

РОСЖЕЛДОР
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Ростовский государственный университет путей сообщения»
(ФГБОУ ВО РГУПС)

О.И. Мелешко, М.А. Буракова

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

Учебно-методическое пособие
к практическим занятиям

Ростов-на-Дону
2017

УДК 621.874.2.001.24(07) + 06

Рецензент – доктор технических наук, профессор Н.И. Бойко

Мелешко, О.И.

Примеры расчета металлоконструкций: учебно-методическое пособие к практическим занятиям / О.И. Мелешко, М.А. Буракова; ФГБОУ ВО РГУПС. – Ростов н/Д, 2017. – 26 с. – Библиогр.: с. 25.

Приведены элементы проектирования металлических конструкций однобалочных мостовых кранов, последовательность расчетов их основных конструктивных элементов. В пособии содержатся необходимые теоретические сведения для определения основных параметров проектируемой металлоконструкции крана.

Предназначено для проведения практических занятий и выполнения курсового проектирования студентами всех форм обучения специальности 23.05.01 «Наземные транспортно-технологические средства» по специализации «Подъемно-транспортные, строительные, дорожные машины и оборудование» при изучении дисциплины «Строительная механика и металлические конструкции подъемно-транспортных и строительно-дорожных машин» и направления подготовки 15.03.03 «Прикладная механика» – «Вычислительная механика и компьютерный инжиниринг» при изучении дисциплины «Строительная механика машин», также возможно использование материалов пособия при самостоятельном изучении данных дисциплин.

Одобрено к изданию кафедрой «Транспортные машины и триботехника».

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	4
1 Расчет основных размеров кранового моста	5
2 Определение нагрузок на конструкцию	5
3 Определение расчетных усилий ездовой балки	8
4 Расчет сечения ездовой балки.....	11
5 Проверка жесткости ездовой балки	14
6 Расчет фермы жесткости	15
6.1 Определение расчетных усилий	15
6.2 Определение инерционных нагрузок	16
6.3 Определение усилий перекоса	16
6.4 Расчет элементов фермы	17
6.5 Расчет сварных швов, прикрепляющих раскосы и стойки к поясам фермы	19
7 Расчет концевой балки	20
7.1 Определение расчетных усилий	20
7.2 Подбор сечений	20
7.3 Проверка напряжений	25
Библиографический список	25

ВВЕДЕНИЕ

Ряд вопросов практических занятий рассмотрим на примере проектирования и расчета элементов металлоконструкции однобалочного мостового крана.

Исходные данные:

грузоподъемность

$$Q = 3,2 \text{ т};$$

пролет

$$L = 10 \text{ т};$$

скорость передвижения крана

$$V = 1 \text{ м/с};$$

режим работы

4М (средний).

Однобалочный крановый мост состоит из трех основных частей: ездая часть, концевые балки и фермы жесткости (рис. 1). Ездая балка изготовлена из прокатного двутавра, она опирается на концевые балки. По нижним полкам двутавра перемещаются катки тали, создавая вертикальную подвижную нагрузку.

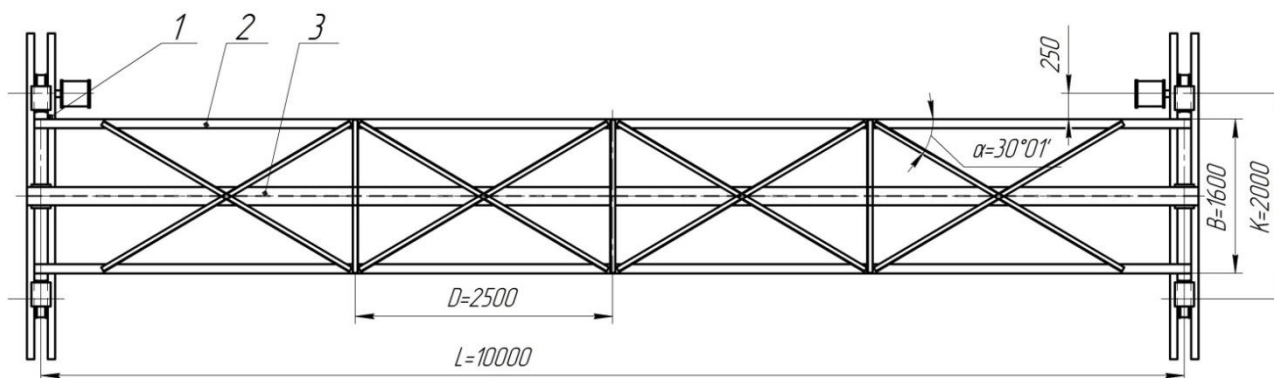


Рисунок 1 – Однобалочный крановый мост:

1 – концевая балка; 2 – ферма жесткости; 3 – ездая (главная) балка

Сечение балки подбирается по ряду условий: прочности, устойчивости, а также по проходимости тали по нижним полкам профиля. Каждая концевая балка, состоящая из двух швеллеров, связанных планками, опирается на ходовые колеса. Ведущие колеса оборудованы механизмами передвижения крана, которые обеспечивают горизонтальное перемещение крана вдоль цеха по крановым рельсам, расположенным на подкрановых балках. Расстояние между подкрановыми путями является пролетом крана L , а расстояние между осями ходовых колес – базой крана K .

Горизонтальная ферма жесткости состоит из поясов, которые расположены по обе стороны ездой балки и крестовой решетки, она служит для восприятия горизонтальных сил инерции, возникающих при пуске, торможении крана, а также обеспечивает горизонтальную жесткость моста, необходимую для нормальной эксплуатации крана. Пояса, раскосы и стойки выполняют обычно из одиночных уголков.

1 РАСЧЕТ ОСНОВНЫХ РАЗМЕРОВ КРАНОВОГО МОСТА

Базу крана принимают в пределах

$$K \geq \left(\frac{1}{6} \dots \frac{1}{5} \right) L,$$

где K – база крана, м;

L – пролет крана, м.

$$K = \frac{1}{5} \cdot 10 = 2 \text{ м.}$$

Высоту фермы жесткости B выбирают так, чтобы у ходовых колес могли разместиться стойки из прокатного швеллера, к которым крепятся пояса фермы жесткости. Поэтому величину B следует принимать на 400...500 мм меньше размера K .

$$B = K - 0,4 \dots 0,5$$
$$B = 2 - 0,4 = 1,6 \text{ м.}$$

Панель фермы D выбирается из условия наименьшего веса решетки так, чтобы угол α между раскосами и поясами был в пределах $30^\circ \dots 40^\circ$. При этом число панелей фермы равно:

$$D = \left(\frac{1}{4} \dots \frac{1}{5} \right) L,$$
$$D = \frac{1}{4} \cdot 10 = 2,5 \text{ м.}$$

Вычислим $\text{tg } \alpha$

$$\text{tg } \alpha = \frac{B}{D},$$
$$\text{tg } \alpha = \frac{1,6}{2,5} = 0,64.$$

Определяем величину угла α

$$\alpha = 33^\circ;$$
$$\sin \alpha = 0,64.$$

Длина раскосов связевой фермы

$$l_p = \sqrt{B^2 + D^2},$$
$$l_p = \sqrt{1,6^2 + 2,5^2} = 2,96 \text{ м.}$$

2 ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК НА КОНСТРУКЦИЮ

Равномерно распределенная постоянная нагрузка от массы кранового моста вычисляется по формуле

$$q = \frac{m \cdot g \cdot n_q}{L},$$

где q – нагрузка от массы моста, Н/м;

m_m – масса кранового моста, кг, определяемая по приближенной формуле

$$m_m = \eta \cdot 600 + 140 \cdot L - 5 \cdot \frac{L}{4}$$

где g – ускорение силы тяжести $9,81 \text{ м/с}^2$;

η – поправочный коэффициент, принимаемый равным $0,95$;

n_q – коэффициент надежности по нагрузке (для постоянной нагрузки);

L – пролет кранового моста.

$$m_m = 0,95 \cdot 600 + 140 \cdot 10 - 5 = 1300 \text{ кг},$$

$$q = \frac{1,2 \cdot 1300 \cdot 9,81}{10} = 1530 \frac{\text{Н}}{\text{м}}$$

Вертикальная нагрузка – расчетное давление одного из четырех катков тали

$$P = \frac{n_q \cdot m_T + n_Q \cdot Q}{4} \cdot g,$$

где P – нагрузка, Н;

m_T – масса тали, кг;

n_Q – коэффициент надежности по нагрузке (для полезной нагрузки на крюке);

Q – масса груза на крюке, кг.

Выбираем таль ТЭЗ-521 и выписываем ее техническую характеристику.

Грузоподъемность, $Q = 3,2 \text{ т}$.

Масса тали, $m_T = 515 \text{ кг}$.

Максимальное давление на каток $P_{max}^H = 1260 \text{ кг}$.

База тали $a = 665 \text{ мм}$.

Номера прокатных двутавров (по ГОСТ 19425-74) 18М...36М (по условию проходимости катков тали).

Наименьшее расстояние от оси подкранового пути до грузового крюка, $X_{min} = 1100 \text{ мм}$.

$$P = \frac{1,2 \cdot 515 + 1,3 \cdot 3200}{4} \cdot 9,8 = 11718 \text{ Н}.$$

Расчетное максимальное давление катка тали, учитывающее влияние горизонтальных инерционных сил

$$P_{max} = n_Q \cdot P_{max}^H \cdot g,$$

где P_{max} – давление катка тали, Н;

$P_{max}^H = 1260 \text{ кг}$ – нормативное максимальное давление на каток тали, кг.

$$P_{max} = 1,3 \cdot 1260 \cdot 9,81 = 16068,7 \text{ Н}.$$

Горизонтальная, равномерно распределенная инерционная нагрузка от распределенной массы кранового моста направлена вдоль подкрановых путей и рассчитывается по формуле

$$q^{\text{гор}} = 0,1 \cdot \frac{m_M}{L} \cdot g,$$

где $q^{\text{гор}}$ – горизонтальная инерционная нагрузка, $H/м$.

$$q^{\text{гор}} = 0,1 \cdot \frac{1300}{10} \cdot 9,81 = 127 \frac{H}{м}$$

Горизонтальная подвижная инерционная нагрузка от массы тали и груза на крюке равна

$$T = 0,1 \cdot \frac{m_T + Q}{2} g,$$

$$T = 0,1 \cdot \frac{515 + 3200}{2} \cdot 9,81 = 1822 \text{ Н},$$

где T – подвижная инерционная нагрузка, H .

Нагрузка перекоса, возникающая при не одинаковом сопротивлении передвижению крана по рельсовым путям (например, при опережении одной из концевых балок из-за разницы диаметров ходовых колес или других причин), учитывается в виде сосредоточенной силы, приложенной вдоль подкранового пути в плоскости касания ходового колеса и рельса. Нагрузка перекоса принимается

$$P_{\text{пер}} = 0,1 \cdot P_{\text{торм}},$$

где $P_{\text{пер}}$ – нагрузка перекоса, H ;

$P_{\text{торм}}$ – наибольшее усилие, приходящееся на тормозное ходовое колесо крана, H .

Так как с каждой стороны крана расположено по два колеса, то наибольшее усилие, приходящееся на одно колесо равно

$$P_{\text{торм}} = \frac{1}{2} R_B = \frac{q \cdot L}{4} + 2 \cdot P \cdot \frac{L - x_{\text{min}}}{L},$$

где R_B – наибольшая опорная реакция в балке (рис. 2), H ;

$x_{\text{min}} = 1050$ – наименьшее расстояние от оси подкранового пути до грузового крюка, $мм$

$$P_{\text{торм}} = \frac{1530 \cdot 10}{4} + 2 \cdot 11718 \cdot \frac{10 - 1,1}{10} = 24683 \text{ Н},$$

$$P_{\text{пер}} = 0,1 \cdot 24683 = 2468,3 \text{ Н}.$$

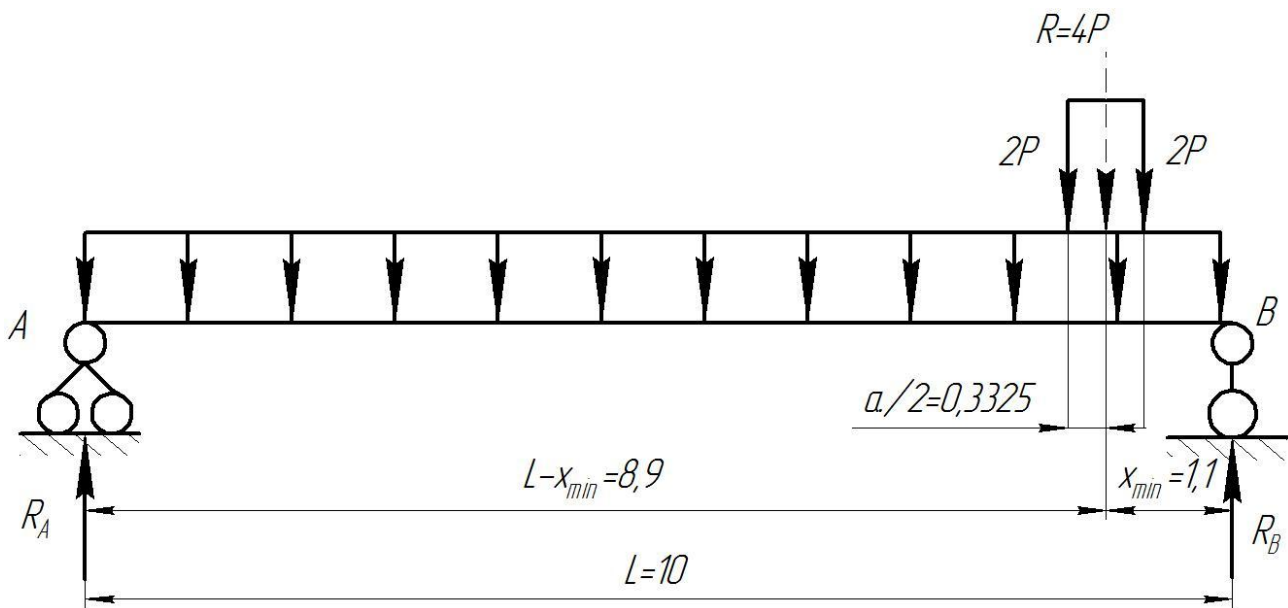


Рисунок 2 – Схема нагружения балки для определения сил перекоса

Опорная реакция рассчитывается по формуле

$$R_B = \frac{q \cdot L}{2} + 4 \cdot P \cdot \frac{L - x_{\min}}{L},$$

$$R_B = \frac{1530 \cdot 10}{2} + 4 \cdot 11718 \cdot \frac{10 - 1,1}{10} = 49366 \text{ Н.}$$

При движении тали на кране, кроме того, возникают горизонтальные инерционные силы, направленные вдоль ездовой балки и приложенные в уровне нижнего пояса двутавра. Но возникающие при этом дополнительные напряжения в балке незначительны и потому ими пренебрегают.

3 ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ УСИЛИЙ ДЛЯ ЕЗДОВОЙ БАЛКИ

Ездая балка (по которой движется грузовая тележка) является главной балкой моста и воспринимает все вертикальные нагрузки. Кроме того, она может быть нагружена горизонтальными инерционными силами, приложенными в уровне нижнего пояса двутавра и вызывающими изгиб в горизонтальной плоскости и кручение. Так как ездая балка имеет частые крепления к ферме жесткости, воспринимающей все горизонтальные нагрузки, и работает в горизонтальной плоскости как многоопорная балка с небольшими пролетами, равными $D/2$ (см. рис. 1), Влияние горизонтальных нагрузок невелико, и в расчете их обычно не учитывают.

Для определения расчетных усилий от вертикальных нагрузок используем линии влияния. При перемещении подвижной нагрузки по балке непрерывно меняются опорные реакции, изгибающие моменты и попереч-

ные силы. Для упрощения задачи балку сначала загружают простейшей нагрузкой сосредоточенным грузом $P = 1$ и определяют искомое усилие как функцию положения единичного груза. График, выражающий эту функцию, называется линией влияния или инфлюэнтной линией искомой величины.

Опасное сечение «С», где действует абсолютный максимум изгибающего момента, смещено от середины пролета на четверть расстояния между грузами и находится от опоры на расстоянии $L/2 - a/4$.

На рисунке 3 представлена схема нагружения ездовой балки и линии влияния опорных реакций и изгибающих моментов.

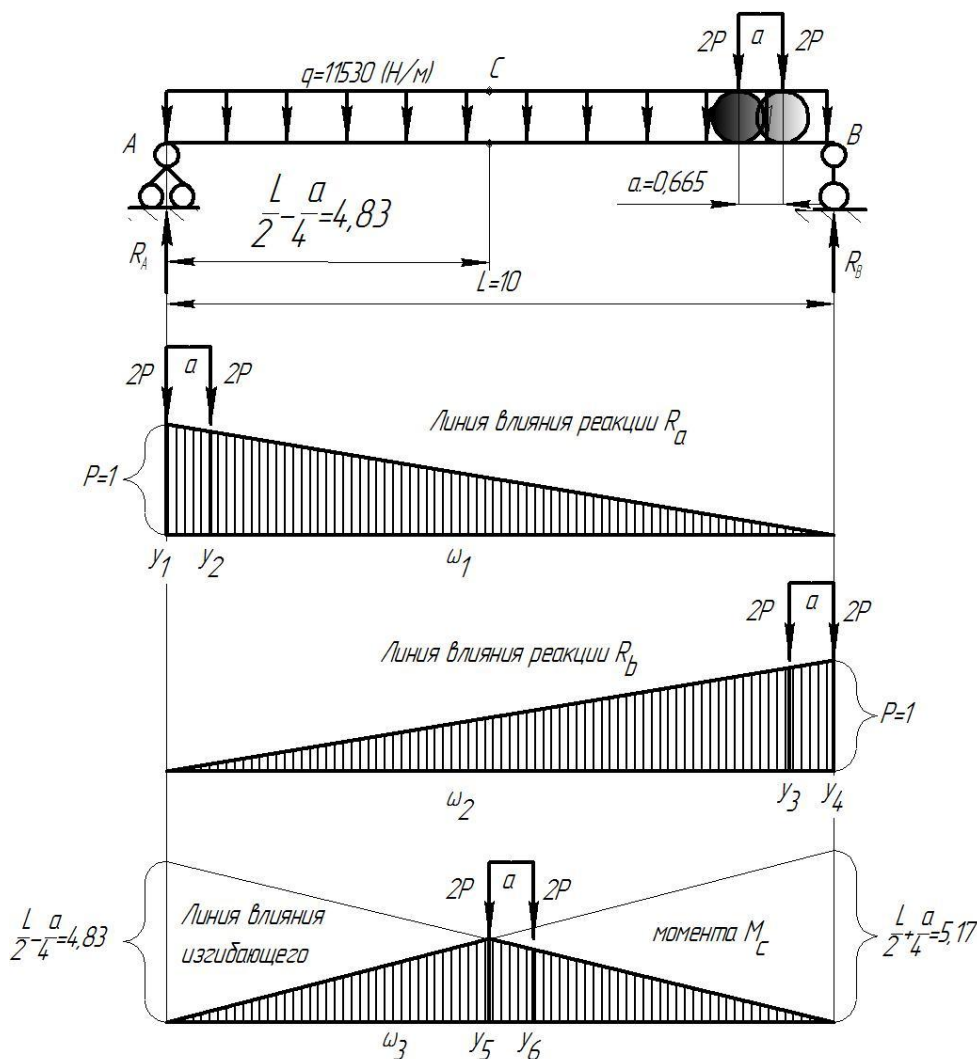


Рисунок 3 – Схема нагружения балки, линии влияния реакций в опорах и изгибающего момента в опасном сечении

Загружая линии влияния реакций R_A и R_B распределенной и сосредоточенной подвижной нагрузкой, определяют максимальные опорные реакции

$$R_A^{\max} = 2 \cdot P \cdot y_1 + 2 \cdot P \cdot y_2 + q \cdot \omega_1,$$

$$R_B^{\max} = 2 \cdot P \cdot y_3 + 2 \cdot P \cdot y_4 + q \cdot \omega_2,$$

где $y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6$ – ординаты, м.

Ординаты рассчитываются по следующим формулам:

$$y_1 = y_4 = 1 \text{ м}; y_2 = y_3 = \frac{L - a}{L}; y_5 = \frac{4 \cdot L^2 - a^2}{16 \cdot L}; y_6 = \frac{L/2 - 3 \cdot a/4}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{4} \right),$$

где $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ – площади линий влияния, м^2 .

$$\omega_1 = \omega_2 = 0,5 \cdot L \cdot y_1, \quad \omega_3 = 0,5 \cdot L \cdot y_5.$$

$$y_2 = y_3 = \frac{10 - 0,665}{10} = 0,93;$$

$$y_5 = \frac{4 \cdot 10^2 - 0,665^2}{16 \cdot 10} = 2,49;$$

$$y_6 = \frac{10/2 - 3 \cdot (0,665 / 4)}{10} \cdot \frac{10}{2} - \frac{0,665}{4} = 2,17;$$

$$\omega_1 = \omega_2 = 0,5 \cdot 10 \cdot 1 = 5;$$

$$\omega_3 = 0,5 \cdot 10 \cdot 2,49 = 12,45.$$

$$R_A^{\max} = 2 \cdot 11718 \cdot 1 + 2 \cdot 11718 \cdot 0,93 + 1530 \cdot 5 = 52881,48 \text{ Н};$$

$$R_B^{\max} = 2 \cdot 11718 \cdot 0,93 + 2 \cdot 11718 \cdot 1 + 1530 \cdot 5 = 52881,48 \text{ Н}.$$

Нагружая линию влияния изгибающего момента распределенной и сосредоточенной подвижной нагрузкой, определяют расчетный изгибающий момент:

$$M_{\max} = 2 \cdot P \cdot y_5 + 2 \cdot P \cdot y_6 + q \cdot \omega_3,$$

$$M_{\max} = 2 \cdot 11718 \cdot 2,49 + 2 \cdot 11718 \cdot 2,17 + 1530 \cdot 12,45 = 128260,26 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Эпюра изгибающих моментов ездовой балки представлена на рисунке 4.

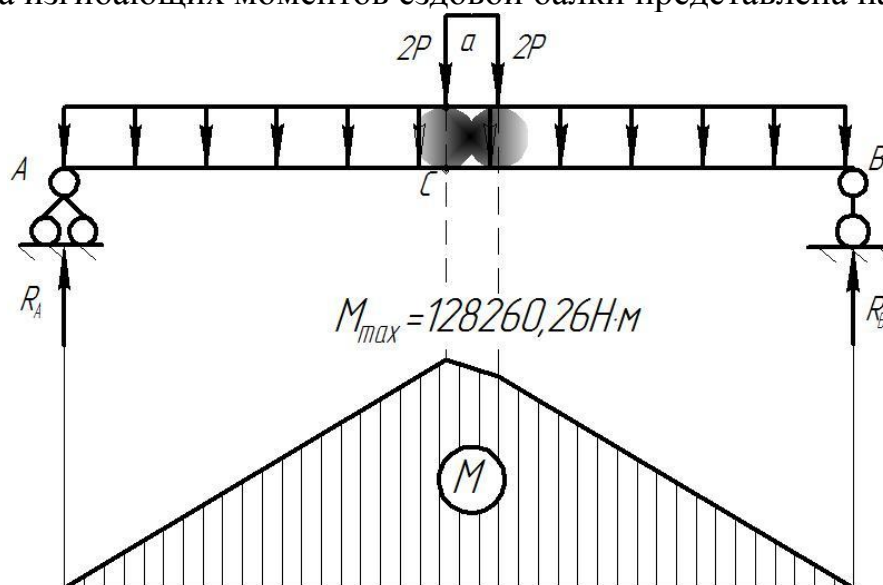


Рисунок 4 – Эпюра изгибающего момента ездовой балки

4 РАСЧЕТ СЕЧЕНИЯ ЕЗДОВОЙ БАЛКИ

Особенность работы ездовой балки заключается в том, что в нижних полках двутавра, помимо напряжений общего изгиба балки, возникают напряжения местного изгиба от давления катков тали. Под действием сосредоточенных сил P_{max} нижняя полка прогибается вдоль балки на длине n – n и в поперечном направлении на ширине свеса полки a_1 (рис. 5).

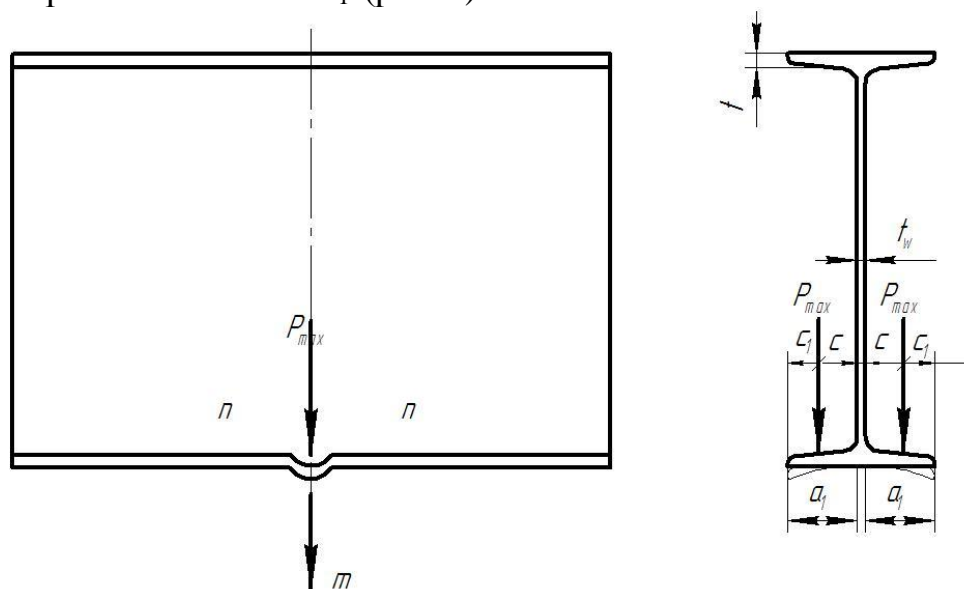


Рисунок 5 – Определение местных напряжений в ездовой балке

При этом в полке двутавра возникают два основных вида местных нормальных напряжений:

- продольные напряжения σ_x^m от изгиба полки в плоскости, параллельной стенке двутавра, достигающие наибольшего значения у свободного края полки против груза и суммирующиеся с напряжениями общего изгиба;
- поперечные напряжения σ_y^m от изгиба полки двутавра в плоскости нормальной плоскости стенки, достигающие наибольшей величины в месте примыкания полки к стенке.

Ездовая балка должна удовлетворять условиям прочности и жесткости

$$\sigma_{\text{max}} = \sigma_x^m + \sigma_x^M \leq R_y \cdot \gamma_c ;$$

$$f / L \leq \left[\frac{f}{L} \right] \leq 1 / 700 ,$$

где f – прогиб балки в середине пролета, см.

Подбор сечения балки из условия прочности затруднителен, поэтому удобнее использовать условие жесткости, которое обычно является решающим.

Требуемый момент инерции двутавра, при котором прогиб балки достигает предельной величины, вычисляется по следующей формуле

$$J_x^{\text{треб}} = 0,007 \cdot Q + m_T \cdot g \cdot L^2,$$

где $J_x^{\text{треб}}$ – требуемый момент инерции двутавра, см^4 .

Пролет балки L берется в метрах, а соблюдение размерностей обеспечено введением коэффициента 0,007.

$$J_x^{\text{треб}} = 0,007 \cdot 3200 + 515 \cdot 9,81 \cdot 10^2 = 25510,9 \text{ см}^4.$$

Подбираем по полученному значению требуемого момента инерции прокатный двутавр № 45М (рис. 6).

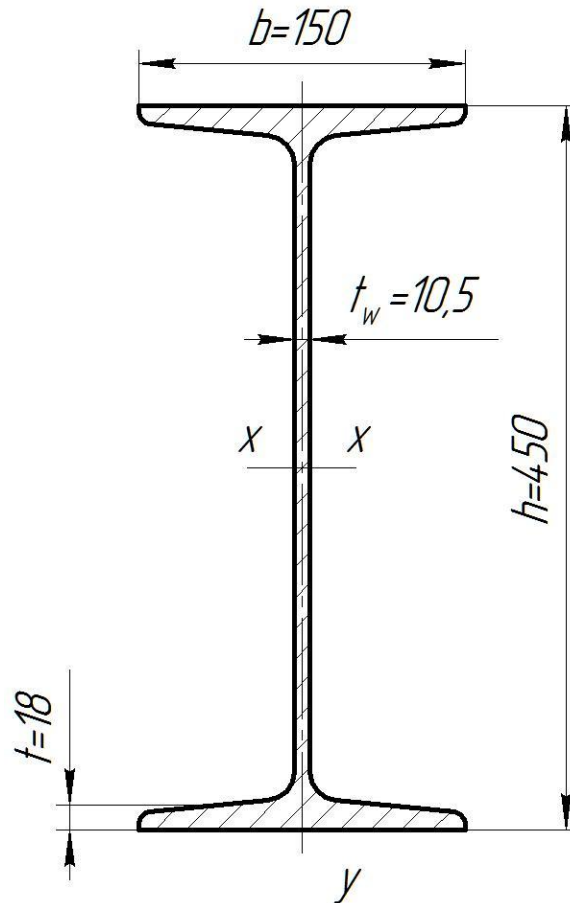


Рисунок 6 – Сечение двутавровой балки № 45

Параметры сечения двутавра:

$$J_x = 31900 \text{ см}^4; W_x = 1420 \text{ см}^4; h = 450 \text{ мм}; b = 150 \text{ мм}; t_w = 10,5 \text{ мм};$$

$$t = 18 \text{ мм}.$$

Предельное кромочное напряжение, суммирующееся в крайнем нижнем волокне – точка m (см. рис. 5) с растягивающим напряжением общего изгиба, вычисляется по формуле

$$\sigma_x^m = \frac{\alpha_x \cdot K_3 \cdot P_{\text{max}}}{t^2} \leq R_y \cdot \gamma_c;$$

$$\sigma_y^m = \frac{\alpha_y \cdot K_1 \cdot P_{\max}}{t^2} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где α_x и α_y – поправочные коэффициенты, зависящие от типа профиля балки наличия усиления. Для не усиленных двутавров $\alpha_x = 1,4$; $\alpha_y = 0,7$;

K_1, K_3 – коэффициенты, определяемые по графику в функции [1];

R_y – расчетное сопротивление стали, МПа;

γ_c – коэффициент условий работы;

t – толщина полки, мм.

$$\xi = \frac{c}{a_1} = \frac{a_1 - c_1}{a_1} = 1 - \frac{c_1}{a_1},$$

где c_1 – расстояние точки контакта тали с полкой от кромки (рис. 7). Величину c_1 принимаем равной 14 мм.

$$a_1 = \frac{b - t_{ш}}{2},$$

где a_1 – величина свеса полки;

b – ширина полки двутавра;

$t_{ш}$ – толщина стенки;

R_y – расчетное сопротивление тали;

γ_c – коэффициент условий работы ($\gamma_c = 1$).

$$a_1 = \frac{150 - 10,5}{2} = 69,75 \text{ мм};$$

$$\xi = 1 - \frac{16}{69,7} = 0,78.$$

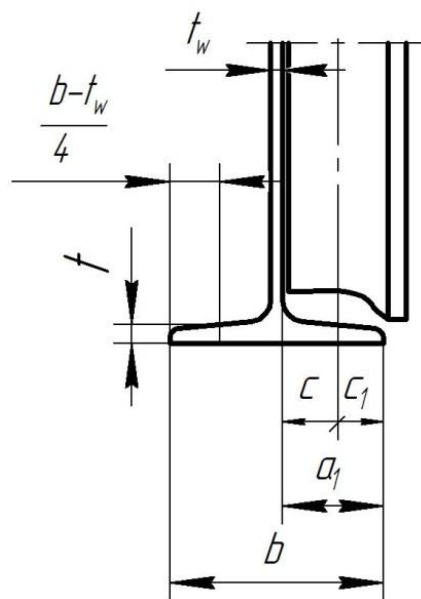


Рисунок 7 – Схема катка тали с полкой двутавровой балки

По графику определяем коэффициенты

$$K_1 = 1,5 \text{ и } K_3 = 2,4.$$

$$\sigma_x^m = \frac{1,4 \cdot 2,4 \cdot 16068,7}{18^2} = 167 \text{ МПа};$$

$$\sigma_y^m = \frac{0,7 \cdot 1,5 \cdot 16068,7}{18^2} = 52 \text{ МПа};$$

$$R_y \cdot \gamma_c = 225 \cdot 1;$$

$$167 \text{ МПа} < 225 \text{ МПа};$$

$$52 \text{ МПа} < 225 \text{ МПа}.$$

Условие выполнено.

5 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЕЗДОВОЙ БАЛКИ

Прогиб балки f (рис. 8) вычисляется по формуле

$$f = 0,001 \frac{Q + m_T \cdot g}{J_x} \cdot L^3.$$

$$f = 0,001 \cdot \frac{(3200 + 515) \cdot 9,81}{27696} \cdot 10^5 = 0,52 \text{ см}.$$

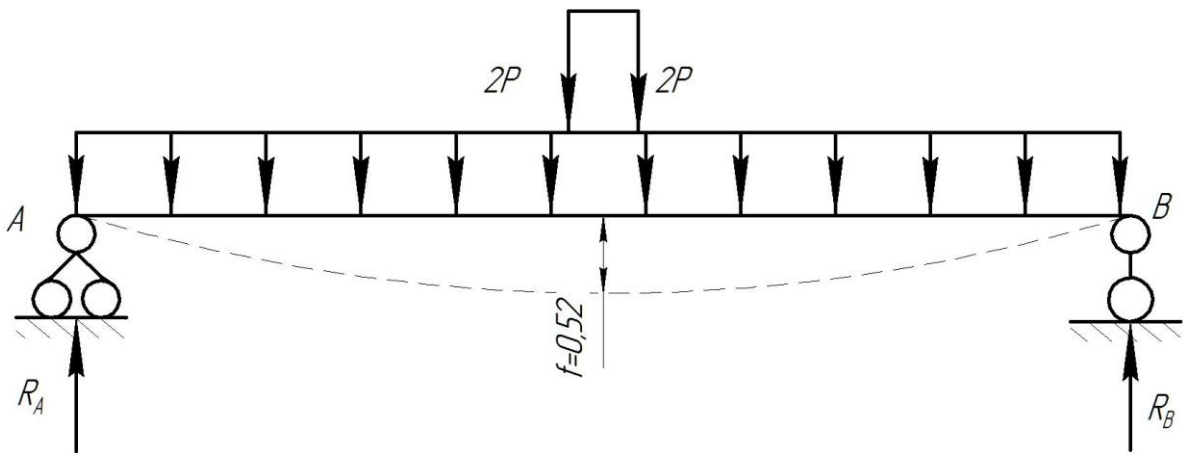


Рисунок 8 – Схема прогиба балки

Проверим соблюдение условия жесткости:

$$\frac{f}{L} \leq \left[\frac{f}{L} \right] = \frac{1}{700};$$

$$\frac{0,52}{10000} \leq \frac{f}{L} = \frac{1}{700};$$

$$0,00087 < 0,0014.$$

6 РАСЧЕТ ФЕРМЫ ЖЕСТКОСТИ

6.1 Определение расчетных усилий

Так как от действующих нагрузок в элементах фермы возникают незначительные усилия и подбор сечения ведется по условию гибкости или по конструктивным требованиям, то ферму жесткости рассчитывают упрощенно: при определении усилий исключают из работы сжатые раскосы (предполагая, что из-за малой жесткости они выпучиваются под нагрузкой), делая таким образом систему статически определимой (рис. 9).

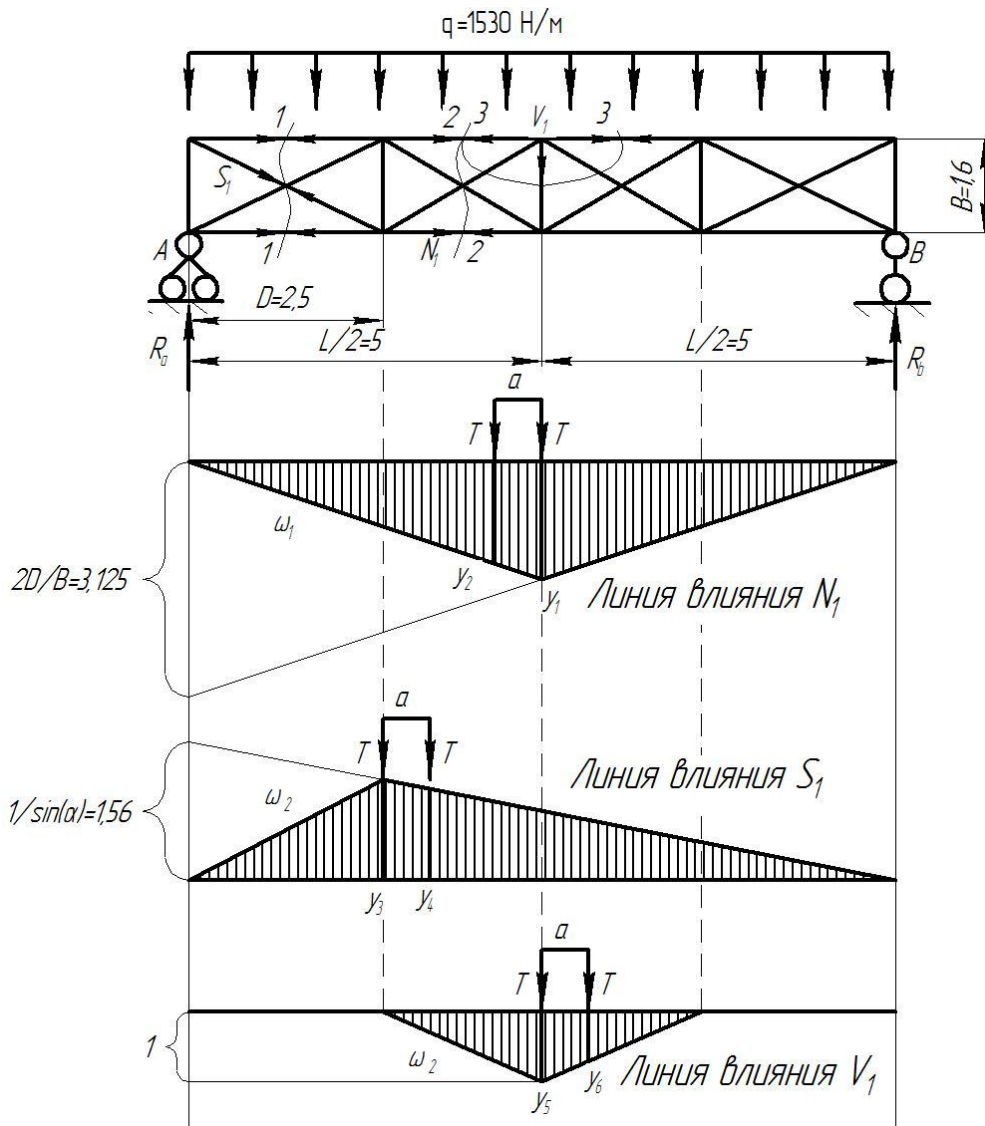


Рисунок 9 – Определение усилий от инерционных нагрузок

6.2 Определение инерционных нагрузок

Конструкция рассматривается как ферма, опертая по концам. Усилия определяют с помощью линий влияния усилий в наиболее напряженных элементах.

Максимальное усилие в средней панели пояса N_1 равно

$$N_1 = T \cdot y_1 + T \cdot y_2 + \omega_1 \cdot q_{\text{гор}},$$

где $y_1, y_2, y_3, y_4, y_5, y_6$ – ординаты, м;

$\omega_1, \omega_2, \omega_3$ – площади линий влияния, м^2 .

$$y_1 = 2,1; y_2 = 1,9;$$

$$y_3 = 1,2; y_4 = 1,1;$$

$$y_5 = 0,7; y_6 = 1;$$

$$\omega_1 = 0,5 \cdot L \cdot y_1, \quad \omega_2 = 0,5 \cdot L \cdot y_3, \quad \omega_3 = 0,5 \cdot 2 \cdot D \cdot y_5,$$

$$\omega_1 = 0,5 \cdot 10 \cdot 2,1 = 10,5 \text{ м}^2;$$

$$\omega_2 = 0,5 \cdot 10 \cdot 1,2 = 6 \text{ м}^2;$$

$$\omega_3 = 0,5 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 0,7 = 1,75 \text{ м}^2.$$

$$N_1 = 1822 \cdot 2,1 + 1822 \cdot 1,9 + 10,5 \cdot 127 = 8558 \text{ Н.}$$

Максимальное усилие в крайнем раскосе S_1

$$S_1 = T \cdot y_3 + T \cdot y_4 + \omega_2 \cdot q_{\text{гор}},$$

$$S_1 = 1822 \cdot 1,2 + 1822 \cdot 1,1 + 6 \cdot 127 = 4953 \text{ Н.}$$

Максимальное усилие в стойке V_1

$$V_1 = T \cdot y_5 + T \cdot y_6 + \omega_3 \cdot q_{\text{гор}},$$

$$V_1 = 1822 \cdot 0,7 + 1822 \cdot 1 + 1,75 \cdot 127 = 3320 \text{ Н.}$$

6.3 Определений усилий перекоса

При перекосе одна сторона моста заземлена, а тяговое усилие на ободу приводного колеса на другой стороне действует на ферму жесткости, как на консольную конструкцию (рис. 10).

При неподвижной нагрузке усилия в стержнях фермы определим аналитически. Усилие N_2 определяем в крайней панели пояса, проведя сечение 1–1 и выбрав моментную точку A

$$\sum M_A^{\text{пр.сил}} = 0; \quad P_{\text{пер}} \cdot L + N_2 \cdot B = 0; \quad N_2 = -P_{\text{пер}} \cdot \frac{L}{B}.$$

$$N_2 = -2468,3 \cdot \frac{10}{1,6} = -15427 \text{ Н.}$$

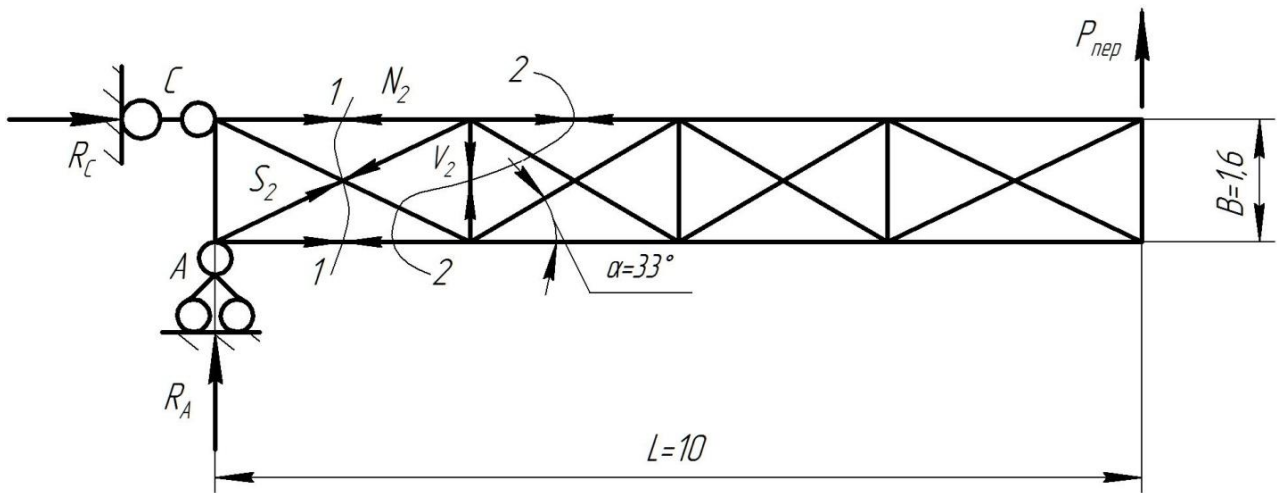


Рисунок 10 – Определение усилий в элементах фермы от нагрузки перекоса

Усилие S_2 в раскосах (сечение 1-1)

$$\sum Y^{np.cил} = 0; P_{пер} - S_2 \cdot \sin \alpha = 0; S_2 = \frac{P_{пер}}{\sin \alpha}$$

$$S_2 = \frac{2468,3}{0,501} = 4926 \text{ Н.}$$

Усилие V_2 в раскосах (сечение 2-2)

$$\sum Y^{np.cил} = 0; P_{пер} + V_2 = 0; V_2 = -P_{пер}$$

$$V_2 = -2468,3 \text{ Н.}$$

В расчете принимают большие из усилий, полученных при нагружении конструкции инерционными нагрузками и нагрузкой перекоса.

6.4 Расчет элементов фермы

Сечение мало напряженных элементов фермы подбирают по допускаемой гибкости. Гибкость элемента рассчитывается по формуле:

$$\lambda = \frac{l_{расч}}{i_{min}} \leq \lambda_{доп}$$

где $l_{расч} = \mu l$ – расчетная длина стержня при продольном изгибе;

μ – коэффициент расчетной длины, принимаемый при шарнирном закреплении концов стержня равным единице;

l – длина стержня; для поясов $l_{пояс} = D$, для раскосов $l_{рас} = 0,5 \cdot l_p$, для стоек $l_{ст} = 0,5 \cdot B$;

i_{\min} – наименьший радиус инерции сечения элемента (для одиночных уголков $i_{\min} = i_{y_0}$); см;

$[\lambda]$ – предельно допустимая гибкость элемента.

Для поясов $l_{\text{пояс}} = 250$ см.

Для раскосов $l_{\text{рас}} = 0,5 \cdot 296 = 148$ см.

Для стоек $l_{\text{ст}} = 0,5 \cdot 160 = 80$ см.

Определим наименьший допустимый радиус инерции для поясов $i_{y_0 \min}$:

$$i_{y_0 \min} = \frac{\mu \cdot l_{\text{пояс.}}}{[\lambda]_{\text{пояс.}}};$$

$$i_{y_0 \min} = \frac{1 \cdot 250}{150} = 1,66 \text{ см};$$

По сортаменту прокатных уголков подбираем равнополочный уголок № 80 (рис. 11).

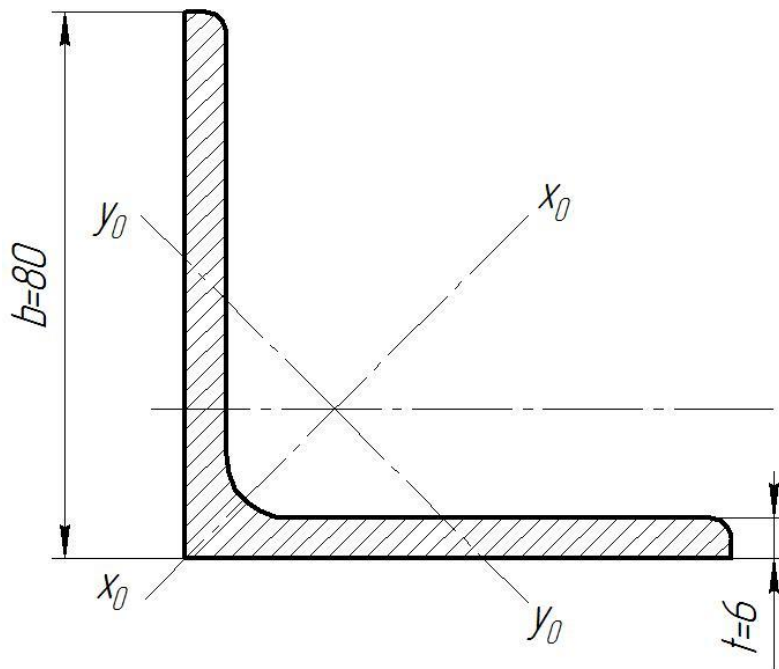


Рисунок 11 – Сталь прокатная уголкового равнополочного № 80

Параметры сечения: $b = 80$ мм; $t = 7$ мм; $A = 10,8$ см²; $i_{y_0} = 1,68$ см.

Рассчитаем гибкость поясов

$$\lambda = \frac{l}{i_{\min}},$$

$$\lambda = \frac{250}{1,68} = 149 < \lambda = 150.$$

Данной гибкости соответствует коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 0,324.$$

Определим наименьший допустимый радиус инерции для раскосов $i_{y_0 \min}$:

$$i_{y0_{\min}} = \frac{\mu \cdot l_{\text{рас}}}{[\lambda]_{\text{рас}}} = \frac{1 \cdot 148}{250} = 0,59 \text{ см} .$$

По сортаменту прокатных уголков подбираем равнополочный уголок № 45, у которого $i_{y0} = 0,89 \text{ см}$.

Рассчитаем гибкость раскосов:

$$\lambda = \frac{148}{0,89} = 166 < \lambda = 250.$$

Данной гибкости соответствует коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 0,272.$$

Определим наименьший допустимый радиус инерции для стоек:

$$i_{y0_{\min}} = \frac{\mu \cdot l_{\text{ст}}}{[\lambda]_{\text{ст}}} = \frac{1 \cdot 80}{200} = 0,4 \text{ см} .$$

По сортаменту прокатных уголков подбираем равнополочный уголок № 45, у которого $i_{y0} = 0,89 \text{ см}$.

Рассчитаем гибкость стоек:

$$\lambda = \frac{80}{0,89} = 90 < \lambda = 200.$$

Данной гибкости соответствует коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = 0,69.$$

Условие допустимой гибкости для всех элементов фермы выполняется.

6.5 Расчет сварных швов, прикрепляющих раскосы и стойки к поясам фермы

Прочность швов $\tau_{\text{ш}}$, прикрепляющих раскосы и стойки к поясам фермы, проверяется по формуле:

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{S_{\text{max}}}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_{\text{ш}}} \leq R_{\omega_f} \cdot \gamma_{\omega_f} \cdot \gamma_c,$$

где $\beta_f = 0,7$ – при ручной сварке;

$k_f = 4$ – высота катета шва, мм;

$l_{\text{ш}} = 40$ – расчетная длина шва (определяется по чертежу), мм;

$R_{\omega_f} = 200$ – расчетное сопротивление срезу металла шва, Н/мм²;

$\gamma_{\omega_f} = 0,75$ – коэффициент условий работы при одностороннем прикреплении уголка;

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

$$\tau_{ш} = \frac{4953}{0,7 \cdot 4 \cdot 40} = 44,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$$R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c = 200 \cdot 0,75 \cdot 1 = 150 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2};$$

$$44,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 150 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Следовательно, прочность соблюдается.

7 РАСЧЕТ КОНЦЕВОЙ БАЛКИ

7.1 Определение расчетных усилий

Концевая балка опирается на ходовые колеса крана и имеет пролет, равный базе крана K .

Основной вертикальной нагрузкой конструкции является опорная реакция ездовой балки $R_B = 2 \cdot P_{\text{торм}}$.

Определим в концевой балке, пренебрегая ее собственным весом, изгибающий момент и поперечную силу от сосредоточенной силы R_B , расположенной посередине пролета:

$$M_K = \frac{R_B \cdot K}{4} = \frac{P_{\text{торм}} \cdot K}{2},$$

$$M_K = \frac{24683 \cdot 2}{2} = 24683 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

$$Q_K = P_{\text{торм}},$$

$$Q_K = 24683 \text{ Н}.$$

Горизонтальная нагрузка перекоса $P_{\text{пер}}$ тоже вызывает изгиб концевой балки, но наибольшее значение изгибающего момента от этой нагрузки находится в месте примыкания поясов фермы жесткости, т. е. вблизи опоры, где изгибающий момент от вертикальной нагрузки имеет меньшую величину. Поэтому такое сочетание нагрузок не рассматривается.

7.2 Подбор сечений

Сечение концевой балки komponуется из двух швеллеров и подбирается из условия прочности:

$$\sigma = \frac{M_K}{2 \cdot W} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

где W – момент сопротивления одного швеллера, см^3 ;

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_K}{R_y},$$

$\gamma_c = 0,5$ – коэффициент условий работы.

$$W_{\text{треб}} = \frac{24683}{225} = 109,7 \text{ см}^3.$$

Подбираем из сортамента швеллер № 18 (рис. 12).

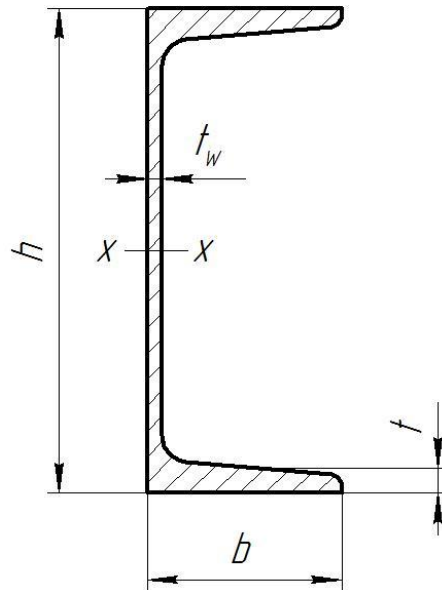


Рисунок 12 – Схема поперечного сечения швеллера

Параметры сечения швеллера № 18: $h = 180$ мм; $b = 70$ мм;

$t_w = 5,1$ мм; $t = 8,7$ мм; $J_x = 1090$ см⁴; $W_x = 121$ см³; $A = 20,7$ см².

$$\sigma = \frac{24683}{2 \cdot 121} = 102 \text{ МПа.}$$

$$R_y \cdot \gamma_c = 225 \cdot 0,5 = 112,5 \text{ МПа;}$$

$$102 \text{ МПа} < 112,5 \text{ МПа.}$$

Для понижения уровня моста опорные сечения концевых балок делают меньшей высоты. Для этого в местах установки отъёмных букс колеса швеллер вырезают наполовину и приваривают листы обрешетки (рис. 13).

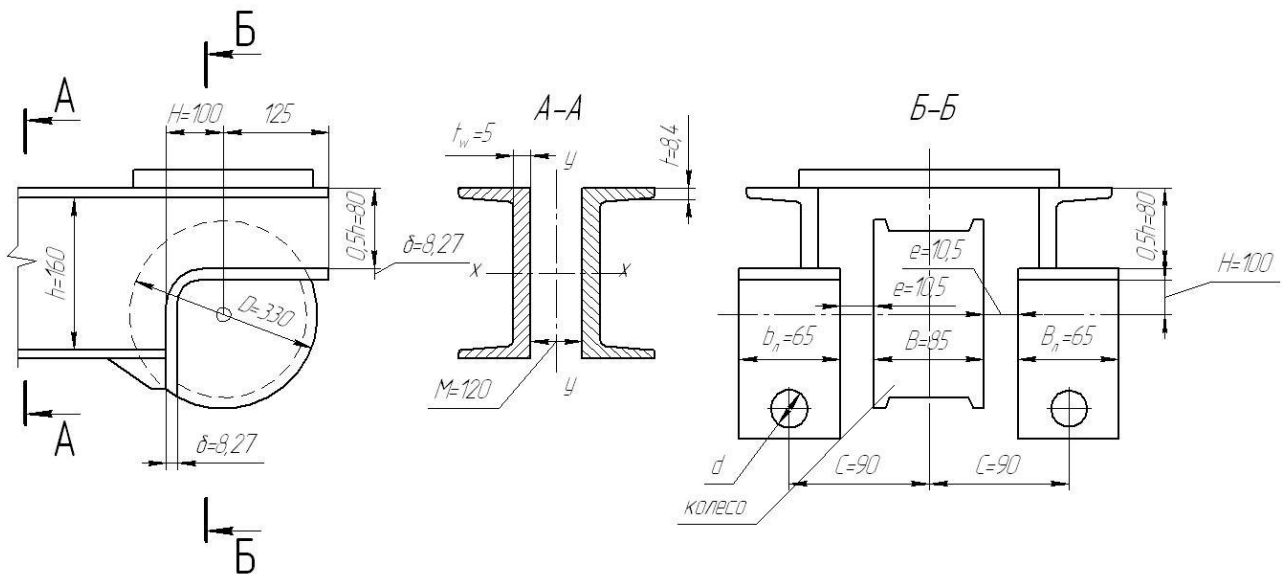


Рисунок 13 – Конструкция концевой балки

При компоновке опорного сечения *Б–Б* необходимо обеспечить возможность размещения ходовых колес и крепление их букс. Тип колес выбирается, исходя из допускаемой нагрузки.

Компоновку опорного сечения можно выполнить следующим способом. Примем зазор между листом обрамления и габаритом колеса равным 10,5 мм, а просвет между швеллерами $M = 120$ мм (см. рис. 13). Минимальное расстояние от кромки листа до отверстия крепежного болта:

$$1,5 d_1 = 1,5 \cdot 17 = 25,5 \text{ мм.}$$

Принимаем 27 мм.

Тогда ширина листа обрамления

$$b_n = c + 1,5 \cdot d_1 - 0,5 B - e,$$

$$b_n = 90 + 27 - 0,5 \cdot 85 - 10,5 = 65 \text{ мм.}$$

Этот размер соответствует ГОСТ 1030–71 на полосовую сталь.

Наименьший габарит для работы гаечным ключом при болтах М10 равен 25мм.

В связи с этим необходимо проверить соблюдение условия

$$a = c - 0,5 \cdot M - t_o \geq 25 \text{ мм.}$$

Площадь листа обрамления принимают примерно равной площади полки швеллера, тогда толщина листа

$$\delta = (b \cdot t) / b_n = (70 \cdot 8,7) / 65 = 9,36 \text{ мм}.$$

Этот размер округляют до стандартного по ГОСТ 1030–71 $\delta = 10 \text{ мм}$.

Необходимо установить наличие зазора между габаритом колеса и планкой, скрепляющей ветви концевой балки (см. сечение *Б–Б* на рис. 13):

$$\Delta = H + \delta + 0,5 \cdot h - 0,5 \cdot D_k,$$

$$\Delta = 100 + 10 + 0,5 \cdot 180 - 0,5 \cdot 330 = 35 \text{ мм}.$$

После компоновки опорного сечения следует определить его геометрические характеристики.

Для определения положения нейтральной оси x_1-x_1 разобьем площадь на отдельные элементы (рис. 14):

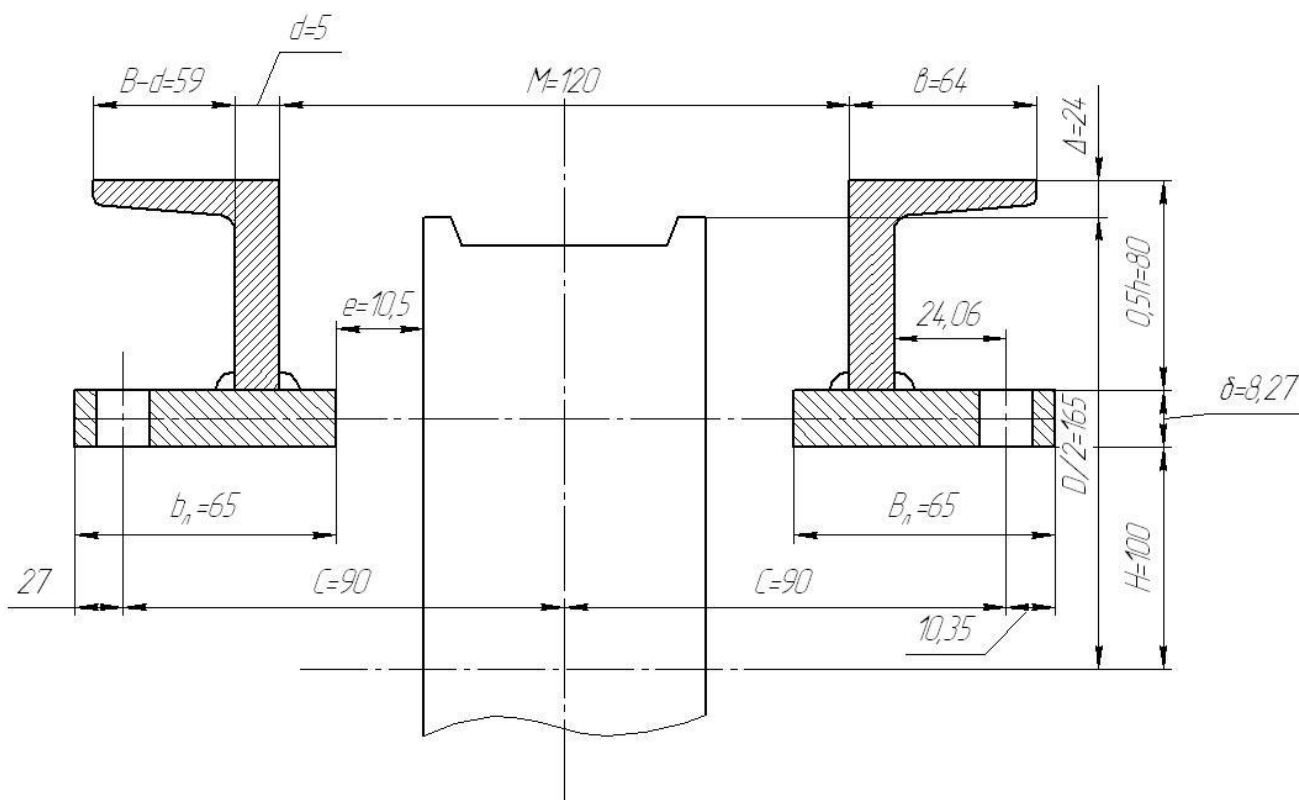


Рисунок 14 – Определение основных размеров и геометрических характеристик сечения концевой балки

$$A_1 = 0,5 \cdot A_{\text{швел}} - A_2,$$

$$A_1 = 0,5 \cdot 20,7 - 4,6 = 5,75 \text{ см}^2;$$

$$A_2 = 0,5 \cdot h \cdot t_w,$$

$$A_2 = 0,5 \cdot 18 \cdot 0,51 = 4,6 \text{ см}^2;$$

$$A_3 = b_n \cdot \delta,$$

$$A_3 = 6,5 \cdot 1 = 6,5 \text{ см}^2.$$

Площадь всего сечения равна:

$$A = 2 \cdot A_1 + A_2 + A_3$$

$$A = 2 \cdot 5,75 + 4,6 + 6,5 = 33,7 \text{ см}^2.$$

Статический момент элементов относительно оси $I-I$ равен:

$$S_1 = 2 \cdot A_1 \cdot 0,5 \cdot \delta + 0,5 \cdot h - 0,5 \cdot t + 2 \cdot A_2 \cdot 0,5 \cdot \delta + 0,25 \cdot h$$

$$S_1 = 2 \cdot 5,75 \cdot 0,5 \cdot 1 + 0,5 \cdot 18 - 0,5 \cdot 0,87 + 2 \cdot 5,75 \cdot 0,5 \cdot 1 + 0,25 \cdot 18 = 171 \text{ см}^3.$$

Ордината центра тяжести

$$y_0 = S_1 / A$$

$$y_0 = \frac{171}{33,7} = 5,1 \text{ см.}$$

Ордината

$$y_1 = -0,5 \cdot \delta + 0,5 \cdot h - 0,5 \cdot t - y_0$$

$$y_1 = -0,5 \cdot 1 + 0,5 \cdot 18 - 0,5 \cdot 0,87 - 5,1 = 3 \text{ см.}$$

Момент инерции относительно оси x_I-x_I :

$$J_x^0 = 2 \cdot \left[\frac{t_w \cdot 0,5 \cdot h^3}{12} + A_1 \cdot y_1^2 + A_3 \cdot y_0^2 \right]$$

$$J_x^0 = 2 \cdot \left[\frac{0,51 \cdot 6,5 \cdot 18^3}{12} + 5,75 \cdot 3^2 + 6,5 \cdot 5,1^2 \right] = 169,4 \text{ см}^4.$$

Статический момент площади листа усиления

$$S_n^0 \approx 2 \cdot A_3 \cdot y_0$$

$$S_n^0 \approx 2 \cdot 6,5 \cdot 5,1 = 66,3 \text{ см}^3.$$

Статический момент полусечения:

$$S_x^0 = S_n^0 + 2 \cdot \frac{t_w \cdot y_0^2}{2}$$

$$S_x^0 \approx 66,3 + 2 \cdot \frac{0,51 \cdot 5,1^2}{2} = 79,9 \text{ см}^3.$$

7.3 Проверка напряжений

Касательные напряжения в опорном сечении

$$\tau = \frac{Q_k \cdot S_x^0}{J_x^0 \cdot 2 \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

где $R_s = 130$ – расчетное сопротивление прокатной стали на сдвиг, МПа;
 $\gamma_c = 0,5$ – коэффициент условий работы шва;

$$\tau = \frac{24683 \cdot 79,9}{169,4 \cdot 2 \cdot 0,51 \cdot 100} = 64,1 \text{ МПа};$$

$$R_s \cdot \gamma_c = 130 \cdot 0,5 = 65 \text{ МПа};$$

$$64,1 \text{ МПа} < 65 \text{ МПа}.$$

Прочность сварных швов, прикрепляющих листы обрешетки к швеллерам, проверяется по формуле:

$$\tau = \frac{Q_k \cdot S_n^0}{J_x^0 \cdot 4 \cdot \beta_f \cdot k_f} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

где $k_f = 4$ – высота шва;
 $R_{wf} = 200$ МПа;
 $\gamma_{wf} = 1$;
 $\gamma_c = 0,5$.

$$\tau = \frac{24683 \cdot 66,3}{169,4 \cdot 4 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 100} = 69 \text{ МПа};$$

$$R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 200 \cdot 1 \cdot 0,5 = 100 \text{ МПа};$$

$$69 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}.$$

Проверка жесткости концевой балки не производится, так как при коэффициенте условий работы $\gamma_c = 0,5$ напряжения и прогиб сравнительно небольшие.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1 Буракова, М.А. Проектирование металлических конструкций однобалочного мостового крана : учеб.-метод. пособие / М.А. Буракова, В.В. Шаповалов; ФГБОУ ВПО РГУПС. – Ростов н/Д, 2013. – 46 с.

Учебное издание

Мелешко Олег Иванович
Буракова Марина Андреевна

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА МЕТАЛЛОКОНСТРУКЦИЙ

Печатается в авторской редакции
Технический редактор Т.И. Исаева

Подписано в печать 29.11.17. Формат 60×84/16.
Бумага газетная. Ризография. Усл. печ. л. 1,5.
Тираж экз. Изд. № 90355. Заказ .

Редакционно-издательский центр ФГБОУ ВО РГУПС.

Адрес университета: 344038, г. Ростов н/Д, пл. Ростовского Стрелкового Полка
Народного Ополчения, д. 2.