продольная сила и изгибающий момент совместно).

### Задание

Провести расчет центрально-сжатой колонны высотой  $L$ , нагруженной расчетной нагрузкой  $N_{Ed}$  (таблица 9.1). В сечении колонны принять трубу из стали S235 по ГОСТ 277–72 с пределом текучести  $f_y = 225$  МПа при толщине фасонного проката  $t \leq 10$  мм и пределом прочности  $f_u = 370$  МПа [3, таблица 2]. Коэффициенты надежности принять:  $\gamma_{M0} = 1$ ,  $\gamma_{M1} = 1$ . Схемы закрепления концов колонны представлены на рисунке 9.1.

Таблица 9.1 – Исходные данные к заданию

Номер варианта	Высота $L$ , м	Нагрузка $N_{Ed}$ , кН	Номер схемы закрепления
0	4,65	307	1
1	8	250	1
2	6,4	367	2
3	5,2	520	3
4	3,5	280	4

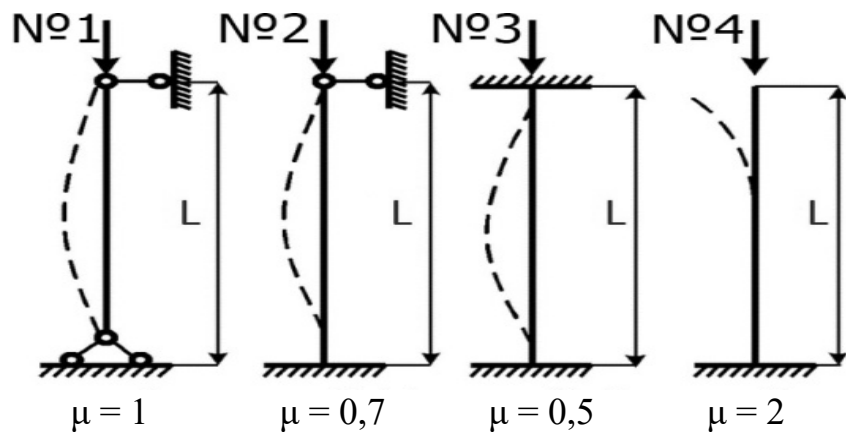


Рисунок 9.1 – Схемы закрепления

В первом приближении подбор сечения стержня колонны осуществляем по формуле

$$A = \frac{N_{Ed}}{0,6 \cdot f_y / \gamma_{M0}} = \frac{307 \cdot 10^3}{0,6 \cdot 225 \cdot 10^6 / 1} = 2,27 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 2270 \text{ мм}^2. \quad (9.1)$$



Согласно ГОСТ 10705–80 *Трубы стальные электросварные. Сортамент* выбираем трубу диаметром  $d = 180$  мм и толщиной стенки  $t = 4$  мм, которая имеет площадь сечения  $A_1 = 22,1 \text{ см}^2$ . Рассчитаем геометрические характеристики данного сечения.

Момент инерции

$$I = I_y = I_z = \frac{\pi(d^4 - (d - 2t)^4)}{64} = \frac{3,14 \cdot (180^4 - (180 - 2 \cdot 4)^4)}{64} = 8,57 \cdot 10^6 \text{ мм}^4. \quad (9.2)$$

Радиус инерции

$$r = r_y = r_z = \sqrt{\frac{I}{A_1}} = \sqrt{\frac{8,57 \cdot 10^6}{2,21 \cdot 10^3}} = 62,2 \text{ мм}. \quad (9.3)$$

Для определения класса сечения вычисляем безразмерный критерий

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{225}} = 1,02.$$

Так как выполняется следующее условие, сечение относим к первому классу [3, таблица 5.2]:

$$\frac{d}{t} = \frac{180}{4} = 45 \leq 50 \cdot \varepsilon^2 = 50 \cdot 1,02^2 = 52,02.$$

Находим расчетную длину колонны при проверке устойчивости исходя из схемы закрепления и соответствующего коэффициента приведенной длины  $\mu$ :

$$L_{cr} = L \cdot \mu = 4,65 \cdot 1 = 4,65 \text{ м}. \quad (9.4)$$

Прочность центрально-сжатого элемента считается обеспеченной при выполнении следующего условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1. \quad (9.5)$$

Расчетное значение несущей способности сечения I класса

$$N_{c,Rd} = \frac{A_1 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{22,1 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^6}{1} = 497,7 \text{ кН}. \quad (9.6)$$

Несущая способность сечения по прочности обеспечена, т. к. выполняется условие формулы (9.5):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{307}{497,7} = 0,62 \leq 1.$$

Общая устойчивость колонны при центральном сжатии определяется выполнением следующего условия:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, \quad (9.7)$$

где  $N_{b,Rd}$  – расчетное значение несущей способности сжатого элемента по устойчивости.

Для сечения I класса

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A_1 \cdot f_y}{\gamma_{M1}}, \quad (9.8)$$

где  $\chi$  – понижающий коэффициент устойчивости, который зависит от геометрических параметров сечения, предела текучести и модуля упругости стали.

При центральном сжатии элементов значение  $\chi$  в зависимости от условной гибкости  $\bar{\lambda}$  следует определять по соответствующей кривой потери устойчивости или по формуле (9.9) при  $\chi \leq 1$ . В рассматриваемом случае для трубы из горячекатаной стали находим, что искомой кривой потери устойчивости является кривая **a** [3, таблица 6.2].

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{при } \chi \leq 1. \quad (9.9)$$

Условная гибкость для поперечных сечений I класса

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{I} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = \frac{465}{8,57} \cdot \frac{1}{95,9} = 0,56. \quad (9.10)$$

Значение гибкости

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{225}} = 95,9.$$

Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства,  $\alpha = 0,21$  [3, таблица 6.1]. Определяем значение  $\Phi$  в соответствии с [3, п. 6.3.1.2]:

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[ 1 + 0,21 \cdot (0,56 - 0,2) + 0,56^2 \right] = 0,69;$$

$$\chi = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}} = 0,91.$$

Следовательно, по формуле (9.8)

$$N_{b,Rd} = 0,91 \cdot \frac{22,12 \cdot 10^{-4} \cdot 225 \cdot 10^6}{1} = 452,9 \text{ кН}.$$

Несущая способность по устойчивости при изгибе обеспечена:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{307}{452,9} = 0,68 \leq 1.$$

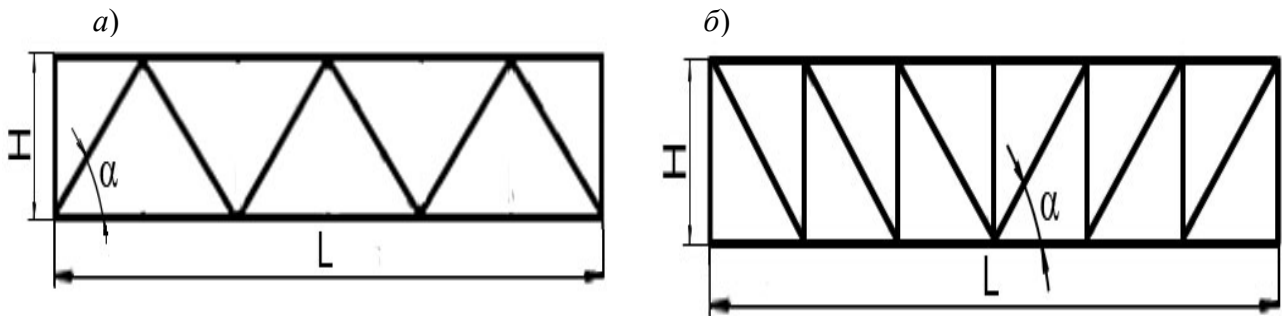
Как видно из расчета, заданное сечение колонны принято с достаточно большим запасом по прочности и устойчивости (см. формулы (9.5) и (9.7)). В реальном проектировании параметры сечений подбирают таким образом, чтобы достигнуть максимальной экономичности решений. Поэтому предварительная площадь сечения  $A_1$ , выбранная в первом приближении, требует корректировки.

## 10 Практическое занятие № 10. Расчет сварных ферм

Фермами называют решетчатые конструкции, работающие на изгиб. Элементы фермы (пояса, раскосы, стойки и т. д.) испытывают только продольные растягивающие или сжимающие нагрузки. По схемам решетки различают фермы с треугольной (рисунок 10.1, а) и раскосной (рисунок 10.2, б) решетками. Эти решетки являются основными.

Исходными данными для проектирования являются пролет фермы и нагрузки. Проектирование начинают с определения высоты фермы и геометрической системы. Оптимальную высоту фермы устанавливают в зависимости от ее пролета и типа решетки. Для стропильных ферм характерно отношение  $L/H = 6...8$ . Угол наклона раскосов  $\alpha = 45^\circ$  для конструкций с треугольной решеткой и  $33...55^\circ$  – с раскосной. На практике высоту фермы следует увязывать с габаритами транспортных средств. При перевозке по железной дороге наибольший размер конструкции по вертикали равен 3,8 м, по горизонтали – 3,2 м, а по длине – 13 м для одной четырехосной платформы. Фермы длиной

пролета 18 м поставляются на монтаж целиком; при пролетах 24 и 30 м – в виде двух отправочных частей длиной 12 и 15 м; при пролетах 36 м – в виде трех частей длиной 12 м.



*a* – ферма с треугольной решеткой; *b* – ферма с раскосной решеткой; *L* – длина пролета фермы; *H* – высота фермы;  $\alpha$  – угол наклона раскосов

Рисунок 10.1 – Основные параметры плоских ферм

### Последовательность расчета ферм.

1 Составление расчетной схемы с приведением распределенных нагрузок к сосредоточенным в узлах (рисунок 10.2):

$$P = q \cdot d, \quad (10.1)$$

где  $q$  – расчетная погонная нагрузка, Н/м;

$d$  – расстояние между узлами верхнего пояса, м.

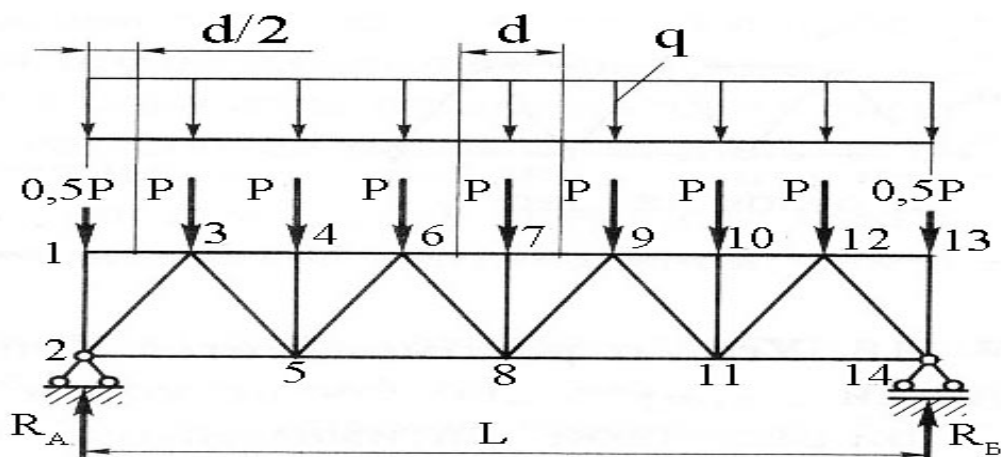


Рисунок 10.2 – Расчетная схема фермы

Дополнительные усилия, действующие на ферму, принимают в соответствии с техническим заданием (снеговая, нагрузка от веса подъемно-транспортного оборудования, собственный вес и т. д.).

2 Определение реакции в опорах фермы. При этом ферму рассматривают как балку, расположенную на двух опорах: шарнирно-неподвижной и шарнирно-подвижной.

3 Определение усилий в стержнях фермы, предполагая, что узлы представляют собой шарниры. Для этого используют несколько методов: аналитические (метод вырезания узлов, метод сечений) и графический (диаграмма Максвелла-Кремоны). Графический метод более удобен для ферм с наклонными поясами.

Методом вырезания узлов удобно пользоваться, когда надо найти усилия во всех стержнях фермы. Он сводится к последовательному рассмотрению условий равновесия сил, сходящихся в каждом из узлов, определению усилий в стержнях фермы. При решении задач способом вырезания узлов необходимо соблюдать следующие правила: первым выделяют тот узел, в котором находится минимальное число стержней с неизвестными усилиями (см. рисунок 10.2, узел 1); внутренние силы в стержнях заменяют внешними и направляют их от узла, предполагая, что все стержни растянуты; определяют усилия в стержнях из условий равновесия. Если при расчете значение усилия получается со знаком «минус», значит, стержень на самом деле сжат; если в узле сходятся два стержня и нагрузки в нем нет, то оба стержня не работают; если в узле сходятся два стержня и нагрузка направлена вдоль одного из них, то второй стержень не работает; переходя от узла к узлу, рассматривают аналогично равновесие каждого узла.

Например, для фермы на рисунке 10.2 для определения усилий в стержнях 1–2, 1–3 вырезают узел 1, отбрасывают всю ферму со всеми действующими усилиями, кроме узла 1. Внутренние силы в стержнях 1–2 и 1–3 заменяют внешними и направляют их от узла (рисунок 10.3).

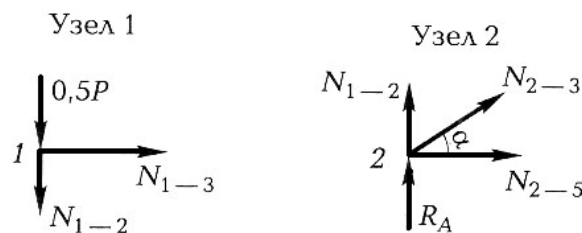


Рисунок 10.3 – Метод вырезания узлов

Записывают условия равновесия. Сумма проекций на ось  $y$

$$\sum P_y = -0,5P - N_{1-2} = 0,$$

откуда

$$N_{1-2} = -0,5P.$$

Знак «минус» (–) показывает, что стержень 1–2 работает на сжатие. Стержень 1–3 не работает, т. к.  $\sum P_x = N_{1-3} = 0$ .

Для определения усилий в стержнях 2–3 и 2–5 вырезают узел 2 (см. рисунок 10.3).

С учетом того, что  $\sum P_y = R_A + N_{1-2} + N_{2-3} \sin \alpha = 0$ ,  $N_{1-2} = -0,5P$ .

Получают

$$N_{2-3} = \frac{0,5P - R_A}{\sin \alpha}.$$

Так как реакция опоры  $R_A > 0,5P$ , то стержень 2–3 работает на сжатие.

Из условия  $\sum P_x = 0$ .

$$\sum P_x = N_{2-3} \cos \alpha + N_{2-5} = 0.$$

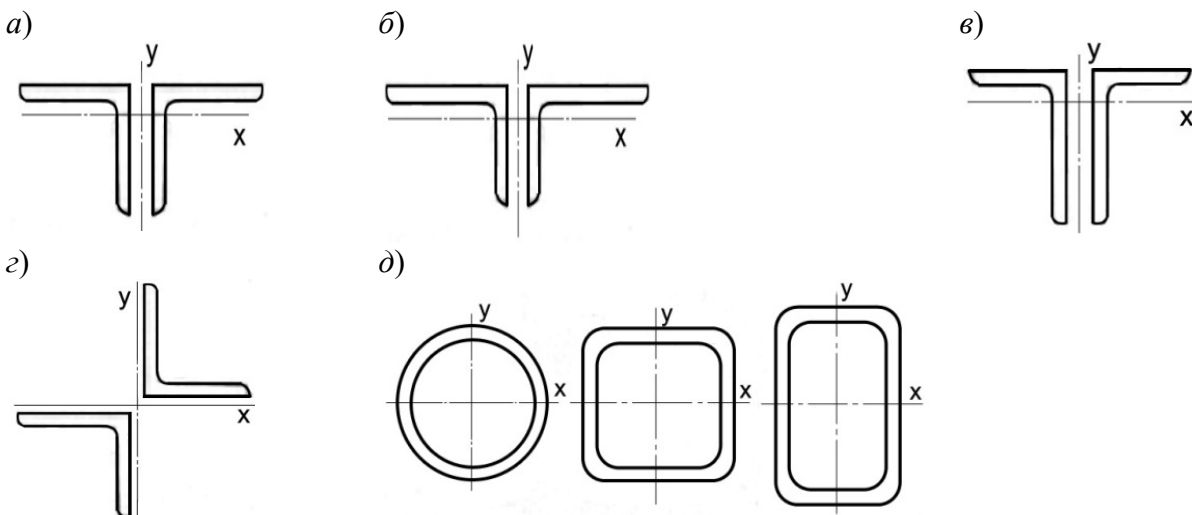
Откуда

$$N_{2-5} = \frac{(R_A - 0,5P) \cos \alpha}{\sin \alpha}.$$

Стержень 2–5 работает на растяжение.

Правильность всех расчетов подтверждает выполнение условий равновесия в последнем узле 14.

4 Подбор сечения элементов фермы. Основные типы сечений сварных ферм приведены на рисунке 10.4. Все стержни ферм должны удовлетворять условиям прочности, сжатые элементы дополнительно должны удовлетворять условию устойчивости.



*a* – для сжатых и растянутых стержней решетки (раскосов, стоек), растянутых поясов; *б* – для сжатых и растянутых поясов; *в* – для сжатых опорных раскосов; *г* – для стоек, к которым привариваются вертикальные связи; *д* – трубы различного сечения

Рисунок 10.4 – Виды поперечных сечений элементов легких ферм

Подбор сечения растянутых стержней начинают с определения требуемой площади поперечного сечения стержня  $F_{тр}$ , используя формулу

$$F_{тр} = N/[\sigma], \quad (10.2)$$

где  $N$  – усилие в стержне, Н;

$[\sigma]$  – допускаемое напряжение, МПа.

При определении усилий в стержнях может возникнуть вариант, когда в некоторых стержнях усилие мало или вовсе отсутствует. В этом случае размеры сечения стержней определяют по предельно допустимой гибкости (таблица 10.1).

Таблица 10.1 – Предельные гибкости сжатых и растянутых элементов ферм и связей

Элемент конструкции	Сжатый стержень	Растянутый стержень	
		Статическая нагрузка	Динамическая нагрузка
1 Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции	120	400	250
2 Прочие элементы ферм	150	400	350
3 Связи	200	400	400

Подбор сечения сжатых стержней начинают с определения требуемой площади поперечного сечения стержня  $F_{тр}$ , используя формулу

$$F_{тр} = N/\varphi[\sigma], \quad (10.3)$$

где  $\varphi$  – коэффициент продольного изгиба.

В формуле (10.3) два неизвестных:  $F_{тр}$  и  $\varphi$ , следовательно, задачу необходимо решать методом последовательных приближений. В первом приближении задают гибкость  $\lambda$ : для поясов, опорных раскосов и стоек  $\lambda = 80 \dots 100$ , для остальных сжатых стержней решетки  $\lambda = 100 \dots 120$ .

Коэффициент  $\varphi$  определяют по таблице 10.2 (например, для значения  $\lambda_0 = 80$  коэффициент продольного изгиба  $\varphi = 0,715$ ). Затем находят  $F_{тр0}$  для первого приближения и вычисляют радиусы инерции сечения по следующим формулам:

$$r_{x0} = l_x/\lambda_0; \quad (10.4)$$

$$r_{y0} = l_y/\lambda_0, \quad (10.5)$$

где  $l_x$  и  $l_y$  – расчетные длины стержня в главных плоскостях.

Чтобы подобрать сечение сжатых элементов ферм, необходимо определить расчетные длины стержней в плоскости фермы  $l_x$  и расчетные длины сжатых стержней из плоскости фермы  $l_y$ . Для верхнего пояса  $l_x$  будет равно расстоянию между центрами узлов  $l_x = l$ ; для опорного раскоса  $l_x = 0,5l_1$ ; для остальных

сжатых раскосов и стоек  $l_x = 0,8l_1$  (рисунок 10.5). Связи по верхним поясам фермы уменьшают расстояние между узлами, закрепленными от горизонтального смещения, поэтому  $l_y = 2d$ , т. е. расстоянию между закрепленными от горизонтального смещения точками.

По значению площади и радиусов инерции  $r_{x0}$  и  $r_{y0}$  выбирают наиболее подходящее сечение из сортамента. По наибольшей гибкости из  $\lambda_x$  и  $\lambda_y$ , которая не должна превышать значений таблицы 10.2, находят минимальный коэффициент продольного изгиба  $\varphi_{\min}$ . Если он существенно отличается от первоначального, то производят перерасчет и корректировку сечения.

Таблица 10.2 – Коэффициенты  $\varphi$

Гибкость элемента $\lambda$	Марка стали		
	Ст 3	09Г2С	10ХСНД
0	1	1	1
10	0,988	0,986	0,985
20	0,97	0,965	0,962
30	0,943	0,932	0,927
40	0,905	0,888	0,878
50	0,867	0,837	0,823
60	0,82	0,78	0,764
70	0,77	0,71	0,682
80	0,715	0,637	0,604
90	0,655	0,563	0,523
100	0,582	0,482	0,437
110	0,512	0,413	0,37
120	0,448	0,35	0,315
130	0,397	0,302	0,264
140	0,348	0,256	0,228
150	0,305	0,226	0,198
160	0,27	0,2	0,176
170	0,24	0,178	0,156
180	0,216	0,16	0,139
190	0,196	0,142	0,126
200	0,175	0,129	0,112
210	0,16	0,118	0,102
220	0,146	0,108	0,093

Толщину фасонки определяют конструктивно, исходя из усилия в опорном раскосе по таблице 10.3. Толщина фасонки обычно принимается одинаковой во всех фермах.



Таблица 10.3 – Рекомендуемая толщина фасонок

Усилие в опорном раскосе, кН	<150	160...250	260...400	410...600	610...1000	1010...1400	1410...1800	>1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

Результаты подбора сечений представляют по форме, указанной в таблице 10.4.

Таблица 10.4 – Пример подбора сечений стержней

Элемент	Обозначение стержня	Расчетное усилие, кН	Принятое сечение	Площадь, см <sup>2</sup>	Расчетные длины, см		Радиус инерции, см		Толщина фасонки, мм	Гибкость		$\varphi_{\min}$	Напряжение, МПа
					$l_x$	$l_y$	$r_x$	$r_y$		$\lambda_x$	$\lambda_y$		
Верхний пояс	6–7	+734	$\Gamma \Gamma$ 125×8	39,4	252	252	3,87	5,6	14	65	45	–	+186
	...												
Нижний пояс	2–5	+660	$\Gamma \Gamma$ 110×8	36	600	1200	2,58	6,86	14	233	175	–	+184
	...												
Раскосы	2–3	–362	$\Gamma \Gamma$ 125×8	39,4	354	443	3,87	5,6	14	88	148	0,314	–21
	...												

Стержни решетки из уголков прикрепляются к узловым фасонкам угловыми швами «по обушку» и «по перу» (рисунок 10.6). Величина усилий «по перу»  $N_{\Pi}$  и «по обушку»  $N_{об}$  определяется по формулам

$$N_{\Pi} = \gamma N; \quad (10.6)$$

$$N_{об} = (1 - \gamma)N, \quad (10.7)$$

где  $N$  – расчетное усилие, Н;

$\gamma$  – коэффициент, характеризующий несимметричность сечения,  $\gamma = z_0/b$  (см. рисунок 10.6).

Для равнополочных уголков принимают  $\gamma = 0,3$ ; для неравнополочных, прикрепленных узкой полкой,  $\gamma = 0,25$ ; для неравнополочных, прикрепленных широкой полкой,  $\gamma = 0,35$ .



## 11 Практическое занятие № 11. Расчет конструкций оболочкового типа

К оболочковым конструкциям относят вертикальные цилиндрические резервуары с плоскими и сферическими днищами, сферические резервуары, газгольдеры, ресиверы, трубопроводы и т. д. Расчетными нагрузками для оболочковых конструкций, как правило, являются гидростатическое или избыточное давление, а также изгибающие момент и усилия, вызываемые перепадами температур. Толщина стенки оболочковых конструкций, как правило, мала по сравнению с их габаритными размерами. В связи с этим предполагается, что напряжения в стенке оболочки распределены равномерно по ее толщине. Компоненты напряжений рассчитывают по формулам из таблицы 11.1.

Таблица 11.1 – Напряжения в цилиндрических и сферических оболочках

Конструкция	Напряжение		
	меридиональное $\sigma_1$	кольцевое $\sigma_2$	касательное
Стенка цилиндрического резервуара, находящегося под внутренним давлением жидкости и газа	$\frac{p \cdot r}{2\delta}$	$\frac{(\gamma \cdot y + p) \cdot r}{\delta}$	–
Стенка цилиндрического сосуда, находящегося под внутренним (+) или наружным (–) давлением газа $p$	$\pm \frac{p \cdot r}{2\delta}$	$\pm \frac{p \cdot r}{\delta}$	–
Стенка сферического сосуда, находящегося под внутренним (+) или наружным (–) давлением газа $p$	$\pm \frac{p \cdot r}{2\delta}$	$\pm \frac{p \cdot r}{2\delta}$	–

*Примечание* –  $\delta$  – толщина стенки сосуда, м;  $r$  – радиус срединной поверхности, м;  $y$  – расстояние от поверхности жидкости до рассматриваемого сечения, м;  $\gamma$  – плотность жидкости, кг/м<sup>3</sup>

### Задание 1

Определите толщину стенки стального сферического резервуара объемом  $V$ . Исходные данные приведены в таблице 11.2.

Таблица 11.2 – Исходные данные к заданию 1

Номер варианта	Объем резервуара $V$ , м <sup>3</sup>	Плотность жидкости $\gamma$ , г/см <sup>3</sup>	Избыточное давление, МПа	Предел прочности стали $\sigma_B$ , МПа
0	600	0,8	0,2	500
1	800	0,8	0,2	320
2	1000	0,8	0,2	380
3	1200	0,8	0,2	400
4	2000	0,8	0,2	420

Объем сферического резервуара вычисляем по формуле

$$V = \frac{4}{3} \pi \cdot r^3, \quad (11.1)$$

где  $r$  – радиус внутренней поверхности резервуара, м.

Тогда диаметр резервуара

$$D = 2r = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot V}{4\pi}} = 2 \cdot \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 600}{4 \cdot 3,14}} = 10,5 \text{ м.}$$

Определяем расчетное давление  $p$ , как сумму гидростатического и избыточного давлений с соответствующими коэффициентами запаса:

$$\begin{aligned} p &= 1,1 \cdot p_{\text{гидростат}} + 1,2 \cdot p_{\text{изб}} = 1,1 \cdot \gamma \cdot h \cdot g + 1,2 \cdot p_{\text{изб}} = \\ &= 1,1 \cdot 800 \cdot 10,5 \cdot 9,8 \cdot 10^{-6} + 1,2 \cdot 0,2 = 0,091 + 0,24 = 0,331 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Находим расчетную толщину оболочки по формуле

$$S_p = \frac{pD}{4\varphi[\sigma] - p} = \frac{0,331 \cdot 10,5}{4 \cdot 142,86 - 0,33} = 0,006 \text{ м,} \quad (11.2)$$

где  $\varphi$  – коэффициент снижения допускаемых напряжений на сварные соединения по сравнению с допускаемым напряжением на основной металл,  $\varphi = 1$ .

$$[\sigma] = \frac{\sigma_B}{n} = \frac{500}{3,5} = 142,86 \text{ МПа,} \quad (11.3)$$

где  $n$  – коэффициент запаса прочности, для сферических резервуаров  $n = 3,5$ .

Окончательная толщина стенки задается с учетом прибавки на вытяжку металла при вальцовке или штамповке  $C_1$  и прибавки на коррозию  $C_2$ :

$$S_{\text{ст}} = S_p + C_1 + C_2 = 6 + 0,5 + 0,5 = 7 \text{ мм.} \quad (11.4)$$

## Задание 2

Рассчитать геометрические параметры вертикального цилиндрического резервуара из стали 09Г2С для хранения нефти (рисунок 11.1). Исходные данные представлены в таблице 11.3.

Выбираем высоту резервуара по таблице 11.4. Для резервуара объемом  $V = 20000 \text{ м}^3$  принимаем номинальную высоту резервуара  $H_n = 16 \text{ м}$ . Для изготовления стенки выбираем стальной лист с размерами в постав-

ке  $2000 \times 8000$  мм. С учетом обработки кромок листа с целью получения правильной прямоугольной формы при дальнейших расчетах принимаются следующие его размеры:  $1990 \times 7990$  мм. Соответственно, количество поясов в резервуаре будет равно  $N_{\Pi} = 8$ . Точная высота резервуара  $H = 1990 \cdot 8 = 15920$  мм.

Таблица 11.3 – Исходные данные к заданию 2

Вариант	Объем резервуара $V, \text{м}^3$	Плотность нефти $\gamma, \text{г/см}^3$
0	20000	0,9
1	21000	
2	22000	
3	24000	
4	25000	
5	26000	
6	27000	
7	28000	
8	29000	
9	30000	

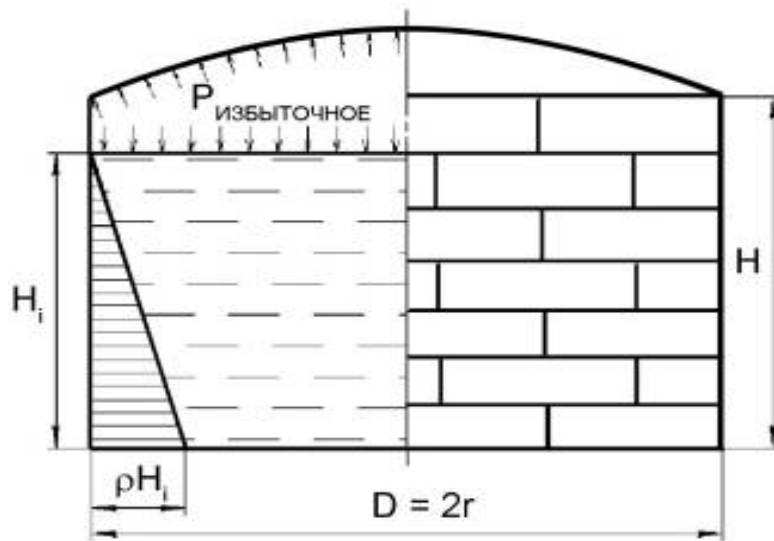


Рисунок 11.1 – Расчетная схема

Радиус резервуара определяется из формулы для объема цилиндра:

$$V = \pi \cdot r^2 \cdot H, \quad (11.5)$$

$$r = \sqrt{\frac{V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{20000 \cdot 10^3}{\pi \cdot 15920}} = 20002 \text{ мм.}$$

Таблица 11.4 – Объемы резервуаров рекомендуемого параметрического ряда

В кубических метрах

Высота стенки, м	Внутренний диаметр стенки, м																			
	4,73	6,63	7,58	8,53	10,43	12,33	15,18	18,98	20,92	22,80	28,50	34,20	39,90	45,60	50,70	55,80	60,70	66,00	71,10	
6,0	105	207	271	343	513	716	1086	1698	2062	2450										
7,5	132	259	338	429	641	896	1357	2122	2578	3062										
9,0	158	311	406	514	769	1075	1629	2546	3094	3675										
10,5	185	362	474	600	897	1254	1900	2971	3609	4287										
12,0	211	414	542	686	1025	1433	2172	3395	4125	4899	7655	11024	15004	19598	24226	29345	34726	41054	47644	
13,5	237	466	609	771	1153	1612	2443	3820	4640	5512	8612	12402	16880	22047	27255	33014	39066	46186	53600	
14,0											8931	12861	17505	22864	28264	34236	40513	47897		
15,0	264	518	677	857	1282	1791	2715	4244	5156	6124	9569	13779	18755	24497	30283	36682	43407	51318		
16,0											10207	14698	20006	26130	32302	39127	46301			
16,5	290	570	745	943	1410	1970	2986	4668	5671	6737	10526	15157	20631	26947	33311	40350	47748			
18,0	316	621	812	1029	1538	2149	3258	5093	6187	7349	11483	16535	22507	29396	36339	44018	52088			
19,5	343	673	880	1114	1666	2328	3529	5517	6703	7961	12440	17913	24382	31846	39368	47686				
20,0	351	690	903	1143	1709	2388	3620	5659	6875	8166	12759	18373	25007	32663	40377	48909				
21,0	369	725	948	1200	1794	2507	3801	5942	7218	8574	13397	19291	26258	34296	42396	51354				
22,0	387	760	993	1257	1880	2627	3982	6225	7562	8982	14035	20210	27508	35929	44415					
23,0											14673	21129	28758	37562	46434					
24,0											15311	22047	30009	39195	48453					
25,0											15948	22966	31259	40828	50471					

Периметр резервуара  $L_{\pi}$  и число листов в поясе  $N_{\pi}$  определяются по формулам

$$L_{\pi} = 2 \cdot \pi \cdot r = 2 \cdot \pi \cdot 20002 = 125613 \text{ мм}; \quad (11.6)$$

$$N_{\pi} = \frac{L_{\pi}}{L} = \frac{125613}{7990} = 15,7. \quad (11.7)$$

Предпочтительней округлять число листов в поясе до целого или выбирать последний лист равным половине длины листа.

Принимаем число листов в поясе  $N_{\pi} = 16$ . Тогда периметр резервуара:

$$L_{\pi} = 16 \cdot 7990 = 127840 \text{ мм},$$

а окончательный радиус

$$r = \frac{L_{\pi}}{2 \cdot \pi} = \frac{127840}{2 \cdot \pi} = 20346 \text{ мм}.$$

Уточненный объем резервуара

$$V = \pi \cdot r^2 \cdot H = \pi \cdot 20,346^2 \cdot 15920 \approx 20704 \text{ м}^3.$$

Номинальная толщина каждого пояса стенки резервуара  $t_U$  рассчитывается по формуле

$$t_U = (\gamma \cdot g \cdot (H_i - \theta_L) + 1,2 \cdot p) \frac{r}{R} + \Delta t_{cU} + \Delta t_{mU}, \quad (11.8)$$

где  $\theta_L = \sqrt{r \cdot (t_L - \Delta t_{cU} - \Delta t_{mU})}$ ;

$t_L$  – назначенная номинальная толщина пояса стенки, примыкающего снизу к  $i$ -му стыку, м;

$\Delta t_{cU}$  – припуск на коррозию пояса, примыкающего к  $i$ -му стыку снизу, м;

$\Delta t_{mU}$  – минусовой допуск на прокат пояса, примыкающего к  $i$ -му стыку снизу, м;

$R$  – расчетное сопротивление материала пояса по пределу текучести, Па;

$p$  – нормативное избыточное давление, МПа;

$g$  – ускорение свободного падения,  $g = 9,8 \text{ м/с}^2$ ;

$H_i$  – расстояние от зеркала продукта до  $i$ -го стыка поясов, м.

Расчетное сопротивление материала стенки резервуаров по пределу текучести определяется по формуле

$$R = \frac{R_{yn} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_t}{\gamma_m \cdot \gamma_n}, \quad (11.9)$$

где  $R_{yn}$  – нормативное сопротивление растяжению металла стенки, равное минимальному значению предела текучести, принимаемому по государственным стандартам на листовую прокат, для стали 09Г2С  $R_{yn} = 325$  МПа;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы,  $\gamma_c = 0,7$  – для нижнего пояса,  $\gamma_c = 0,8$  – для остальных поясов;

$\gamma_t$  – температурный коэффициент,  $\gamma_t = 1$ ;

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу,  $\gamma_m = 1,025$ ;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности, для I класса опасности  $\gamma_n = 1,2$ ; для II класса  $\gamma_n = 1,1$ ; для III класса  $\gamma_n = 1,05$ ; для IV класса  $\gamma_n = 1$ .

Номинальная толщина первого пояса стенки резервуара

$$t_{u1} = (900 \cdot 9,8 \cdot (15,92 - 0) + 0) \frac{20,346}{201,77 \cdot 10^6} + 0,001 + 0,001 = 0,0166 \text{ м, при } \theta_{L1} = 0;$$

$$R_{1\text{пояс}} = \frac{325 \cdot 0,7 \cdot 1}{1,025 \cdot 1,1} = 201,77 \text{ МПа.}$$

Номинальная толщина второго пояса стенки резервуара:

$$t_{u2} = (900 \cdot 9,8 \cdot (13,93 - 0,545) + 0) \frac{20,346}{230,6 \cdot 10^6} + 0,001 + 0,001 = 0,0124 \text{ м};$$

$$\theta_{L2} = \sqrt{20,357 \cdot (0,0166 - 0,001 - 0,001)} = 0,545 \text{ м};$$

$$R_{2\text{пояс}} = \frac{325 \cdot 0,8 \cdot 1}{1,025 \cdot 1,1} = 230,6 \text{ МПа.}$$

Результаты расчета толщины  $t_u$  каждого пояса стенки следует округлить до целого числа и привести к стандартным значениям на толщину проката по ГОСТ 19903. Последним этапом расчета является сравнение полученной толщины поясов с минимально допустимым значением  $t_{min}$  по таблице 11.5.

Таблица 11.5 – Минимально допустимая толщина листов стенки резервуара  $t_{min}$

Диаметр резервуара D, м	До 15 включ.	Св. 15 до 25	Св. 25 до 40	Св. 40 до 65
Толщина $t_{min}$ , мм	5	6	8	10



## Список литературы

- 1 **Николаев, Г. А.** Сварные конструкции. Расчет и проектирование / Г. А. Николаев, В. А. Винокуров. – Москва: Машиностроение, 1990. – 448 с.
- 2 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Расчет соединений. Часть 1–8: ТКП EN 1993–1–8–2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск: Минстрой-архитектуры, 2010. – 133 с.
- 3 Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1993–1–1–2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск: Минстройархитектуры, 2010. – 95 с.
- 4 Контактная сварка. Соединения сварные. Конструктивные элементы и размеры: ГОСТ 15878–79. – Введ. 28.05.79. – Москва: Гос. ком. СССР по стандартам, 1979. – 10 с.