

Расчет и конструирование сегментной клееной фермы

1. Исходные данные

Размеры здания в плане 36 х 60 м. Шаг систем вдоль здания 6 м. Здание II класса по степени надежности. Материал несущих конструкций – древесина хвойных пород, сосна 2 сорта с влажностью до 12%, металлические элементы из стали С235. Для склеивания древесины принимается фенольно - резорционный клей марки ФРФ-50. Несущие конструкции изготовлены заводским способом.

Принимаем сегментную металлодеревянную ферму с разрезным верхним поясом из дощато-клееных блоков.

Расчетный пролет фермы: $l = 36$ м.

Расчетная высота фермы: $h = \frac{l}{6} = \frac{36}{6} = 6.0$ м.

Радиус кривизны верхнего пояса: $R = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2} = \frac{36^2}{8 \cdot 6} + \frac{6}{2} = 30$ м.

Длина дуги верхнего пояса равна: $S = \pi R \frac{\alpha}{180} = 3.14 \cdot 30 \cdot \frac{73.733}{180} = 38.61$ м.

где α - центральный угол дуги, который определяется из выражения:

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2R} = \frac{36}{2 \cdot 30} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 73.733^\circ$$

Строительный подъем: $f_{стр} = \frac{l}{200} = \frac{3600}{200} = 18$ см.

Таким образом, получим следующую схему фермы:

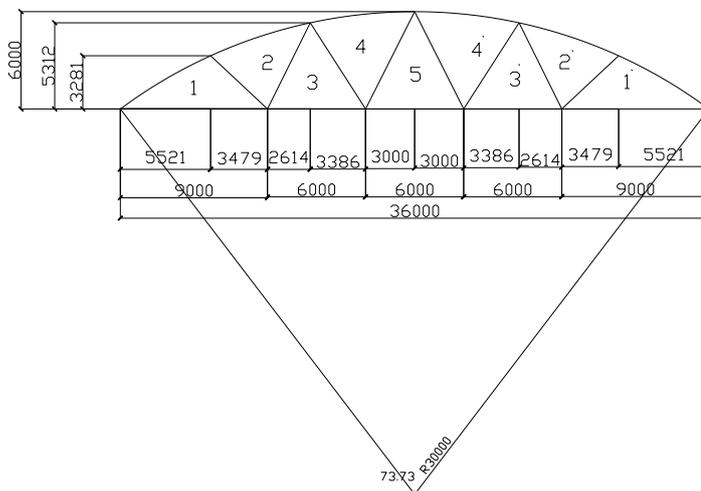


Рис. 1. Расчетная схема фермы

Принимаем верхний пояс, состоящий из $n_B=6$ равных панелей.

Длина панелей $s_n=s/6=38.61/6=6.435$ м < 6.5 м (менее максимальной длины досок);

Длина хорды $d_B = 2 \sin \frac{\alpha}{2n_B} = 2 \cdot 30 \cdot 0.10704 = 6.42$ м, где $\sin \frac{\alpha}{2n_B} = 0.10704$.

Длина горизонтальной проекции опорной панели верхнего пояса

$$a_1=5,521 \text{ м}$$

Длина панелей нижнего пояса: $d_{H1}=9,0$ м; $d_{H3}=d_{H5}=6,0$ м.

Длины раскосов: $l_{1-2}=4,55$ м; $l_{2-3}=4,95$ м; $l_{3-4}=5,3$ м; $l_{4-5}=5,71$ м.

Сбор нагрузок на конструкцию выполняется в соответствии с указаниями СП 20.13330.2016. Сбор нагрузок, статический расчет конструкции фермы опускаем. Для проектирования основных элементов и узлов конструкции используем полученные усилия.

2. Расчетные характеристики материалов.

Для древесины досок сегментной фермы

- расчетное сопротивление изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон

$R_{и}=R_c=R_{см} = R^A_{и} * m_{дл} = R^A_c * m_{дл} = R^A_{см} * m_{дл} = 22,5 * 0,66 = 15$ МПа=1,5 кН/см² (табл.3, СП 64.13330.2017)

- расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон

$R_p=9$ МПа=0,9 кН/см²,

- модуль упругости древесины $E=10000$ МПа.

3. Расчет панели верхнего пояса

Криволинейное очертание и наличие нагрузки между узлами вызывают в элементах верхнего пояса осевое сжатие и поперечный изгиб. Вследствие этого расчет элементов верхнего пояса производим как внецентренно сжатых стержней.

Определяем усилия, действующие в расчетных сечениях панелей верхнего пояса.

Изгибающий момент в панелях разрезного верхнего пояса сегментных ферм определяется по формуле: $M = M_0 - N \cdot f$, где:

M_0 – балочный момент т.е. изгибающий момент в свободно лежащей балке пролетом, равным проекции панели на горизонталь;

N – продольная сила в панели;

f – стрела выгиба панели, определяемая по формуле:

$$f = \frac{d_B^2}{8R} = \frac{6.42^2}{8 \cdot 30} = 0.172 \text{ м.}$$

Вычисляем изгибающий момент M в опорной панели В-1 верхнего пояса.

Полная (постоянная + снеговая) нагрузка на панель $q=14,5$ кН/м .

Сжимающая сила в панели верхнего пояса В-1, действующая по хорде между узлами панели $N=440$ кН.

Панель В-1

$$M_{B1} = \frac{q \cdot a_1^2}{8} - N \cdot f = \frac{14,5 \cdot 5,21^2}{8} - 440 \cdot 0.172 = -26.5 \text{ кНм.}$$

Опорная панель В-1 верхнего пояса сегментной фермы работает на сжатие с изгибом. Внутренние усилия в панели В-1:

$$M_{B1}=26,5 \text{ кН*м, } N_{B1}=440 \text{ кН .}$$

Принимаем клееные блоки верхнего пояса, состоящие из 13 слоев фрезерованных с четырех сторон досок с сечением до фрезерования 40 x175 мм, после фрезерования 33x160 мм. Высота поперечного сечения верхнего пояса фермы $h=13 \cdot 33=429$ мм

Геометрические характеристики сечения верхнего пояса:

Площадь сечения: $F_{op} = b \cdot h = 16 \cdot 42.9 = 686.4 \text{ см}^2$

Моменты инерции сечения: $I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{16 \cdot 42.9^3}{12} = 105271 \text{ см}^4$

Момент сопротивления сечения: $W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{16 \cdot 42.9^2}{6} = 4908 \text{ см}^3$

Радиус инерции сечения: $r_x = 0.289 \cdot h = 0,289 \cdot 42.9 = 12,4 \text{ см}$

Расчетная длина панели пояса при расчете на продольный изгиб $l_p=6,42$ м.

Гибкость элемента в плоскости деформирования: $\lambda_x = \frac{l_p}{r_x} = \frac{642}{12.4} = 51.8$.

Проверку несущей способности панели верхнего пояса производим как для внецентренно сжатого стержня по формуле:

$$\frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{\xi W_{HT}} \leq \frac{m_{\sigma} \cdot m_{cl} \cdot m_{zn} \cdot R_c}{\gamma_n},$$

Где $m_{\sigma}=1$ – коэффициент условий работы, учитывающий влияние размеров поперечного сечения (табл.10 СП 64.13330.2017);

$m_{cl}=1,1$ – коэффициент условий работы, учитывающий толщину слоев дощатоклееных элементов (табл.11 СП 64.13330.2017);

$m_{zn}=1$ – коэффициент условий работы для гнутых элементов, работающих на сжатие и изгиб, при отношении: $\frac{R}{a} - \frac{3000}{3.3} - 909 > 500$ (табл.12 СП 64.13330.2017)

СП 64.13330.2017)

ξ - коэффициент, учитывающий дополнительный изгиб от продольной силы N , определяется по формуле (38) СП 64.13330.2017:

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi_x \cdot F_{бр} \cdot m_{\sigma} \cdot m_{cl} \cdot m_{zn} \cdot R_c},$$

где

φ_x – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле (14) СП 64.13330.2017:

$$\varphi_x = \frac{A}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{\lambda_x^2} = \frac{3000}{51,8^2} = 1,118, \text{ тогда: } \xi = 1 - \frac{160}{1,118 \cdot 686,4 \cdot 1,1 \cdot 1 \cdot 1,5} = 0,63$$

Подставляем полученные величины в формулу:

$$\frac{160}{600,6} + \frac{2167}{0,63 \cdot 4908} = 1,49 \text{ кН / см}^2 = 14,9 \text{ МПа} < m_{\sigma} m_{cl} m_{zn} R_c / \gamma_n = 15,7 \text{ МПа}.$$

Вывод: прочность верхнего пояса обеспечена.

Проверка устойчивости плоской формы деформирования

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемого верхнего пояса фермы производим исходя из предположения о

том, что связи будут раскреплять панели фермы по концам в узлах и в их средней части.

Проверку произведем согласно формуле (44) СП 64.13330.2017:

$$\frac{N\gamma_n}{m_o\varphi_y F_{op} R_c} + \left(\frac{M\gamma_n}{m_o \xi \varphi_M W_{op} R_u} \right)^n \leq 1.$$

где φ_y – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования, определяемый по формуле (14) СП 64.13330.2017:

$$\varphi_y = \frac{A}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{69,6^2} = 0,619.$$

Где λ_y - гибкость элемента из плоскости деформирования:

$$\lambda_y = \frac{0,5 \cdot S_n}{0,289 \cdot b} = \frac{0,5 \cdot 643,5}{0,289 \cdot 16} = 69,9$$

φ_M – коэффициент для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения, определяемый по формуле (31) СП 64.13330.2017:

$$\varphi_M = 140 \cdot \frac{b^2}{I_p \cdot h} k_\phi = 140 \cdot \frac{16^2}{0,5 \cdot 643,5 \cdot 42,9} \cdot 1,75 = 4,544$$

$k_\phi = 1,75$ - коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по табл.Е.1 приложения Е СП 64.13330.2017.

Подставляя найденные величины в проверочную формулу:

$$\frac{440 \cdot 0,95}{0,619 \cdot 686,4 \cdot 1,5} + \left(\frac{2648 \cdot 0,95}{0,65 \cdot 4,544 \cdot 4907 \cdot 1,5} \right)^2 = 0,67 < 1.$$

Вывод: устойчивость верхнего пояса из плоскости фермы обеспечена.

3. Подбор сечения элементов нижнего пояса.

Длина панелей нижнего пояса: $d_{H1}=9$ м; $d_{H3}=d_{H5}=6$ м.

Расчетные усилия в элементах нижнего пояса: $N_1=382$ кН; $N_5=403$ кН.

Материал элементов нижнего пояса – сталь С245, для которой расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести $R_y=24$ кН/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c=0,9$.

Принимаем нижний пояс из двух неравнополочных уголков 90 х 56 х 8 мм по ГОСТ 8510-86, причем полки уголков размером 9 см, располагаем вертикально, а полки размером 5,6 см – горизонтально. Для совместной работы уголков соединяем их планками из листовой стали толщиной 8 мм.

Максимальное расстояние между планками не должно превышать:

$$L_{don} = 80 \cdot i_y = 80 \cdot 1,56 = 125 \text{ см}, \text{ где } i_y = 1,56 \text{ см} - \text{ радиус инерции уголка.}$$

Расстояние между планками принимаем равным 120 см.

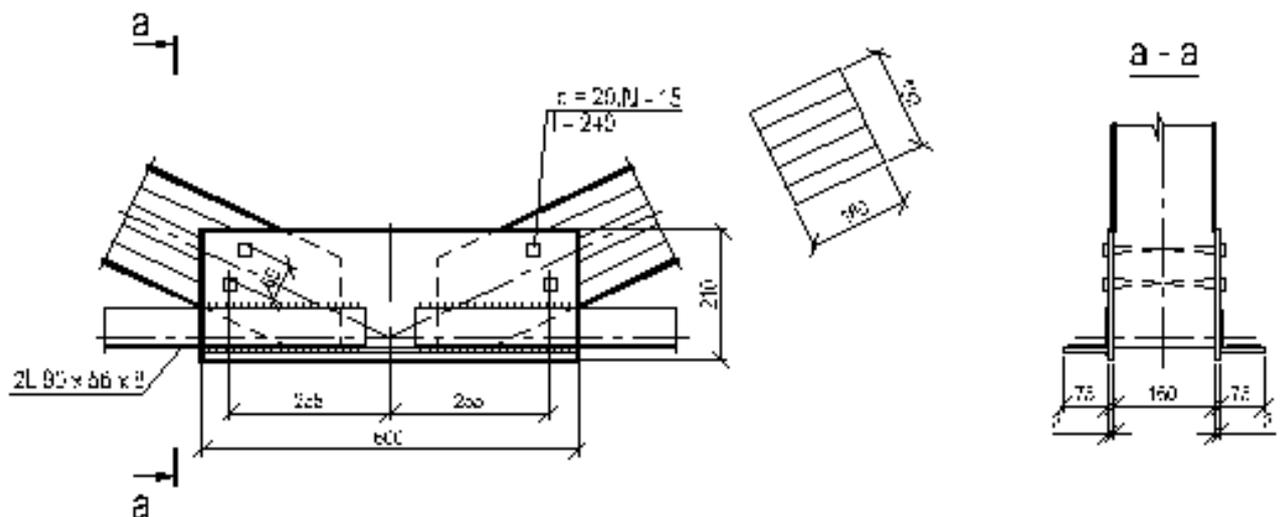


Рис. 2. К расчету нижнего пояса

Геометрические характеристики нижнего пояса:

Площадь сечения: $F = 2 \cdot 11,18 = 22,36 \text{ см}^2$; Радиус инерции: $r_x = 2,85 \text{ см}$;

Момент инерции сечения: $J_x = 2 \cdot 90,9 = 181,8 \text{ см}^4$;

Момент сопротивления сечения:

$$W_{x,c} = \frac{J_x}{r_x} = \frac{181,8}{2,85} = 63,8 \text{ см}^3; \quad W_{x,p} = \frac{J_x}{h - r_x} = \frac{181,8}{9 - 2,85} = 29,6 \text{ см}^3;$$

Погонная масса 1 м уголка равна 8,77 кг.

Нагрузка от собственного веса двух уголков

$$g = 2 \times 8,77 \times 10^{-2} \times 9,8 \times 10^{-3} = 1,719 \times 10^{-3} \text{ кН/см.}$$

Проверим прочность сечения в середине крайней и средней панелей нижнего пояса:

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M_{\max}}{W} \leq \gamma_c R_y / \gamma_n.$$

Наибольшие значения изгибающих моментов в расчетных панелях соответственно равны:

$$M_{\max 1} = \frac{gd_{H1}^2}{8} = \frac{1,719 \cdot 10^{-3} \cdot 900^2}{8} = 174,05 \text{ кНсм.}$$

$$M_{\max 2} = \frac{gd_{H5}^2}{8} = \frac{1,719 \cdot 10^{-3} \cdot 600^2}{8} = 77,36 \text{ кНсм.}$$

$$\text{Тогда: } \sigma_1 = \frac{382}{22,36} + \frac{174,05}{29,6} = 22,97 \text{ кН / см}^2 < \gamma_c R_y / \gamma_n = 23 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{403,021}{22,36} + \frac{77,36}{29,6} = 20,64 \text{ кН / см}^2 < \gamma_c R_y / \gamma_n = 23 \text{ кН / см}^2$$

Гибкость опорной панели нижнего пояса в вертикальной плоскости:

$$\lambda_x = \frac{l_p}{r_x} = \frac{900}{2,85} = 315,8 < [\lambda_{np}] = 400$$

Проверим прочность уголков в промежуточных узлах нижнего пояса, где они ослаблены отверстиями под болты (диаметр отверстий $d=2,3$ см).

Площадь ослабленного сечения: $F = 2 \cdot (11,18 - 2,3 \cdot 0,8) = 18,68 \text{ см}^2$;

$$\sigma_p = \frac{N_{\max}}{F_{HT}} = \frac{403}{18,68} = 21,58 \text{ кН / см}^2 < \gamma_c R_y / \gamma_n = 23 \text{ кН / см}^2.$$

4. Подбор сечения элементов решетки сегментной фермы.

Принимаем раскосы изготовленными из клееной древесины и состоящими из 4-х слоев фрезерованных с четырех сторон досок с сечением до фрезерования 4 x 17,5 см, а после фрезерования 3,3 x 16 см.

Геометрические характеристики сечения раскосов:

Площадь сечения раскосов: $F = b \cdot h = 16 \cdot 13,2 = 211,2 \text{ см}^2$;

Радиус инерции раскосов в плоскости наименьшей жесткости

$$r_{\min} = 0,289 h = 0,289 \cdot 13,2 = 3,8 \text{ см.}$$

Расчетное сжимающие усилие в раскосе 1-2: $N = -39,7 \text{ кН}$;

Расчетная длина раскоса 1-2: $l_p = 4,55 \text{ м}$;

Гибкость раскоса 1-2 в плоскости наименьшей жесткости:

$$\lambda_y = \frac{l_p}{0.289 \cdot h} = \frac{455}{0.289 \cdot 13,2} = 119 < [\lambda_{np}] = 120$$

Тогда коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi_y = \frac{A}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{119^2} = 0,212$$

Проверка прочности раскоса 1-2: $\frac{N}{\varphi_y F} \leq \frac{m_\sigma m_{cl} R_c}{\gamma_n}$.

Подставляем найденные величины в формулу:

$$\frac{N}{\varphi_y F} = \frac{39,7}{0,212 \cdot 211,2} = 0,89 \text{ кН / см}^2 = 8,9 \text{ МПа} < \frac{m_\sigma m_{cl} R_c}{\gamma_n} = 15,7 \text{ МПа}.$$

Расчет раскоса 4-5 на осевое сжатие.

Расчетное сжимающее усилие $N = -31,7$ кН

Расчетная длина раскоса 4-5 $l_p = 5,708$ м

Гибкость раскосов из плоскости деформирования

$$\lambda_y = \frac{l_p}{0.289b} = \frac{571}{0.289 \cdot 13,2} = 149,7 < [\lambda_{np}] = 150.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования равен:

$$\varphi_y = \frac{A}{\lambda_y^2} = \frac{3000}{149,7^2} = 0,134.$$

Проверку прочности раскоса 4-5: $\frac{N}{\varphi_y F} \leq \frac{m_\sigma m_{cl} R_c}{\gamma_n}$,

Подставляя найденные величины в проверочную формулу:

$$\frac{N}{\varphi_y F} = \frac{31,7}{0,134 \cdot 211,2} = 1,12 \text{ кН / см}^2 = 11,2 \text{ МПа} < \frac{m_\sigma m_{cl} R_c}{\gamma_n} = 15,7 \text{ МПа}.$$

Расчет раскосов на растяжение в ослабленном болтами сечении.

Проверим прочность ослабленного сечения раскоса 3-4 .

Расчетное растягивающее усилие в раскосах $N = 36,8$ кН

Диаметр болтов $d_6 = 2,0$ см.

Так как расстояние между ослаблениями меньше 20 см, то ослабления двумя болтами совмещаем в одном сечении, тогда площадь ослабленного сечения: $F_{nm} = F - 2 \cdot b \cdot d_b = 211,2 - 2 \cdot 16 \cdot 2 = 147,2 \text{ см}^2$

$$\sigma_p = \frac{N}{F_{HT}} = \frac{36,8}{147,2} = 0,25 \text{ кН / см}^2 = 2,5 \text{ МПа} < \frac{R_p}{\gamma} * m_0 = 9 * 0,8 / 0,95 = 7,6 \text{ МПа.}$$

Расчет крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам.

Принимаем пластинки - наконечники из полосовой стали толщиной $\delta=1$ см и шириной 10 см. Число пластинок – две. Пластинки к раскосам крепим двумя болтами диаметром 20 мм и двумя гвоздями 5 мм.

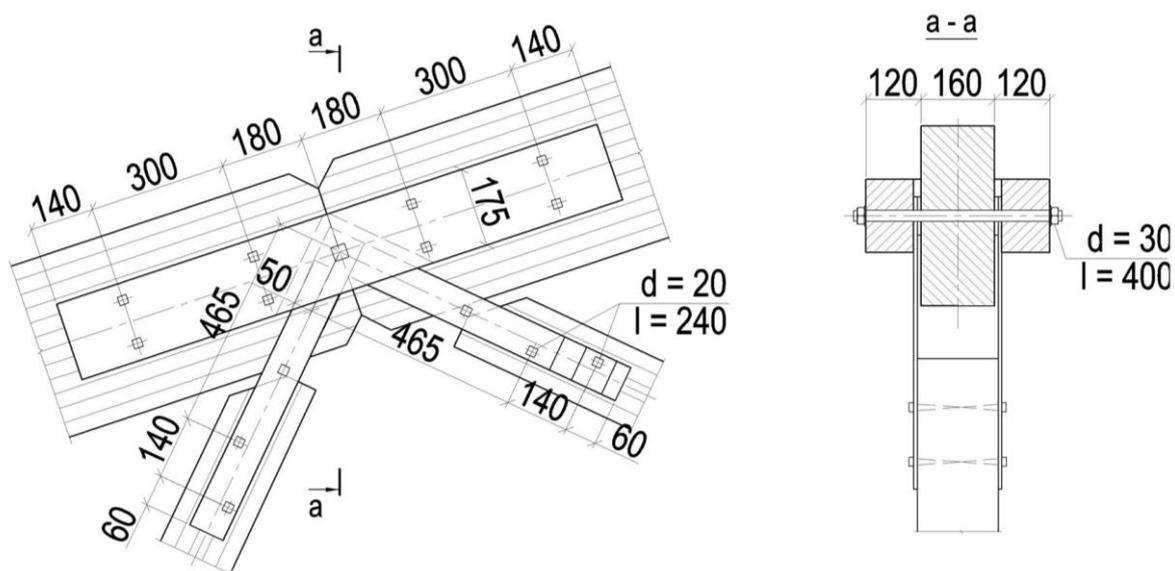


Рис. 3. К расчету крепления подкосов сегментной фермы

Расчет и соединения проведем согласно указаниям п.8.13-8.15 СП 64.13330.2017. Определяем несущую способность одного условного среза одного болта (табл.18 СП 64.13330.2017):

- из условия смятия древесины раскоса:

$$T_1 = 0,75 \cdot c \cdot d_b \cdot m_{дл} = 0,75 \cdot 16 \cdot 2 \cdot 0,66 = 16 \text{ кН,}$$

где $c = 16$ см – ширина раскоса;

- из условия изгиба болта :

$$T_2 = 3,1 d^2 \sqrt{m_{дл}} = 3,1 \cdot 2^2 \cdot \sqrt{0,66} = 10 \text{ кН}$$

Принимаем: $T_{min} = T_2 = 10$ кН

Расчетное усилие $N=39,7$ кН, тогда на один нагель приходится усилие:

$$T_{\sigma} = \frac{N}{n_{\sigma} n_{ш}} = \frac{39,7}{2 \cdot 2} = 9,9 \text{ кН} < 10 \text{ кН}$$

Проверим прочность пластинок наконечников на растяжение в местах ослабления болтами и гвоздями до раскосов 3-4 и 3`-4`, в которых действуют наибольшие растягивающие усилия:

Расчетное растягивающее усилие в раскосах $N = 36,8 \text{ кН}$

Диаметр отверстий под болты $d_{\text{отв.б.}} = 2,1 \text{ см}$

Диаметр гвоздевых отверстий $d_{\text{отв.гв.}} = 0,6 \text{ см}$

$$\sigma_p = \frac{N}{F_{\text{нт}}} = \frac{36,8}{2 \cdot (10 \cdot 1 - 2,1 \cdot 1 - 0,6 \cdot 1)} = 2,5 \text{ кН / см}^2 < \gamma_c R_y / \gamma_n = 23 \text{ кН / см}^2$$

Проверим прочность пластинок - наконечников, прикрепленных к раскосам 4-5 и 4`-5` на продольный изгиб:

Расчетное сжимающее усилие $N = 39,7 \text{ кН}$.

Расчетная длина пластинок $l_p = 40 \text{ см}$.

Площадь сечения одной пластинки $F = 10 \cdot 1 = 10 \text{ см}^2$.

Гибкость пластинок-наконечников:

$$\lambda_y = \frac{l_p}{0,289 \cdot \delta} = \frac{40}{0,289 \cdot 1} = 138,4 < [\lambda_{np}] = 150.$$

$\varphi_y = 0,338$ - коэффициент продольного изгиба.

Подставляя найденные величины в проверочную формулу:

$$\frac{N}{\varphi_y F_{nl}} = \frac{35,773}{0,338 \cdot 2 \cdot 10} = 5,29 \text{ кН / см}^2 < \frac{\gamma_c R_y}{\gamma_n} = 23 \text{ кН / см}^2.$$