

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА РФ  
ДЕПАРТАМЕНТ НАУЧНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ПОЛИТИКИ И  
ОБРАЗОВАНИЯ  
ФГБОУ ВПО КОСТРОМСКАЯ ГСХА

Кафедра строительных конструкций

# **КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС**

## **КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ**

Учебное пособие  
для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство»  
очной и заочной форм обучения

КОСТРОМА  
КГСХА  
2014

УДК [624.011.1 + 624.011.78] (075.8)

ББК 38.5

К 65

*Составитель:* доцент кафедры строительных конструкций  
Костромской ГСХА И.С. Борисова.

*Рецензент:* д.т.н. профессор Ивановского ГАСУ Г.П. Погосович.

*Рекомендовано к изданию  
методической комиссией архитектурно-строительного факультета,  
протокол № 5 от 17 сентября 2014 года*

**Конструкции из дерева и пластмасс.** Конструирование и расчёт  
деревянных ферм: учебное пособие для студентов направления  
подготовки 08.03.01 очной и заочной форм обучения / сост. И.С.  
Борисова. — Кострома: КГСХА, 2014. — 58 с.

В издании приведены расчеты деревянных ферм, изложены основы проектирования и изготовления этих конструкций из дерева с учетом требования новых нормативных документов.  
Учебное пособие предназначено для студентов направления подготовки 08.03.01 очной и заочной форм обучения.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>Введение .....</b>	<b>6</b>
<b>1. Общие вопросы проектирования деревянных ферм .....</b>	<b>7</b>
<b>2. Расчет и конструирование многоугольной брусчатой фермы.....</b>	<b>8</b>
2.1. Геометрический расчет .....	8
2.2. Статический расчёт .....	10
2.3. Проверка принятого сечения.....	11
2.4. Расчёт стоек и раскосов .....	12
2.5. Расчёт нижнего пояса фермы .....	14
2.6. Конструирование и расчет узлов фермы.....	14
2.6.1. Расчёт узла верхнего пояса.....	14
2.6.2. Расчёт верхнего узла стойки .....	17
2.6.3. Расчёт опорного узла.....	18
2.6.4. Расчёт узла нижнего пояса .....	21
<b>3. Расчет и конструирование сегментной металлодеревянной фермы.....</b>	<b>24</b>
3.1. Конструктивная схема фермы .....	24
3.2. Сбор нагрузок .....	26
3.3. Статический расчёт .....	26
3.4. Конструктивный расчёт .....	29
3.4.1. Подбор сечения панелей верхнего пояса .....	29
3.4.2. Подбор сечения элементов нижнего пояса .....	31
3.4.3. Расчёт раскосов.....	32
3.4.4. Расчёт крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам .....	33
3.4.5. Расчёт опорного узла.....	34
3.4.6. Расчёт опорной плиты.....	36
3.4.7. Расчёт промежуточных узлов верхнего пояса.....	37
3.4.8. Расчёт узлового болта .....	38
3.4.9. Расчёт промежуточных узлов нижнего пояса .....	39
<b>4. Расчет и конструирование треугольной фермы на лобовых врубках .....</b>	<b>41</b>
4.1. Определение геометрических размеров фермы .....	41
4.2. Подсчет нагрузок, действующих на ферму .....	42
4.2.1. Снеговая нагрузка.....	42
4.2.2. Ветровая нагрузка.....	43
4.3. Статический расчет фермы.....	44
4.4. Предварительный подбор размеров брусьев и тяжей фермы .....	45
4.5. Опорный узел.....	47
4.6. Коньковый узел.....	51
4.7. Узел примыкания раскоса к верхнему поясу.....	52
4.8. Узел примыкания раскоса к нижнему поясу .....	53
4.9. Расчет среднего узла нижнего пояса .....	54
4.10. Окончательная проверка сечения поясов.....	54
4.11. Нижний пояс .....	56
<b>Список рекомендуемых источников .....</b>	<b>58</b>

## **ВВЕДЕНИЕ**

Дерево в качестве строительного материала применяется с древнейших времён. Этому способствовало наличие лесов, лёгкость обработки и транспортировки деревянных элементов к месту строительства. Древесина обладает хорошими конструкционными качествами — значительной прочностью и упругостью при сравнительно небольшой массе. В развитии деревянных конструкций произошли изменения. Разработаны их новые виды, методы расчёта и проектирования, а также способы изготовления.

Цель изучения курса «Конструкции из дерева и пластмасс» состоит в том, чтобы будущий специалист приобрел знания в области применения в строительстве деревянных конструкций, использования методов расчета, конструирования и контроля качества конструкций различных типов.

Настоящее учебное пособие подготовлено согласно строительным нормам «Деревянные конструкции», новым стандартам «Деревянные клеёные и цельнодеревянные конструкции. Методы проектирования и расчёта», «Деревянные клеёные конструкции несущие. Общие технические требования». В пособии даны теоретические сведения, а также рекомендации по проектированию и расчету сквозных деревянных конструкций — ферм, необходимые для выполнения курсового проекта и подготовки к экзамену студентам специальностей 270102 «Промышленное и гражданское строительство» и 270114 «Проектирование зданий».

## **1. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ**

Конструкции, состоящие из поясов и связывающих их решёток, называют сквозными. Решётка состоит из отдельных стержней — раскосов и стоек. Применение решётки вместо сплошной стенки уменьшает расход материала на конструкцию. Однако, в отличие от сплошных плоскостных конструкций, в сквозных конструкциях много узловых соединений, которые требуют специальных средств соединения.

При эксплуатации в условиях повышенной агрессивности среды сквозные деревянные конструкции не рекомендуют к применению, т.к. на открытых горизонтальных поверхностях элементов конструкций накапливается много агрессивной пыли, которая, соединяясь с влагой в воздухе, образует кислоты и щёлочи, приводящие к разрушению древесины. Применение сквозных плоскостных конструкций с клееными элементами большого сечения и длины сокращает число элементов и узлов в конструкции и повышает их огнестойкость. Высокая стоимость клееной древесины и конструкций из них, а также необходимость мощной индустриальной базы для производства клееных деревянных конструкций делает целесообразным использование брусчатых сквозных конструкций со сравнительно большими сечениями брусьев.

Сквозные деревянные конструкции применяют, как правило, в статически определимых системах как в отношении опорных закреплений, так и решения решётки. Вследствие податливости применяемых в деревянных конструкциях соединений, а также деформации древесины от сушки и увлажнения в статически неопределимых системах может произойти перераспределение усилий в элементах сквозных конструкций вплоть до изменения знака действующих усилий. В современном строительстве наиболее широко применяют фермы сегментные, с криволинейным клееным верхним поясом, многоугольные и треугольные. Фермы с разрезным и неразрезным поясами рассчитывают по деформированной схеме с учётом податливости узловых соединений. Усилия в элементах ферм определяют в предположении шарнирности узлов [1, 2].

## 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МНОГОУГОЛЬНОЙ БРУСЧАТОЙ ФЕРМЫ

Многоугольные брусчатые фермы относятся к металлодеревянным сборным конструкциям заводского изготовления. В этих фермах верхний пояс представляет собой многоугольник, вписанный в окружность или описанный около неё. Отношение высоты фермы к пролёту принимают от 1/6 до 1/7.

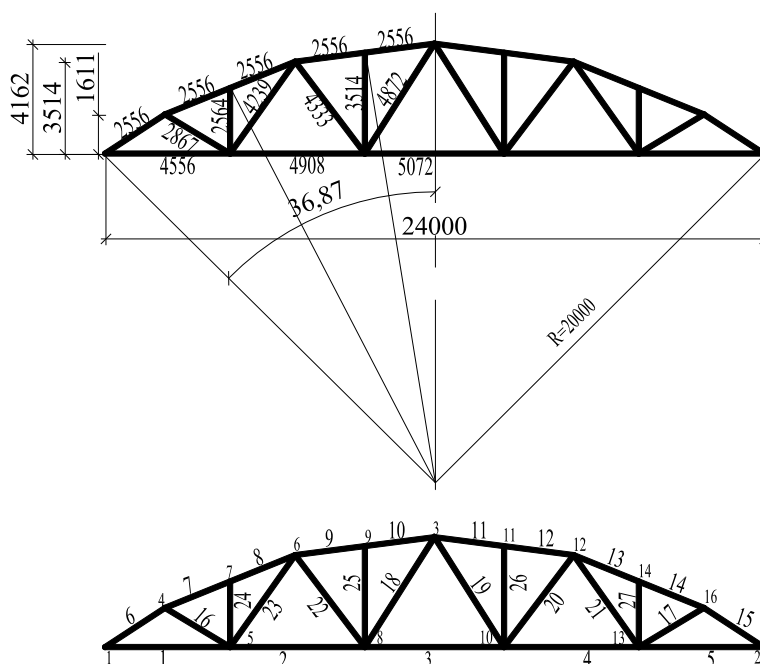
Нижний пояс делают, как правило, металлическим, из профильной стали. Решётку принимают треугольной со стойками. Длина панели верхнего пояса ограничена размерами сечения бруса и его длиной. Брус верхнего пояса перекрывает две панели и является двухпролётной неразрезной балкой, за исключением опорных панелей, имеющих вдвое меньшую длину.

Разработать несущую конструкцию покрытия размерами в плане 24×63 м. Район постройки VI.

### 2.1. Геометрический расчет

Очертания фермы (рис. 1) получим, описывая вокруг сегмента с хордой  $l = 24$  м и высотой:

$$h_{\text{сег}} = \frac{1}{6} l = \frac{1}{6} \cdot 24 = 4 \text{ м.}$$



*Рис. 1. Геометрические параметры,  
номера элементов, узлов фермы*

Радиус окружности:

$$R = \frac{5}{6} l = \frac{5}{6} \cdot 24 = 20 \text{ м.}$$

Тангенс половины центрального угла:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,5 l}{R - h_{\text{сез}}} = \frac{0,5 \cdot 24}{20 - 2} = 0,75, \quad \alpha = 36,87^\circ.$$

Длина дуги сегмента:

$$S = 2\pi R \frac{2\alpha}{360} = \frac{2 \cdot 3,14 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 36,87}{360} = 25,74 \text{ м.}$$

Длину дуги верхнего пояса принимаем

$$S_{\text{в.н}} = S - 2 \cdot 0,15 = 25,74 - 2 \cdot 0,15 = 25,44 \text{ м,}$$

полагая по 0,15 м от торца первой панели до центра опорного узла.

Длины дуг, соответствующие отдельным панелям верхнего пояса, принимаем

$$S_n = \frac{S_{\text{в.н}}}{10} = \frac{25,44}{10} = 2,544 \text{ м,}$$

то же для элементов верхнего пояса:

$$S_{\text{ср}} = 2S_{\text{в.н}} = 2 \cdot 2,544 = 5,088 \text{ м.}$$

Результаты определения геометрических параметров сводим в таблицу 1.

Таблица 1. Геометрические характеристики узлов элементов фермы

№ узла	x	y	α, град.	μ <sub>1</sub>	μ <sub>2</sub>	P <sub>1</sub> , т/м	P <sub>2</sub> , т/м
1	0	0	33	0,509	1,7322	0,7696	2,619
4	2,18	1,61	22	0,775		1,1718	2,14
7	4,56	2,56	22	0,775		1,3218	1,62
6	6,93	3,51	7	0,9759		1,4755	1,11
9	9,46	3,84	7	0,9759		1,4755	0,55
3	12	4,16	7	0,9759	0	1,4755	0
11	14,54	3,84	7	0,9759		1,4755	0,28
12	17,07	3,51	7	0,9759		1,4755	0,55
14	19,44	2,56	22	0,775		1,3218	0,81
16	21,82	1,61	22	0,775		1,1718	1,07
2	24	0	33	0,509	0,8661	0,7696	1,309

## 2.2. Статический расчёт

Для зданий со сводчатыми и близкими к ним по очертанию покрытиям снеговая нагрузка (рис. 2) находится согласно [3, прилож. 3]

$$P_1 = \mu_1 PB, P_2 = \mu_2 PB, \mu_1 = \cos(1,8\alpha), \mu_2 = 2,4 \sin(1,4\alpha),$$

где  $\alpha$  — уклон покрытия, град.;

$B$  — шаг ферм,  $B = 6,3$  м.

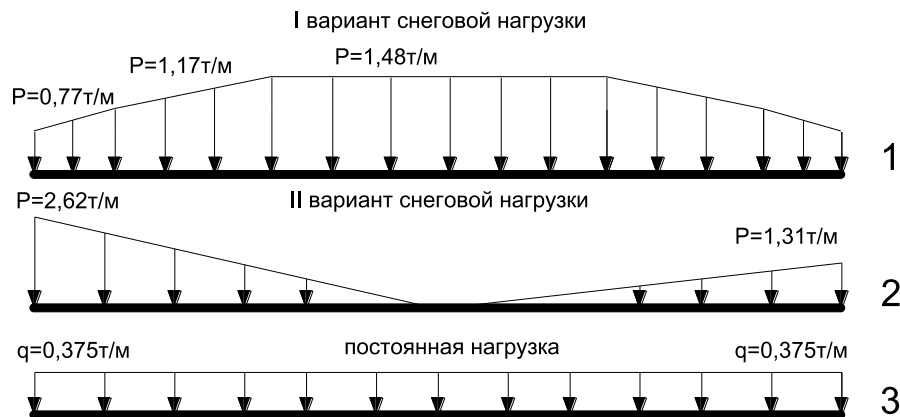


Рис. 2. Нагрузки, действующие на ферму

Постоянная нагрузка на конструкцию покрытия включает в себя нагрузки плит покрытия и кровли, учитывая шаг ферм, что составляет  $P = 0,0596 \cdot 6,3 = 0,375$  т/м. Ветровая нагрузка в расчете не учитывается, т.к. аэродинамический коэффициент  $c < 0$  по [3, прил. 4], т.е. на поверхности фермы наблюдается отрицательное ветровое давление.

Статический расчет выполняем по правилам строительной механики с использованием программных комплексов [8]. Расчетные усилия определяем из двух сочетаний нагрузок: 1+3, 2+3. Для статического расчета учитываем модуль упругости  $E = 10^6$  т/м<sup>2</sup>, коэффициент Пуассона  $\mu = 0,3$ . Предварительно задаемся жесткостью элементов фермы: сечение верхнего пояса  $250 \times 180$  мм, стойки и раскосы  $180 \times 130$  мм, нижний пояс принимаем из двух равнобоких уголков  $63 \times 6$ , расстояние между ними 46 мм. Опираем: в правой опоре — шарнирно-подвижную, в левой — шарнирно-неподвижную.



### 2.3. Проверка принятого сечения

В соответствии с нормами [4, п. 4, 17], проверку сечения верхнего пояса фермы на прочность выполняем по формуле

$$\sigma = \frac{N_{расч}}{F_{расч}} + \frac{M_{расч}}{\xi W_{расч}} \leq R_c,$$

где  $R_c = R m_B m_{\delta} = 18 \cdot 1 \cdot 1 = 18$  МПа ;

$m_B = 1$  — коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции [4, п. 3.2, табл. 5],

$m_{\delta} = 1$  — коэффициент для сжато-изогнутых элементов [4, п. 3.2, табл. 7].

Все расчетные нагрузки, максимальные моменты, продольные и поперечные силы, берем из таблицы усилий [8] в соответствии с сечениями. Для верхнего пояса  $M_{max} = 180\,540$  кгс·см,  $N = 30\,453$  кгс/см<sup>2</sup>.

Принимаем сечение пояса 250×180;  $F_{\delta p} = 450$  см<sup>2</sup>,  $W_{\delta p} = 1975$  см<sup>3</sup>.  
Гибкость в плоскости системы:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l_0 \mu_0}{0,289h} = \frac{256}{0,289 \cdot 25} = 35 \leq 70.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left( \frac{35}{100} \right)^2 = 0,93,$$

где  $a$  — коэффициент для древесины равный 0,8:

Вычисляем прочность поперечного сечения:

$$\sigma = \frac{N}{F_{расч}} + \frac{M}{\xi W_{расч}} = \frac{30453}{450} + \frac{180540}{0,89 \cdot 1875} = 176,3 \leq R_c = 180 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $\xi = 1 - \frac{N}{\varphi R_c F_{\delta p}} = \frac{30453}{0,93 \cdot 180 \cdot 450} = 0,89$ .

Расчёт на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов [4, п. 4.18]:

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{\delta p}} + \left( \frac{M}{\varphi_M \xi R_{u_i} W_{\delta p}} \right)^2 \leq 1,$$

$$\frac{30453}{0,93 \cdot 180 \cdot 450} + \left( \frac{180540}{8 \cdot 0,89 \cdot 180 \cdot 1875} \right)^2 = 0,409 \leq 1,$$

$$\varphi_m = 140 \frac{b^2}{l_0 h} k_\phi = 140 \cdot \frac{18^2}{256 \cdot 25} \cdot 1,13 = 8,$$

где  $k_\phi$  — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке  $l_0$  [4, прил. 4, табл. 2].

## 2.4. Расчёт стоек и раскосов

Сечение стоек и раскосов принимаем одинаковыми (180×130), исходя из условий прочности, устойчивости и предельной гибкости  $\lambda_{\max} = 150$ .

Проверяем на устойчивость сжатые элементы:

$$\frac{N}{\varphi F_{расч}} \leq R_c,$$

где  $R_c = 180$  кгс/см<sup>2</sup> [1, п. 4.2].

Проверяем на прочность растянутые элементы:

$$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_p,$$

где  $R_p = 84$  кгс/см<sup>2</sup> [1, п. 4.1].

Результаты расчётов сводим в таблицу 2.

Таблица 2. Проверка прочности и устойчивости стоек и раскосов

№ элемента	$l_0$ , см	$r$ , см	$F_{расч}$ , см <sup>2</sup>	$\lambda = \frac{l_0}{0,289h}$	$\varphi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2, \lambda \leq 70$ $\varphi = \frac{A}{\lambda^2}, \lambda \geq 70$	$N_{max}$ , кгс	$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_p$	$\frac{N}{\varphi F_{расч}} \leq R_c$
Стойки								
24	256	3,76	234	68,08511	0,629	-5208		35,3838
25	383	3,76	234	101,8617	0,289134	-4897		72,3794
Раскосы								
16	287	3,76	234			6040	25,81	
23	424	3,76	234			5315	22,71	
22	433	3,76	234			3967	16,95	
22	433	3,76	234	115,1596	0,226215	-977		18,4568
18	487	3,76	234			4084	17,45	

## 2.5. Расчёт нижнего пояса фермы

Нижний пояс принимаем из двух равнобоких уголков 63×6, площадью сечения  $F_{расч.} = 2 \cdot 7,28 = 14,56 \text{ см}^2$ .

Нижний пояс фермы проверяем на прочность при максимальном растягивающем усилии  $N_2 = 31521 \text{ кгс}$ :

$$\frac{N}{F_{расч}} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\frac{31527}{14,56} = 2165 \leq 2300 \cdot 0,95 = 2185 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $\gamma_c$  — коэффициент условий работы [5, п. 5.1].

## 2.6. Конструирование и расчет узлов фермы

### 2.6.1. Расчёт узла верхнего пояса

Основным элементом узла (рис. 3) является металлический вкладыш, составленный из двух плит и трёх расположенных между ними рёбер. В центре вкладыша через рёбра пропущен болт, к которому крепятся стальные планки раскосов. Плиты вкладыша воспринимают равномерно распределённое давление от брусьев верхнего пояса, которое определяем по максимальному усилию  $N_7 = 35091 \text{ кгс}$ .

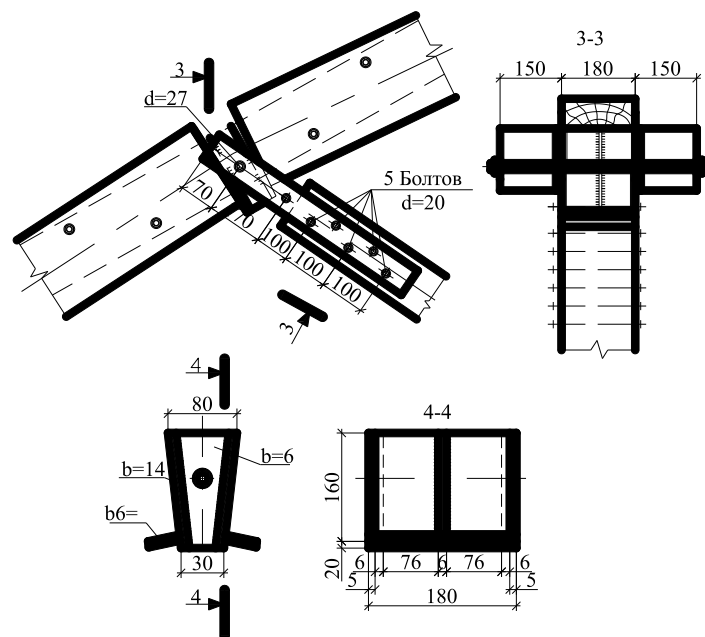


Рис. 3. Узел верхнего пояса

Равномерно распределённое давление от брусьев верхнего пояса:

$$q = \frac{N}{18(25-6)} = \frac{35091}{18 \cdot 19} = 103 \text{ кгс/см}^2.$$

Для расчёта плиты выделим полосу шириной 1 см и рассматриваем её как двухпролётную балку, опорами которой являются рёбра. Над средней опорой допускаем образование шарнира пластичности, в котором изгибающий момент равен

$$M_r = R \frac{\delta_{nl}^2}{4} = 2300 \cdot \frac{1,4^2}{4} = 1127 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $R = 230 \text{ Мпа}$  [5, прил. 1, таб. 51].

Наибольший момент в пролёте  $M_1$  действует на расстоянии  $x$  от крайней опоры:

$$x = \frac{l_{nl}}{2} - \frac{M_r}{l_{nl} q} = \frac{8,7}{2} - \frac{1127}{8,7 \cdot 103} = 3,1 \text{ см.}$$

$$M_1 = \frac{l_{nl} q}{2} x - \frac{q x^2}{2} - \frac{M_r}{l_{nl}} x = \frac{103 \cdot 8,7}{2} \cdot 3,1 - \frac{103 \cdot 3,1^2}{2} - \frac{1127}{8,7} \cdot 3,1 = 479,5 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Здесь  $l_{nl}$  — пролёт плиты:

$$l_{nl} = \frac{18 - 0,6}{2} = 8,7 \text{ см.}$$

Толщина плиты принята  $\delta = 14 \text{ мм}$ , рёбер  $\delta_p = 6 \text{ мм}$ :

$$W_1 = \frac{1,4^2}{6} = 0,32 \text{ см}^3.$$

Напряжения изгиба в плите:

$$\frac{M_1}{W_1} = \frac{479,5}{0,32} = 1499 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2.$$

Ширину рёбер понизу назначаем  $b_n = 30 \text{ мм}$ , тогда ширина их поверху:

$$b_g = b_n + 2h \sin \alpha = 30 + 2 \cdot 190 \cdot 0,127 = 80 \text{ мм.}$$

Для фиксации положения брусьев пояса при сборке по бокам вкладыша привариваем упоры из стальных полос толщиной 6 мм.

Расчёт центрального болта производим для узла 4, где действует наибольшее усилие в раскосе  $N = 6040 \text{ кгс}$ . Проверяем прочность болта и стенок вкладыша на изгиб, срез и смятие.

Изгибающий момент получим, полагая, что усилие раскоса действует с плечом  $e = 1,2$  см относительно ребра вкладыша:

$$M = 0,5 N e = 0,5 \cdot 6040 \cdot 1,2 = 3624 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Приравнивая этот момент несущей способности болта по изгибу, получим

$$M = R W = 2300 \cdot 0,1 d_{\sigma}^3 = 3624 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

откуда

$$d_{\sigma} = \sqrt[3]{\frac{M}{R_y W}} = \sqrt[3]{\frac{3624}{2300 \cdot 0,1}} = 2,5 \approx 2,7 \text{ см},$$

$$F_{\sigma p} = 5,72 \text{ см}^2.$$

Расчётное сопротивление срезу болтов  $R_{bs} = 1500 \text{ кгс/см}^2$ , класс болтов 4.6 [3, прил. 1, табл. 58].

Несущая способность такого болта на срез по площади сечения брутто

$$T_{cp} = R_{bs} F_{\sigma p} = 5,72 \cdot 1500 = 8580 \text{ кгс}.$$

Напряжение смятия в ребре толщиной  $t = 0,6$  см:

$$\sigma = \frac{N}{2 t d_{\sigma}} = \frac{6040}{0,6 \cdot 2,7 \cdot 2} = 1864 \leq R_p = 3200 \text{ кгс}.$$

Элементы решётки крепим в узлах 3, 4, 5, 6, 8 (см. рис. 1) при помощи стальных планок сечением  $80 \times 6$  мм. Планки присоединяем к раскосам и стойкам болтами  $d = 20$  мм. Определяем несущую способность двухсрезного болта [4, табл. 17]:

– по изгибу болта

$$T_u = (180d^2 + 2a^2) = (180 \cdot 2^2 + 2 \cdot 0,6^2) = 720,7 \text{ кгс} \leq 250d^2 =$$

$$= 250 \cdot 2^2 = 1000 \text{ кгс}.$$

– по смятию среднего элемента

$$T_{cm} = 50cd = 50 \cdot 18 \cdot 2 = 1800 \text{ кгс}.$$

Необходимое число болтов для крепления раскоса [4, табл. 17, прим. 7]:

$$T_{расч} = T_{min} = 720,7 \text{ кгс},$$

$$n = \frac{N}{T_{расч} n_{сеч}} = \frac{6006}{2 \cdot 720,7} = 4,2 \approx 5 \text{ шт.}$$

### 2.6.2. Расчёт верхнего узла стойки

Расчёт производим для узла 7 (рис. 4), где усилие в стойке максимальное  $N_{24} = 5208$  кгс.

Проверяем планки на устойчивость при сжатии, площадь сечения планки  $F_{бр} = 7,28 \text{ см}^2$ .

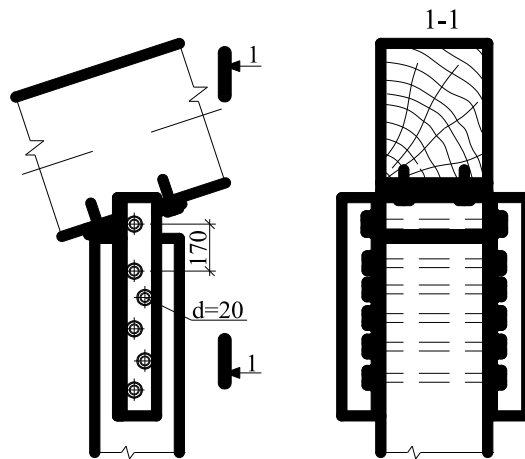


Рис. 4. Узел верхнего узла стойки

При расчётной длине  $l = 140$  мм

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l\mu}{r} = \frac{14}{2,3} = 6,1,$$

$$\varphi = 1 - \alpha \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{6,1}{100} \right)^2 = 0,997,$$

при  $\lambda \leq 70$

$$\frac{N}{\varphi F_{бр}^2} \leq R_y$$

$$\frac{5208}{0,997 \cdot 7,28 \cdot 2} = 359 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2$  [5, п. 4.2].

Проверяем соединение на гвоздях с диаметром  $d = 6$  мм и толщиной крайнего элемента 19 мм.

Несущая способность гвоздевого соединения:

$$T_c = 570 \text{ кгс}, \quad T_a = 910 \text{ кгс}, \quad T_u = 940 \text{ кгс.}$$

Усилие, действующее на соединение:

$$N_{расч} = N_{24} \cdot \sin 22^\circ = 5208 \cdot 0,374 = 1950 \text{ кгс.}$$

Необходимое число гвоздей для крепления [4, табл. 17, прим. 7]:

$$T_{расч} = T_{min} = 570 \text{ кгс.}$$

$$n = \frac{N_{расч}}{T_{расч} \cdot n_{сеч}} = \frac{1950}{1 \cdot 570} = 3,42 \approx 4 \text{ шт.}$$

### 2.6.3. Расчёт опорного узла

В опорном узле (рис. 5) соблюдаем центровку примыкающих к нему элементов. Конструктивной основой узла служит стальной сварной башмак, состоящий в основном из двух фасонок и двух плит. В верхнюю плиту упирается верхний пояс фермы, а нижняя плита служит для опирания фермы на опору.

Размеры нижней плиты находим из условия передачи её опорной реакции фермы на деревянный брус прочностью  $R_{см90}$ .

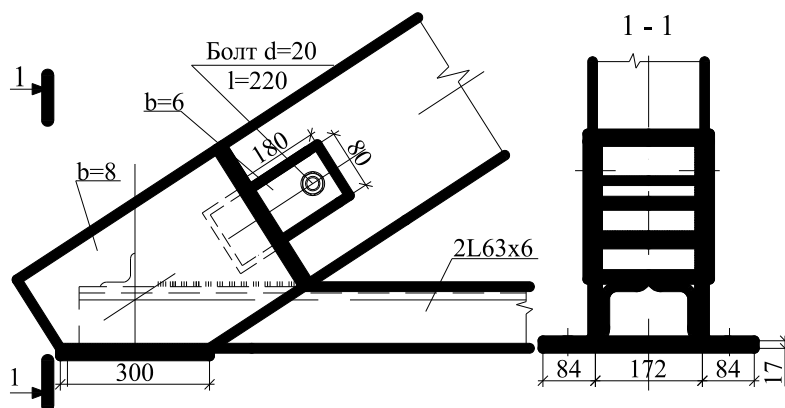


Рис. 5. Опорный узел фермы

Требуемая площадь плиты:

$$F_{тр} = \frac{A}{R_{см90}} = \frac{28783}{28,5} = 1010 \text{ см}^2,$$

где  $A$  — опорная реакция:

$$A = N_6 \cos \alpha = 34348 \cdot 0,838 = 28783 \text{ кгс;}$$

Согласно [4, п. 3.1]

$$R_{см90} = R_{с90} \left( 1 + \frac{8}{l_{см} + 1,2} \right) = 21,6 \left( 1 + \frac{8}{24 + 1,2} \right) = 28,5.$$



Конструктивно принимаем площадь плиты как

$$F = 30 \cdot 34 = 1020 \text{ см}^2.$$

Толщину плиты определим из расчёта её как двухконсольной балки, нагруженной равномерно распределённой нагрузкой:

$$q = \frac{A}{b_{пл}} = \frac{28783}{34} = 846 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Фасонки башмака располагаем заподлицо с боковыми гранями верхнего пояса. При толщине фасонки  $\delta_{сп} = 8 \text{ мм}$  пролёт плиты  $l_{пл} = 18 - 0,8 = 17,2 \text{ см}$ , а вылет консолей  $c = (34 - 17,2) \cdot 0,5 = 8,4 \text{ см}$ .

Наибольший момент получим над опорой:

$$M_{он} = \frac{q c^2}{2} = \frac{846 \cdot 8,4^2}{2} = 29846 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Требуемая толщина плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{он}}{bR}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 29846}{30 \cdot 2300}} = 1,61 \text{ см}.$$

Принимаем  $\delta_{пл} = 17 \text{ мм}$  (рис. 6).

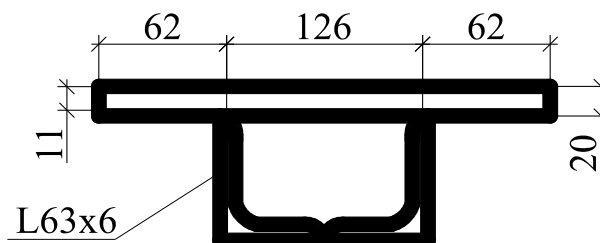


Рис. 6. Сечение верхней опоры плиты

Толщину верхней плиты назначаем  $\delta_{пл} = 20 \text{ мм}$ . Для увеличения её прочности на изгиб привариваем к ней снизу два уголка  $63 \times 6 \text{ мм}$ , которыми плита разделяется на три участка: один средний и два консольных. Наибольший момент действует над опорами плиты. Принимаем размеры плиты соответственно сечению верхнего пояса ( $250 \times 180 \text{ мм}$ ). Тогда равномерно распределённая нагрузка на плиту

$$q = \frac{N}{F_{пл}} = \frac{34348}{450} = 76 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $F_{пл} = bh = 25 \cdot 18 = 450 \text{ см}^2$ .

Изгибающий момент в плите на 1 см ширины:

$$M = \frac{qc^2}{2} = \frac{76 \cdot 6,2^2}{2} = 1461 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

где  $c = (250 - 2 \cdot 63) / 2 = 62 \text{ мм}$ .

Напряжение изгиба:

$$\frac{M}{W} = \frac{1461}{0,66} = 2213 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $W = \frac{\delta_{nl}^2}{6} = \frac{2^2}{6} = 0,66 \text{ см}^3$ .

Проверяем прочность плиты, усиленной рёбрами, в плоскости, перпендикулярной к плоскости фермы и проходящей через ось бруса.

Площадь сечения двух уголков  $F_{yz} = 14,56 \text{ см}^2$ , плиты  $F_{nl} = 2 \cdot 25 = 50 \text{ см}^2$ ; собственный момент инерции двух уголков  $I_{yz} = 2 \cdot 27,1 = 54,2 \text{ см}^4$ ,  $z_0 = 1,78 \text{ см}$ ,  $b - z_0 = 6,3 - 1,78 = 4,52 \text{ см}$ .

Расстояние от центра тяжести составного сечения до центра тяжести плиты:

$$c = \frac{F_{yz} \left( \frac{\delta_{nl}}{2} + b - z_0 \right)}{F_{yz} + F_{nl}} = \frac{14,56 \cdot (1 + 4,52)}{14,56 + 50} = 1,2 \text{ см}.$$

Момент инерции составного сечения:

$$I = 54,2 + 14,56(4,52 + 1 - 1,2)^2 + 50 \cdot 1,2^2 = 397,9 \text{ см}^4.$$

Наименьший момент сопротивления:

$$W = \frac{397,9}{6,3 + 1 - 1,2} = 65,2 \text{ см}^3.$$

Изгибающий момент:

$$M = \frac{hql_{nl}^2}{8} = \frac{25 \cdot 76 \cdot 17,2^2}{8} = 70262 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Напряжение изгиба:

$$\frac{M}{W} = \frac{70262}{65,2} = 1078 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2.$$

Уголки нижнего пояса привариваются к фасонкам узла швами высотой  $h_{шв} = 7$  мм.

Необходимая общая длина сварных швов на один уголок, рассчитываемая по усилию в элементе 1 в нижнем поясе и при сварке электродами Э-42 и Э42А [5, п. 11.1]:

$$l_{шв}^{mp} = \frac{N}{2 \cdot 0,7 h_{шв} R_{св}^y} = \frac{26879}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1500} = 18,3 \text{ см.}$$

Принимаем  $l_{шв}^{mp} = 20$  см.

Принимаем болт диаметром  $d_{б} = 2$  см,  $F_{бp} = 3,14 \text{ см}^2$  и расчётным сопротивлением на срез  $R_{bs} = 1500 \text{ кгс/см}^2$  [2, прил. 2, табл. 58].

Несущая способность такого болта на срез по площади сечения брутто:

$$T_{cp} = R_{bs} F_{бp} = 1500 \cdot 3,14 = 4710 \geq Q_6 = 3131 \text{ кгс.}$$

Напряжение смятия в ребре толщиной  $t = 0,6$  см:

$$\frac{Q}{2t d_{б}} = \frac{3131}{2 \cdot 0,6 \cdot 2} = 1305 \leq R_p = 3200 \text{ кгс.}$$

#### 2.6.4. Расчёт узла нижнего пояса

Расчёт производим для узла 5 (рис. 7), где усилия в раскосах  $D_{16} = 6040$  кгс и  $D_{23} = 5314$  кгс.

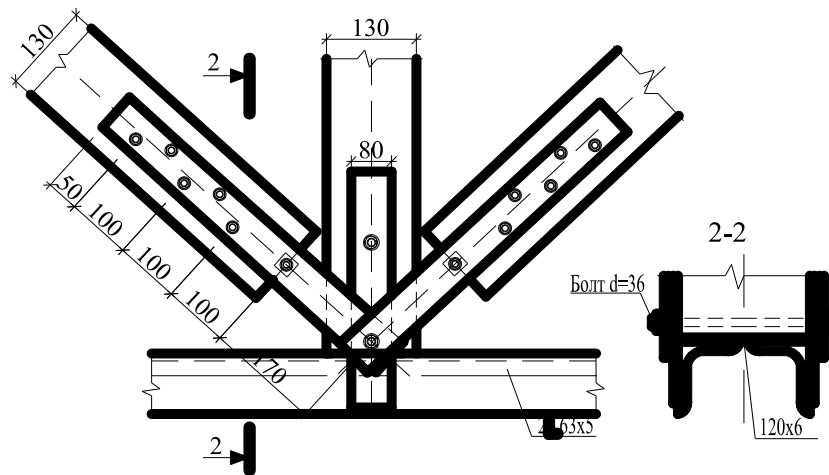


Рис. 7. Узел нижнего пояса

Составляющие усилий в раскосах вдоль пояса:

$$H_1 = D_{16} \cos 34^\circ 10' = 6040 \cdot 0,827 = 4995 \text{ кгс};$$

$$H_2 = D_{23} \cos 56^\circ = 5314 \cdot 0,559 = 2970 \text{ кгс};$$

$$V_1 = D_{16} \sin 34^\circ 10' = 6040 \cdot 0,562 = 3394 \text{ кгс};$$

$$V_2 = D_{23} \sin 56^\circ = 5314 \cdot 0,829 = 4405 \text{ кгс};$$

$$H = H_1 - H_2 = 4995 - 2970 = 2025 \text{ кгс};$$

$$V = V_1 + V_2 = 3394 + 4405 = 7799 \text{ кгс}.$$

Уголки пояса соединены в узле планкой 120×6 мм по горизонтальным полкам. К вертикальным полкам в центре узла приварены отрезки планок 80×6 мм, через отверстия которых пропущен узловой болт. Этот болт служит для присоединения планок элементов решётки. Нижний конец стойки упирается торцом в горизонтальную планку. В торце стойки сделан вырез для пропуска болта.

Расчёт узлового болта производим на суммарное действие усилий  $D_{16}$  и  $D_{23}$ .

$$\text{Равнодействующая: } R = \sqrt{6040^2 + 5314^2} = 8044 \text{ кгс}.$$

Плечо равнодействующей относительно отверстия в вертикальной планке принимаем равным  $e = 1$  см.

$$\text{Тогда } M = 8044 \cdot 1 = 8044 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Требуемый диаметр болта по изгибу:

$$d_{\sigma} = \sqrt[3]{\frac{M}{R_y W}} = \sqrt[3]{\frac{8044}{2300 \cdot 0,1}} = 3,27 \approx 3,6 \text{ см.}$$

Примем болт  $d_{\sigma} = 3,6$  мм площадью  $F_{\sigma p} = 10,17 \text{ см}^2$ .  
Несущая способность болта на срез:

$$T_{cp} = R_{bs} F_{\sigma p} = 10,17 \cdot 1500 = 15255 \geq R = 8044 \text{ кгс.}$$

Напряжение смятия в вертикальной планке:

$$\frac{R}{2t d_{\sigma}} = \frac{8044}{2 \cdot 0,6 \cdot 3,6} = 1862 \leq R_p = 3200 \text{ кг/см}^2,$$

где 2 — количество планок;  
0,6 — толщина планки.

Проверяем планки на растяжение усилием  $D_{16} = 6040$  кгс

$$\sigma = \frac{N}{2F_{нт}} = \frac{6040}{2 \cdot 3,12} = 968 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2,$$

где  $F_{нт} = 0,6(8 - 2,8) = 3,12 \text{ см}^2$ .

Проверка планки размером  $6 \times 80 \times 140$  мм на центральное сжатие производится на усилии  $D_{22} = 977$  кгс.

Площадь сечения планки  $F_{\sigma p} = 0,6 \cdot 8 = 4,8 \text{ см}^2$ .

При толщине  $\delta = 6$  мм и расчётной длине  $l = 140$  мм:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l \mu}{0,239h} = \frac{14}{0,289 \cdot 0,6} = 81;$$

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{81^2} = 0,457, \text{ при } \lambda \geq 70;$$

$$\frac{N}{\varphi F_{\sigma p}} = \frac{977}{0,457 \cdot 4,8} = 445 \leq R_y = 2300 \text{ кгс/см}^2.$$

### 3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ СЕГМЕНТНОЙ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННОЙ ФЕРМЫ

Верхний пояс клееных сегментных ферм очерчен по дуге и разбит на панели крупных размеров. В современном строительстве применяют металлодеревянные сегментные фермы с клееным верхним поясом и с прямолинейным нижним поясом из профильной или круглой стали. Пролёты сегментных ферм рекомендуется принимать до 36 метров, отношение высоты ферм к пролёту — не менее 1/6 в случае прямолинейного клееного и не менее 1/7 в случае металлического нижнего пояса. Верхний пояс сегментных ферм следует изготавливать неразрезным на весь пролёт. Если по условиям транспортирования или заводской технологии осуществить это невозможно, то тогда верхний пояс может быть изготовлен на половину фермы или может состоять из отдельных блоков, соединяемых в узлах. Стыки гнутоклееных блоков выполняют непосредственным упором торцов или через сварные вкладыши в узлах, закреплённых от выхода из плоскости фермы. Элементы решётки сегментных ферм изготавливают из брусьев или клеёной древесины.

#### 3.1. Конструктивная схема фермы

Требуется запроектировать утепленное покрытие пролетом 24 м, длиной 64 м, снеговой район строительства — VI. Изготовление конструкций заводское, сборка на стройплощадке. Деревянные конструкции группы А1. Принимаем в качестве несущих конструкций покрытия сегментные фермы, с верхним поясом из клеёных блоков, шаг ферм 6 м, для обеспечения пространственной жесткости конструкции принимаем первый и последний шаг ферм 5 м. Геометрическая схема фермы указана на рисунке 8.

Расчётный пролёт фермы  $l = 24$  м.

Расчётная высота фермы  $h = \frac{l}{6} = \frac{24}{6} = 4$  м.

Решётка фермы треугольная.

Радиус оси верхнего пояса

$$R = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2} = \frac{24^2}{8 \cdot 4} + \frac{4}{2} = 20 \text{ м.}$$

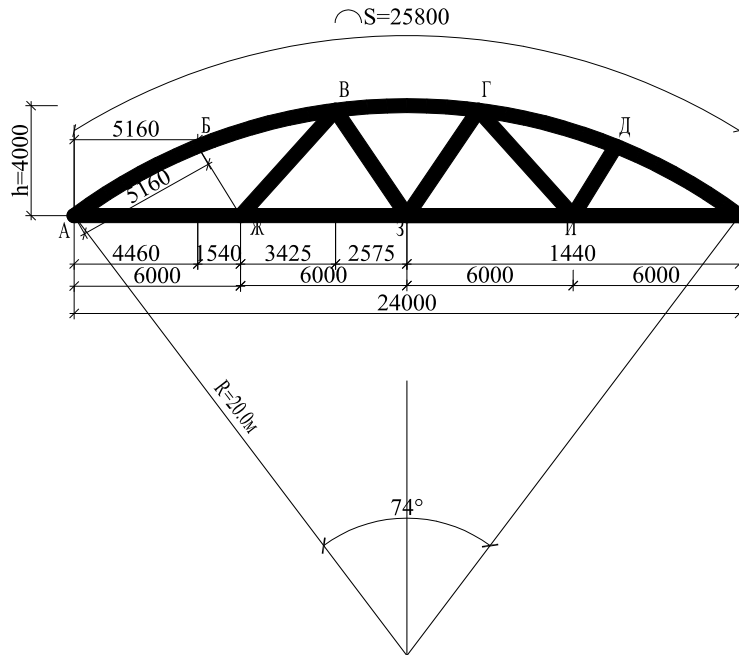


Рис. 8. Геометрические размеры фермы

Длина дуги верхнего пояса:

$$s = \pi R \frac{\alpha}{180} = \frac{3,14 \cdot 20 \cdot 74^\circ}{180} = 25,8 \text{ м,}$$

где  $\alpha$  — центральный угол;

$$\sin \frac{\alpha}{2} = \frac{l}{2R} = \frac{24}{2 \cdot 20} = 0,6; \quad \alpha = 74^\circ.$$

Принимаем верхний пояс, состоящим из  $n_B = 5$  равных панелей.

Длина панели:

$$s_n = \frac{s}{5} = \frac{25,8}{5} = 5,16 \text{ м.}$$

Длина хорды вычисляется по формуле

$$d_g = 2R \sin \frac{\alpha}{2} = 2 \cdot 20 \cdot 0,1288 = 5,15 \text{ м,}$$

где  $\sin \frac{\alpha}{2} = 0,1288$ .

Принимаем нижний пояс состоящим из  $n_n = 4$  равных панелей.

Длина панели нижнего пояса:  $d_n = \frac{l}{n_n} = \frac{24}{4} = 6,0 \text{ м.}$

Стрела выгиба панели верхнего пояса:

$$f = \frac{d_g^2}{8h} = \frac{5,15^2}{8 \cdot 20} = 0,165 \text{ м.}$$

Размеры раскосов:

$$BЗ = ГЗ = \sqrt{\frac{5,15^2}{2} + (4 - 0,165)^2} = 4,62 \text{ м};$$

$$ЖВ = ГИ = \sqrt{(4 - 0,165)^2 + (6 - \frac{5,15}{2})^2} = 5,14 \text{ м}.$$

Горизонтальные проекции панелей верхнего пояса составляют:

$$\alpha_1 = 4,46 \text{ м}, \quad \alpha_2 = 4,965 \text{ м}, \quad \alpha_3 = 2,575 \text{ м}.$$

Строительный подъём фермы:  $f_{стр} = \frac{l}{200} = \frac{24}{200} = 0,12 \text{ м}.$

### 3.2. Сбор нагрузок

Собственная масса фермы определяется по формуле

$$g_{с.м}^н = \frac{p^н + g^н}{\frac{1000}{k_{с.м}} - 1} = \frac{3,9 + 1,16 + 0,76 + 0,58}{\frac{1000}{3 \cdot 24} - 1} = 0,50 \text{ кН/м},$$

где  $k_{с.м} = 3$  для сегментной фермы пролётом  $l = 24 \text{ м}.$

Сводим в таблицу 3.

Таблица 3. Нормативная и расчётная нагрузки на ферму

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Коэффициент надёжности по нагрузке	Расчётная нагрузка, кН/м
Постоянные			
Собственная масса панели без утеплителя и кровли	1,16	1,1	1,28
Утеплитель (минераловатные плиты)	0,76	1,2	0,91
Рубероидная кровля (трёхслойная)	0,58	1,2	0,7
Собственная масса фермы	0,50	1,1	0,55
Итого	3,00		3,44
Временные			
Снеговая нагрузка $P$	4,00	1/0,7	5,71

### 3.3. Статический расчёт



Разбиваем ферму на 20 участков, путем деления угла  $\alpha$  на 20 частей (рис. 9). Для каждого из узлов участка необходимо найти угол касания к окружности, координаты относительно центра окружности, коэффициенты  $\mu_1, \mu_2$ , соответствующие расчётные снеговые нагрузки  $P_1, P_2$  по двум вариантам загрузки.

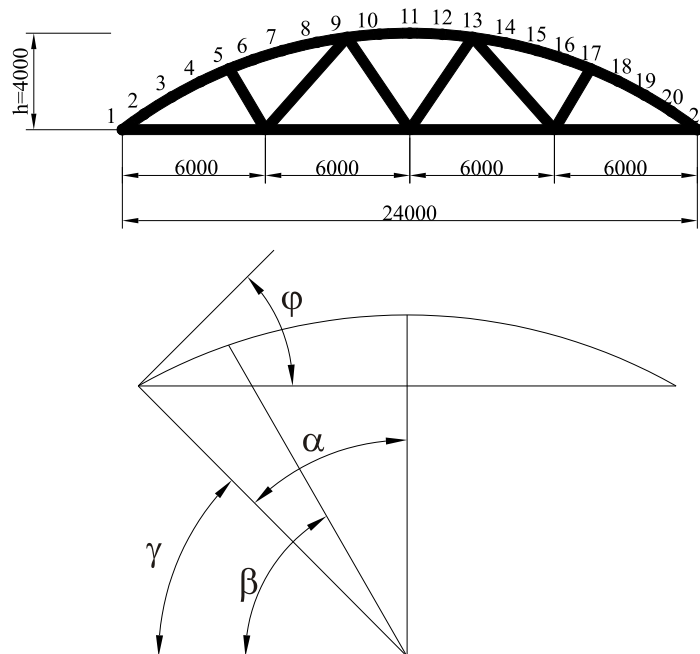


Рис. 9. К расчету углов

Находим горизонтальный угол:

$$\gamma = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 37 = 53^\circ.$$

Угол касания к окружности определим по формуле

$$\varphi_i = 90^\circ - \gamma - \frac{\alpha(i-1)}{10},$$

где  $i$  — номер узла.

Координаты каждого узла элемента арки находим по формуле:

$$X_i = R \cos \beta_i;$$

$$Y_i = R \sin \beta_i;$$

где  $\beta_i$  — полярный угол:

$$\beta_i = \gamma + \frac{\alpha}{10}(i-1);$$

$R$  — радиус-вектор узла элемента.

По снеговому району (VI) принимаем схему загрузки [3, прил. 3] по двум вариантам. Снеговые нагрузки по двум вариантам (рис. 10).

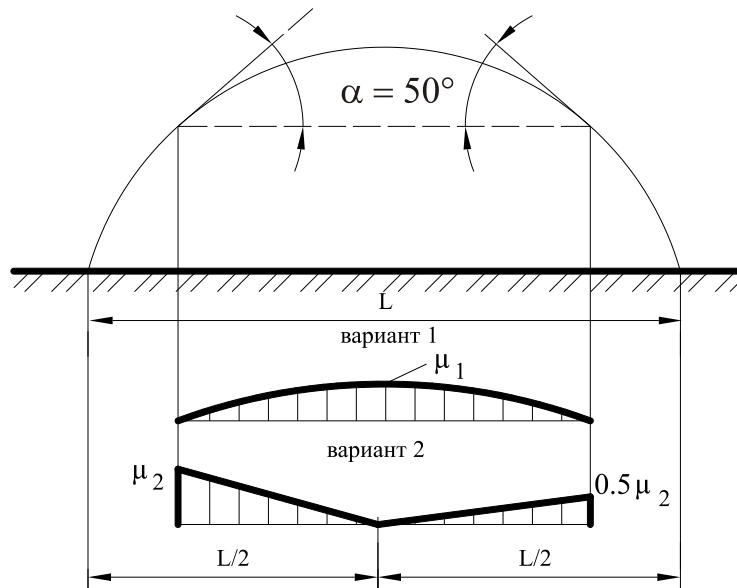


Рис. 10. Схема загрузки фермы по двум вариантам

Расчет снеговой нагрузки производим по формулам:

$$P_1 = \mu_1 P, \quad P_2 = \mu_2 P,$$

$$\mu_1 = \cos 1,8\varphi_i; \quad \mu_2 = 2,4 \sin 1,4\varphi_i.$$

Результаты определения геометрических параметров сводим в таблице 4.

Таблица 4. Геометрические характеристики узлов элементов фермы

№ узла	X, м	Y, м	φ, град	μ <sub>1</sub>	μ <sub>2</sub>	P <sub>1</sub> , кН/м	P <sub>2</sub> , кН/м
1	2	3	4	5	6	7	8
1	-12,00	15,97	37,0	0,40	1,890	2,29	10,8
2	-10,98	16,72	33,3	0,50	1,710	2,86	9,76
3	-9,88	17,39	29,6	0,60	1,540	3,43	8,79
4	-8,74	17,99	25,9	0,69	1,360	3,94	7,77
5	-7,56	18,52	22,2	0,77	1,190	4,39	6,80
6	-6,35	18,97	18,5	0,84	0,990	4,80	5,65
7	-5,11	19,34	14,8	0,89	0,800	5,10	4,57
8	-3,85	19,63	11,1	0,94	0,600	5,37	3,43
9	-2,58	19,83	7,4	0,97	0,400	5,53	2,28
10	-1,29	19,96	3,7	0,99	0,200	5,65	1,14
11	0,00	20,00	0,0	1,00	0,000	5,71	0,00

Продолжение таблицы 4

1	2	3	4	5	6	7	8
12	1,29	19,96	3,7	0,99	0,100	5,65	1,14
13	2,58	19,83	7,4	0,97	0,200	5,53	2,28
14	3,85	19,63	11,1	0,94	0,300	5,37	3,43

15	5,11	19,34	14,8	0,89	0,400	5,10	4,57
16	6,35	18,97	18,5	0,84	0,495	4,80	5,65
17	7,56	18,52	22,2	0,77	0,595	4,39	6,80
18	8,74	17,99	25,9	0,69	0,680	3,94	7,77
19	9,88	17,39	29,6	0,60	0,770	3,43	8,79
20	10,98	16,72	33,3	0,50	0,855	2,86	9,76
21	12,00	15,97	37,0	0,40	0,945	2,29	10,8

Ветровую нагрузку не учитываем, т.к. по [3, прил. 4] на поверхности данной фермы наблюдается отрицательное ветровое давление, которое больше, чем ветровое давление положительное.

Для статического расчета учитываем также модуль упругости  $E = 1 \cdot 10^6$  т/м<sup>2</sup>, коэффициент Пуассона  $\nu = 0,3$ . Предварительно задаемся размерами сечения поясов и раскосов фермы. Опирание принимаем: в правой опоре — шарнирно-подвижную, в левой — шарнирно-неподвижную. Расчетное усилие определяем из сочетаний постоянной и снеговых нагрузок по двум вариантам. Статический расчёт производим по правилам строительной механики с помощью программного комплекса [8].

### 3.4. Конструктивный расчёт

#### 3.4.1. Подбор сечения панелей верхнего пояса

Согласно [4, п. 4.17] расчет на прочность сжато-изгибаемых элементов производим по формуле

$$\frac{N}{F_{рас}} + \frac{M_D}{W_{рас}} \leq R_c,$$

где  $M_D$  — изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме.

Согласно примечанию 1 [4, пункта 4.17] для шарнирно-опертых элементов при симметричных эпюрах изгибающих моментов параболического очертания  $M_D$  определяем по формуле

$$M_D = \frac{M}{\xi},$$

где  $M$  — изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

$\xi$  — коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi R_c F_{бр}},$$

$\varphi$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый по источнику [4, формула (7) или (8)]:

- если  $\lambda \geq 70$ , то  $\varphi = A / \lambda^2$ , где для древесины коэффициент  $A = 3000$ ; для фанеры  $A = 2500$ ;
- если  $\lambda < 70$ , то

$$\varphi = 1 - \alpha \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2,$$

где для древесины  $\alpha = 0,8$ ; для фанеры  $\alpha = 1$ .

В качестве расчётной рассматриваем панель АБ при сочетании двух нагрузок: постоянной равномерно распределённой по всему пролёту и временной снеговой (вариант 1):

Расчётные усилия [8]:

$$N_c = 175,1 \text{ кН};$$

$$M = 10,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем клееные блоки верхнего пояса из 10 слоёв фрезерованных с четырёх сторон досок. Сечение досок до фрезерования  $4 \times 12,5$  см, а после фрезерования —  $3,3 \times 12$  см.

Расчётное сопротивление древесины:

$$R_c = R_u = 14 \text{ МПа} = 140 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \quad [1, \text{табл. 3}];$$

$$\frac{r_k}{\alpha} = \frac{2000}{3,3} = 606 > 250, m_{сн} = 1 \quad [1, \text{табл. 9}],$$

где  $r_k$  — радиус кривизны гнутой доски;

$\alpha$  — толщина гнутой доски в радиальном направлении  
 $h < 50$  см,  $m_{\sigma} = 1$  [1, табл. 8].

Принимаем поперечное сечение верхнего пояса со следующими геометрическими характеристиками:

$$b = 12 \text{ см}; \quad h = 3,3 \cdot 10 = 33 \text{ см}; \quad F = 12 \cdot 33 = 396 \text{ см}^2;$$

$$W_x = \frac{12 \cdot 33^2}{6} = 2178 \text{ см}^3; \quad I_x = \frac{12 \cdot 33^3}{12} = 35937 \text{ см}^4;$$

$$r_x = \sqrt{\frac{35937}{396}} = 9,53 \text{ см}; \quad I_y = \frac{33 \cdot 12^3}{12} = 4752 \text{ см}^4.$$

Расчётная длина одного сегмента  $l_0 = 5,15$  м

$$\lambda_x = \frac{l_0}{r_x} = \frac{515}{9,53} = 54; \quad \phi = 1 - a \left( \frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left( \frac{54}{100} \right)^2 = 0,76;$$

$$\xi = 1 - \frac{175,1}{0,76 \cdot 1,4 \cdot 396} = 0,693; \quad M_D = \frac{10,4}{0,693} = 15,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_c = \frac{175,1 \cdot 10}{396} + \frac{15 \cdot 1000}{2178} = 9,19 \leq R_c = 14 \text{ МПа}.$$

Прочность панели верхнего пояса обеспечена.

Расчёт на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изогнутых панелей верхнего пояса фермы производим, исходя из предположения о том, что связи будут раскреплять их по концам и в средней части. Расчёт ведём по источнику [4, пункт 4.18]:

$$\frac{N}{\phi R_c F_{\sigma p}} + \left( \frac{M_D}{\phi_m R_u W_{\sigma p}} \right)^n \leq 1;$$

$$\lambda_y = \frac{0,5 S_n}{r_y} = \frac{0,5 \cdot 516}{3,46} = 74,6; \quad \phi = \frac{3000}{74,6^2} = 0,539;$$

$$\phi_m = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi = 140 \frac{12^2}{0,5 \cdot 516 \cdot 33} 1,13 = 2,68;$$

$$k_\phi = 1,13 \text{ [1, прил. 4, табл. 2]}; \quad n = 2 \text{ [1, п. 4.18]};$$

$$F = F_{\sigma p} = 396 \text{ см}^2;$$

$$\frac{175,1 \cdot 10}{0,539 \cdot 14 \cdot 396} + \left( \frac{10,4 \cdot 1000}{2,68 \cdot 14 \cdot 2178} \right)^2 = 0,585 + 0,016 = 0,601 \leq 1.$$

Устойчивость плоской формы деформирования панелей верхнего пояса фермы обеспечена.

### 3.4.2. Подбор сечения элементов нижнего пояса

Расчётная длина  $l_0 = 6,0$  м.

Принимаем нижние пояса из двух швеллеров № 10.

Геометрические характеристики:

$$F = 2 \cdot 10,9 = 21,8 \text{ см}^2; \quad W_x = 2 \cdot 34,8 = 69,6 \text{ см}^3;$$

$$r_x = 6,99 \text{ см}; \quad r_y = 1,37 \text{ см}.$$

Собственная масса одного погонного метра двух швеллеров

$$g = 2 \cdot 0,0859 = 0,1718 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Расчётные усилия:

$$N_p = 152,4 \text{ кН};$$

$$M_{\max} = \frac{g l_0^2}{8} = \frac{0,1718 \cdot 6^2}{8} = 0,77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_c = \frac{152,4 \cdot 10}{21,8} + \frac{0,77 \cdot 1000}{69,6} = 80,97 < R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{0,95}{1} = 232 \text{ МПа};$$

$$\lambda = \frac{600}{6,99} = 85,8 < [\lambda_{np}] = 400.$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности.

### 3.4.3. Расчёт раскосов

Принимаем раскосы изготовленными из клеёной древесины и состоящими из 4-х досок сечением 3,3×12 см после фрезерования. Размеры сечения раскосов принимаем

$$b = 12 \text{ см}; h = 3,3 \cdot 4; F = 12 \cdot 13,2 = 158,4 \text{ см}^2.$$

Раскосы *ВЖ* и *ГИ* рассчитываем на сжатие:

$$l_0 = 514 \text{ см}; N_c = 11,3 \text{ кН};$$

$$\lambda = \frac{514}{0,289 \cdot 12} = 148,2 < [150];$$

$$\varphi = \frac{3000}{148,2^2} = 0,137;$$

$$\sigma_c = \frac{11,3 \cdot 10}{158,4 \cdot 0,137} = 5,2 < R_c = 14 \text{ МПа}.$$

Раскосы *БЖ* и *ДИ* рассчитываем на растяжение:

$$N_p = 9,9 \text{ кН}; d_{\sigma} = 1,6 \text{ см}.$$

Так как расстояние между ослаблениями меньше 20 см [4, п. 4.1], то ослабления двумя болтами совмещаем в одном сечении:

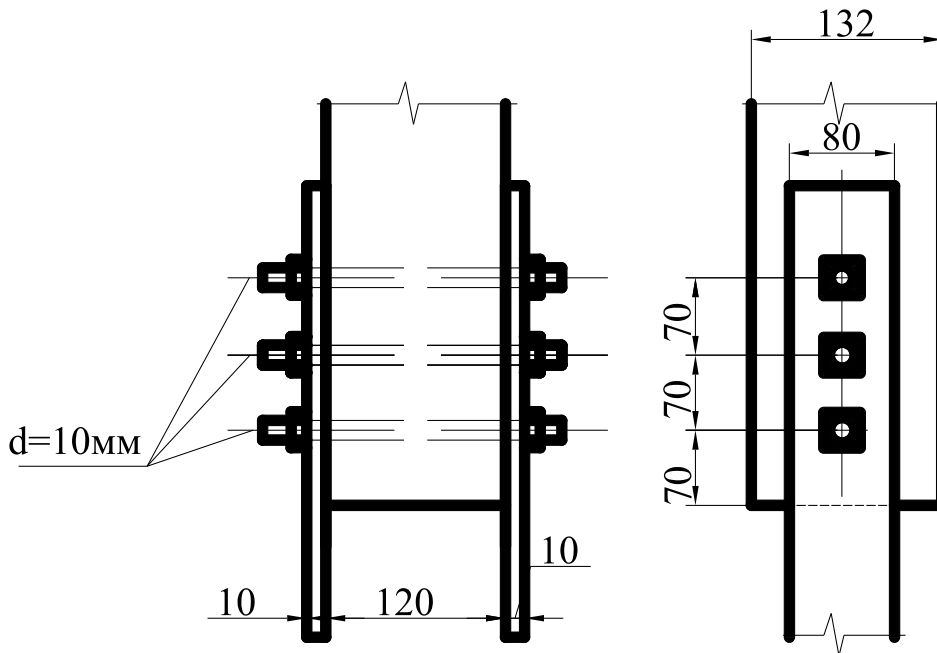
$$F_{нт} = F - 2(d_{\sigma} + 0,1)b = 158,4 - 2 \cdot 1,7 \cdot 12 = 117,6 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_p = \frac{9,9 \cdot 10}{117,6} = 0,84 < R_p = 9 \text{ МПа}.$$

Принятое сечение раскосов удовлетворяет условиям прочности.

*3.4.4. Расчёт крепления  
стальных пластинок-наконечников к раскосам*

Принимаем пластинки-наконечники выполненными из полосовой стали толщиной  $\delta = 1,0$  см и шириной 8 см. Крепление пластинок к раскосам (рис. 11) осуществляем двумя болтами диаметром 12 мм.



*Рис. 11. Крепление  
стальных пластинок-наконечников  
к раскосам*

Определяем несущую способность болта из условия смятия древесины раскоса [4, табл. 17]:

$$T_{\delta} = 0,5 c d_{\delta} = 0,5 \cdot 12 \cdot 1 = 6 \text{ кН.}$$

Определяем несущую способность болта из условия изгиба болта:

$$T_{\delta} = 2,5 c d_{\delta}^2 = 2,5 \cdot 1^2 = 2,5 \text{ кН,}$$

$$T_{\min} = 2,5 \text{ кН,}$$

$$T_{\delta} = \frac{N_c}{n_{\delta} n_{cp}} = \frac{11,3}{3 \cdot 2} = 1,88 \text{ кН} < T_{\min} = 2,5 \text{ кН,}$$

где  $n_{\delta}$  — количество болтов;

$n_{cp}$  — число условных срезов.

Проверка прочности пластинок-наконечников раскосов БЖ и ДИ на растяжение в местах ослабления болтами  $d_{оме} = 1,1$  см :

$$\sigma_p = \frac{9,9 \cdot 10}{2(8 \cdot 0,8 - 1,1 \cdot 0,8)} = 9,0 < R_p \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{0,9}{1} = 220 \text{ МПа} .$$

Проверка прочности пластинок-наконечников раскосов ВЖ и ГИ на продольный изгиб:

$$\sigma_c = \frac{11,3 \cdot 10}{16 \cdot 0,419} = 16,85 < R_c \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{0,95}{1} = 232 \text{ МПа},$$

где  $N_c = 11,3$  кН;  $l_p = 35$  см;  $F = 2 \cdot 8 \cdot 1,0 = 16,0$  см<sup>2</sup>;

$$\lambda = \frac{35}{0,289 \cdot 1} = 121 < [150]; \quad \varphi = 0,419 [2, \text{табл. 72}].$$

### 3.4.5. Расчёт опорного узла

В опорном узле верхний пояс упирается в упорную плиту с ребрами жёсткости, приваренную к вертикальным фасонкам сварного башмака (рис. 12). Снизу фасонки приварены к опорной плите. Толщина фасонки 1 см. Принимаем следующие размеры упорной плиты:  $b = 12$  см,  $h = 24$  см.

Проверка торца верхнего пояса на смятие:

$$N_c = 175,1 \text{ кН};$$

$$\sigma_c = \frac{175,1 \cdot 10}{12 \cdot 24} = 6,08 < R_{cm} = 14 \text{ МПа}.$$



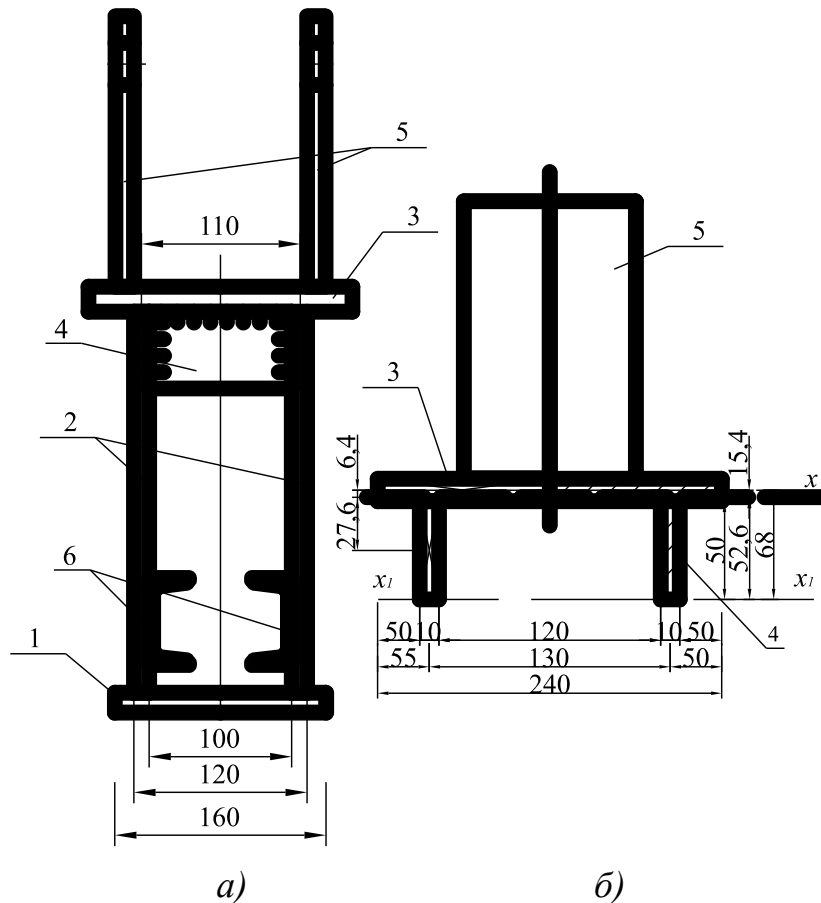


Рис. 12. Сварной башмак опорного узла:  
 а — общий вид; б — упорная плита башмака с рёбрами жёсткости; 1 — опорная плита;  
 2 — вертикальные фасонки; 3 — упорная плита;  
 4 — рёбра жёсткости; 5 — накладки для соединения башмака с верхним поясом;  
 6 — нижний пояс фермы из швеллеров

Проверка местной прочности на изгиб упорной плиты. Рассматриваем среднюю часть упорной плиты как прямоугольную плиту, свободно опёртую по четырём сторонам, которыми являются вертикальные фасонки башмака рёбра жёсткости упорной плиты. Расчёт ведём с использованием [5, с. 40]:

$$a = 10 + 1 = 11 \text{ см};$$

$$b = 12 + 1 = 13 \text{ см}.$$

При  $\frac{a}{b} = \frac{11}{13} = 0,846 \approx 0,8 \quad \gamma_s = 56.$

Изгибающий момент в опёртой по контуру плите:

$$M = \frac{\gamma_s}{10} \sigma_{см} a^2 = \frac{56}{10} \cdot \frac{6,08}{10^3} \cdot 11^2 = 4,1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Крайние части плиты рассматриваем как консоль.

Расчёт ведём для полосы шириной 1 см  $l = 5,5$  см:

$$M = \sigma_{см} \frac{l^2}{2} = \frac{6,08}{10} \cdot \frac{5,5^2}{2} = 9,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Принимаем упорную плиту толщиной 1,80 см

$$W = \frac{1 \cdot 1,8^2}{6} = 0,54 \text{ см}^3.$$

$$\sigma_u = \frac{9,2 \cdot 10}{0,54} = 170,4 \leq R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа}.$$

Проверка общей прочности на изгиб упорной плиты. Расчёт ведём приближённо, как расчёт балок таврового сечения пролётом, равным расстоянию между осями вертикальных фасонок  $l = 10 + 1 = 11$  см.

Нагрузка на рассматриваемую полосу плиты:

$$N = \frac{175,1}{2} = 87,55 \text{ кН}.$$

Интенсивность нагрузки:  $q = \frac{87,55}{11} = 7,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}}.$

Изгибающий момент:  $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{7,9 \cdot 11^2}{8} = 119,5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

По рисунку 12 определяем момент сопротивления заштрихованного сечения:

$$S_{x_1} = 1,8 \cdot 12 \left(5 + \frac{1,8}{2}\right) + 1 \cdot 5 \cdot 2,5 = 139,9 \text{ см}^3;$$

$$F = 1,8 \cdot 12 + 1 \cdot 5 = 26,6 \text{ см}^2; \quad z = \frac{S_{x_1}}{F} = \frac{139,9}{26,6} = 5,26 \text{ см};$$

$$J_x = \frac{12 \cdot 1,8^3}{12} + 12 \cdot 1,8 \cdot 0,64^2 + \frac{1 \cdot 5^3}{12} + 1 \cdot 5 \cdot 2,76^2 = 92,4 \text{ см}^4;$$

$$W_{\min} = \frac{J_x}{z} = \frac{92,4}{5,26} = 17,56 \text{ см}^4.$$

$$\sigma_u = \frac{119,5 \cdot 10 \cdot 1,2}{17,56} = 81,7 < R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа},$$

1,2 — коэффициент, учитывающий пластичность.

### 3.4.6. Расчёт опорной плиты

Плита опирается наверх клееного пакета стойки  $R_{см} = 15$  МПа, [4, табл. 3]. Принимаем размеры опорной плиты  $25 \times 16$  см. Опорную реакцию определяем из условия равновесия опорного узла:

$$R_A = N_{AB} \cos \left( 90 - \frac{\alpha}{2} \right) + Q_{AB} \cos \left( \frac{\alpha}{2} \right) =$$

$$= 175,1 \cos 53^\circ + 5,3 \cos 37^\circ = 109,6 \text{ кН.}$$

Напряжение смятия под опорной плитой:

$$\sigma_{см} = \frac{109,6 \cdot 10}{16 \cdot 26} = 2,6 < R_{см} = 15 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент в консоли опорной плиты при ширине расчётной полосы 1 см и вылете  $l = 7$  см составляет

$$M = \frac{\sigma_{см} l^2}{2} = \frac{2,6 \cdot 7^2}{10 \cdot 2} = 6,37 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем толщину плиты 1,2 см

$$W = \frac{1 \cdot 1,2^2}{6} = 0,24 \text{ см}^3.$$

Напряжение изгиба с учётом пластичности:

$$\sigma_u = \frac{M}{1,2 W} = \frac{6,37 \cdot 10}{1,2 \cdot 0,24} = 221,2 < R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа.}$$

Расчёт опорного болта. Расчёт производим на поперечную силу  $Q_{AB} = 5,3$  кН.

Определяем диаметр болта из условия смятия древесины верхнего пояса фермы:

$$d_\sigma = \frac{Q_{AB}}{0,5 c} = \frac{5,3}{0,5 \cdot 12} = 0,88 \text{ см.}$$

Определяем диаметр болта из условия изгиба:

$$d_\sigma = \sqrt{\frac{T_\sigma}{2,5}} = \sqrt{\frac{5,3}{2,5}} = 1,46 \text{ см.}$$

Принимаем  $d_\sigma = 16$  мм.

### 3.4.7. Расчёт промежуточных узлов верхнего пояса

В узлах ставим сварные вкладыши, предназначенные для передачи усилий и крепления раскосов (рис. 13).

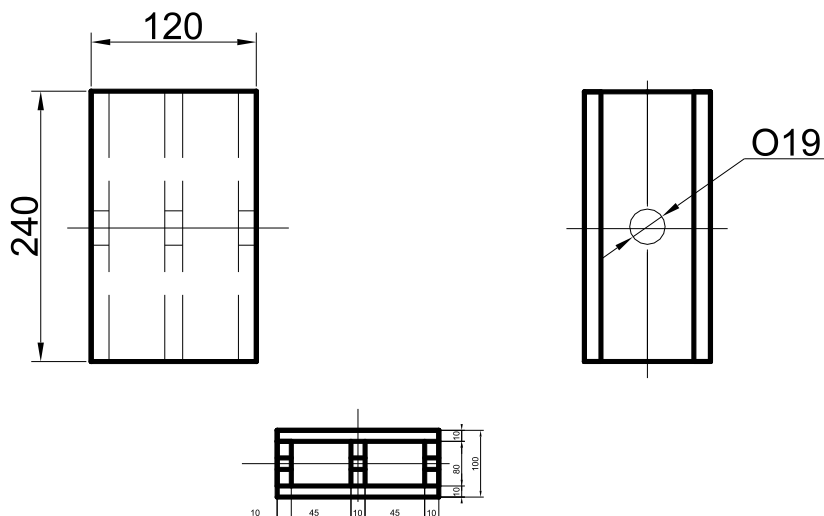


Рис. 13. Сварной вкладыш промежуточного узла верхнего пояса

Площадь поверхностей плит вкладыша, соприкасающихся с торцами блоков верхнего пояса:

$$F = b h = 12 \cdot 24 = 288 \text{ см}^2.$$

Толщина плит вкладыша:  $\delta = 10 \text{ см}$ .

Проверка торцов блоков верхнего пояса на сжатие и смятие.

$$N = 175,1 \text{ кН},$$

$$\sigma_{см} = \frac{175,1 \cdot 10}{288} = 6,08 < R_{см} = 14 \text{ МПа}.$$

Проверка прочности на изгиб плиты вкладыша. Рассматриваем полосу плиты вкладыша шириной 1 см как однопролётную балку:

$$W = 0,167 \text{ см}^3; l = 4,5 + 1 = 5,5 \text{ см}.$$

$$M = \frac{\sigma_{см} l^2}{8} = \frac{6,08 \cdot 5,5^2}{10 \cdot 8} = 2,3 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_u = \frac{M}{W} = \frac{2,3 \cdot 10}{0,167} = 137,7 < R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа}.$$

#### 3.4.8. Расчёт узлового болта

Узловой болт рассчитываем на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах.

Расчётное усилие в раскосе ЖВ:  $N_1 = 11,3$  кН.

Расчётное усилие в раскосе ЗВ:  $N_2 = -6,2$  кН.

Равнодействующая усилий:

$$\begin{aligned} R &= \sqrt{N_1^2 + N_2^2 - 2N_1N_2 \cos \alpha} = \\ &= \sqrt{11,3^2 + 6,2^2 - 2 \cdot 11,3 \cdot 6,2 \cdot 0,0698} = 12,7 \text{ кН.} \end{aligned}$$

где  $\alpha$  — угол между раскосами,  $\alpha = 86^\circ$ .

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_{\sigma} = \frac{R e}{2} = \frac{12,7(1+0,5)}{2} = 9,525 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Принимаем диаметр болта  $d = 16$  мм:

$$W = 0,1d^3 = 0,1 \cdot 1,6^3 = 0,41 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_u = \frac{M_{\sigma}}{W} = \frac{9,525 \cdot 10}{0,41} = 232,3 < R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа.}$$

Проверка прочности на растяжение стальных пластин-наконечников, ослабленных узловым болтом:

$$N_{\max} = 11,3 \text{ кН;}$$

$$F_{нт} = 2 \cdot 1 (8 - 1,9) = 12,2 \text{ см}^2;$$

$$\sigma_p = \frac{N_{\max}}{F_{нт}} = \frac{11,3 \cdot 10}{12,2} = 9,3 < R \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{0,9}{1} = 220 \text{ МПа.}$$

### 3.4.9. Расчёт промежуточных узлов нижнего пояса

В промежуточных узлах нижнего пояса швеллеры соединяются вертикальными и горизонтальными парными накладками. Размеры боковых накладок составляют  $10 \times 120 \times 350$  мм, а верхней и нижней накладок —  $10 \times 70 \times 350$  мм. Разрыв между торцами швеллеров равен 50 мм. Накладки привариваются угловыми швами толщиной  $h_{uw} = 6$  мм;  $l_{uw} = 15$  см.

Расчёт узлового болта в узлах Ж и И. Узловой болт рассчитываем на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах.

Расчётное усилие в раскосе ЖВ:  $N_1 = 11,3$  кН.

Расчётное усилие в раскосе БЖ:  $N_2 = -9,9$  кН.

Равнодействующая усилий:

$$\begin{aligned} R &= \sqrt{N_1^2 + N_2^2 - 2N_1N_2 \cos \alpha} = \\ &= \sqrt{11,3^2 + 9,9^2 - 2 \cdot 11,3 \cdot 9,9 \cdot 0,2924} = 12,7 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где  $\alpha$  — угол между раскосами;  $\alpha = 73^\circ$ .

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_{\bar{\sigma}} = \frac{Re}{2} = \frac{12,7(0,8+0,5)}{2} = 8,255 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Принимаем диаметр болта  $d = 16 \text{ мм}$

$$W = 0,1d^3 = 0,1 \cdot 1,6^3 = 0,41 \text{ см}^3;$$

$$\sigma_u = \frac{M_{\bar{\sigma}}}{W} = \frac{8,255 \cdot 10}{0,41} = 201,3 < R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n} = 245 \frac{1}{1} = 245 \text{ МПа}.$$

Определение интервалов между планками, соединяющими между собой швеллеры нижнего пояса.

$$l_{mp} = 80r_y = 80 \cdot 1,37 = 110 \text{ см}.$$

Принимаем, что по длине панели расположены 5 планок.

Расчёт сварных соединений ферм осуществляется согласно указаниям СНиП II-23-81\* «Стальные конструкции» [5].

## **4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ТРЕУГОЛЬНОЙ ФЕРМЫ НА ЛОБОВЫХ ВРУБКАХ**

Треугольные фермы применяют для кровель из материалов, требующих значительного уклона. Отношение высоты фермы в коньке к пролёту принимают не менее: для цельнодеревянных ферм 1/5, для ферм с металлическим нижним поясом и клееным верхним это отношение может быть снижено до 1/7 пролёта. При этом уклон верхнего пояса и кровли колеблется от 1:2,5 до 1:4 [1, 2]. Верхний пояс фермы может быть выполнен из клееных блоков (клееная треугольная ферма) или из брусьев (брусчатая треугольная ферма). Для того чтобы обеспечить работу раскосов только на сжатие, в треугольных фермах на лобовых врубках принимают раскосную решётку с нисходящими раскосами. Верхний и нижний пояса, а также сжатые раскосы треугольных ферм на лобовых врубках выполняют из брусьев, а растянутые стойки — из круглой стали. Пояса и раскосы выполняют из брусьев той же ширины поперечного сечения, а высоту сечения элементов определяют расчётом. Стыки верхнего пояса ферм осуществляют лобовым упором и перекрывают парными накладками на болтах. Опорные узлы треугольных ферм на лобовых врубках осуществляют лобовым упором на металлических натяжных хомутах или тяжах, передающих усилие от вкладыша, в который упирается верхний пояс, на накладки, соединённые с нижним поясом нагелями из круглой стали и болтов.

Исходные данные для проектирования фермы покрытия промышленного здания.

Ветровой район I. Снеговой район I.

Пролет фермы  $L = 18$  м, шаг  $B = 6,1$  м.

Температурно-влажностные условия эксплуатации по группе БI. Кровля — клефанерные плиты покрытия, состоящие из досок древесины сосны II сорта; обшивка — из плоских листов фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ. В качестве утеплителя принимаем теплоизоляционные плиты ФРП. Утеплитель подвешеного перекрытия — полужесткие минераловатные плиты  $\gamma = 150$  кг/м<sup>3</sup>.

Материал конструкций: сосновые брусья (влажностью до 20%, сталь класса С 38/23 ВСтЗ псб) .

Класс ответственности здания I.

### **4.1. Определение геометрических размеров фермы**

Высота фермы:

$$h = L \left( \frac{1}{5} \div \frac{1}{6} \right); \quad h = \frac{18}{5} = 3,6 \text{ м.}$$

Уклон кровли:

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,6}{9} = 0,4 \Rightarrow \alpha = 21,8^\circ.$$

Длина панели по нижнему поясу (рис. 14):

$$2 \text{ м} \leq d \leq 2,5 \text{ м,}$$

$$d = \frac{18}{8} = 2,25 \text{ м.}$$

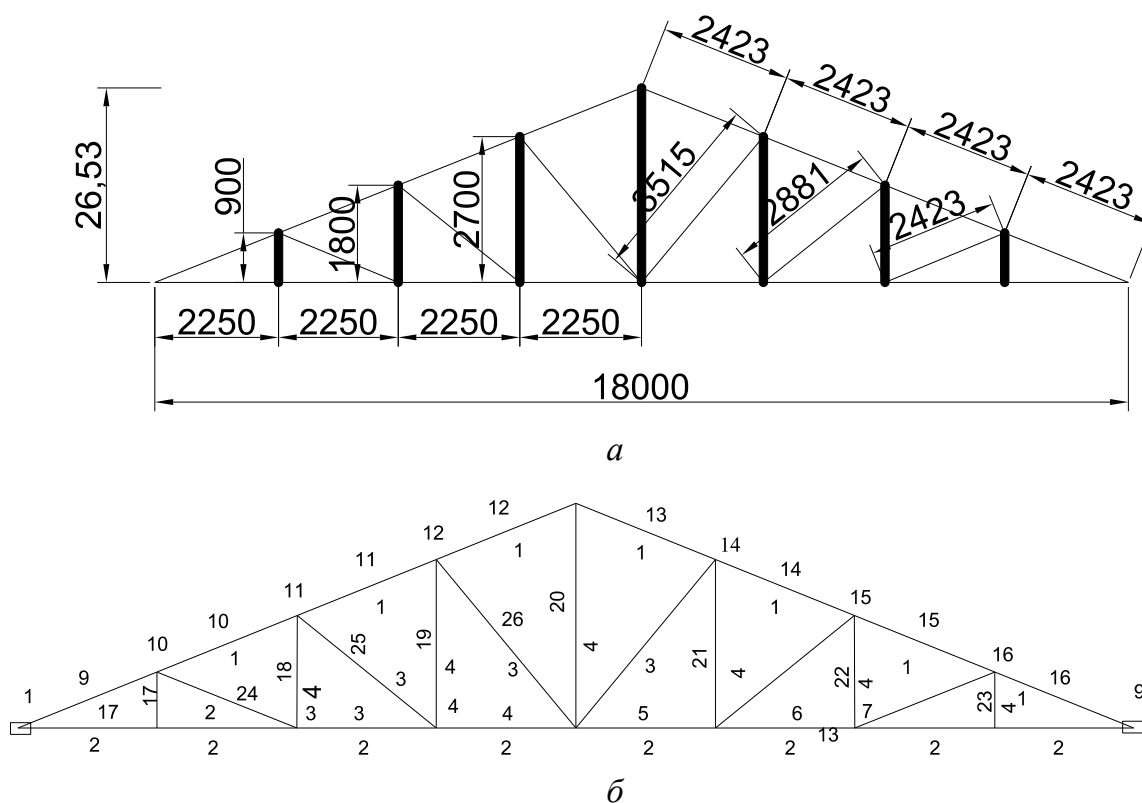


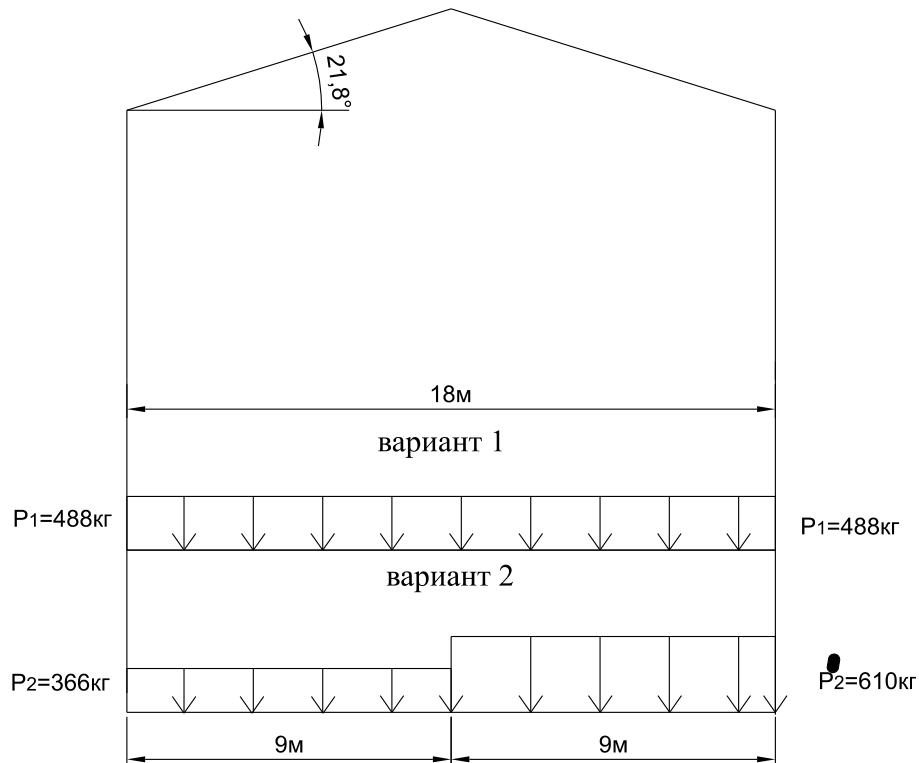
Рис. 14. Ферма:  
 а — геометрические размеры;  
 б — нумерация элементов

## 4.2. Подсчет нагрузок, действующих на ферму

### 4.2.1. Снеговая нагрузка



Схемы распределения снеговой нагрузки (рис. 15) и значения коэффициента  $\mu$  следует принимать в соответствии с обязательным приложением источника [3, п. 5.3, прил. 3].



*Рис. 15. Профиль покрытия и схемы снеговых нагрузок*

Принимаем два варианта загрузки снеговой нагрузкой:

- вариант 1:  $\mu = 1$  при  $\alpha \leq 25^\circ$ ;
- вариант 2:  $\mu = 0,75 \dots 1,25$  при  $20^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ .

#### 4.2.2. Ветровая нагрузка

Ветровая нагрузка в расчете не учитывается, т.к. аэродинамический коэффициент  $c < 0$  ( $c_{e1} = -0,7$ ;  $c_{e2} = -0,5$ ) [3, прил. 4], т.е. на поверхности фермы наблюдается отрицательное ветровое давление (рис. 16).

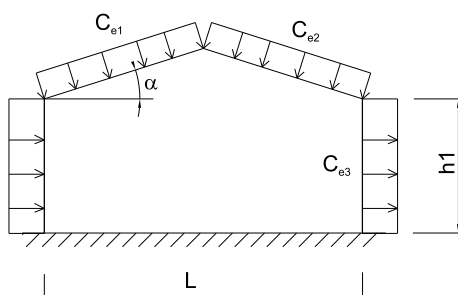


Рис. 16. Схема здания и ветровых нагрузок

Сбор нагрузок на покрытие приведен в таблице 5.

Таблица 5. Нагрузки на покрытие

Вид нагрузки	Коэффициент надежности по нагрузке	Нагрузки			
		единичные, кгс/м <sup>2</sup>		на 1 м фермы, кгс/м	
		нормативная	расчетная	нормативная	расчетная
<i>Постоянная нагрузка</i>					
Крыша — утепленная клефанерная плита	1,1	44,00	50,69	268,4	309,21
Перекрытие — минераловатные полужесткие плиты	1,3	15	19,5	91,5	118,95
Сухая штукатурка $\delta = 10$ мм	1,1	8	8,8	48,8	53,68
Прогон и распределительные бруски	1,1	4	4,4	24,4	26,84
<i>Временная нагрузка</i>					
Перекрытие	1,3	70	91	427	555,1
Снеговая нагрузка:					
Вариант 1		56	80	341,6	488
Вариант 2		42	60	256,2	366
		60	100	366	610
Сочетание нагрузок:					
постоянная + снеговая (вариант 1)		197	254,39	1201,7	1551,78
постоянная + снеговая (вариант 2)		183(257)	314,39 (354,39)	1116,3 (1226,1)	1429,78 (1673,78)

### 4.3. Статический расчет фермы

Статический расчет выполняем по правилам строительной механики с использованием программного комплекса [8].

Признак схемы 1 — плоская шарнирно-стержневая система.

Предварительно задаемся сечениями поясов, раскосов и стоек фермы:

- 1 — сечение верхнего пояса 25×25 см;
- 2 — сечение нижнего пояса 25×25 см;
- 3 — сечение раскосов 10×25 см;
- 4 — сечение стоек  $d = 4$  см.

Модуль упругости древесины равен  $E = 1 \cdot 10^7$  кН/м<sup>2</sup>, стали (стоек)  $E = 2,1 \cdot 10^8$  кН/м<sup>2</sup>.

Опираем принимаем:

- в правой опоре — шарнирно-подвижную;
- в левой — шарнирно-неподвижную.

Собственный вес конструкций — постоянная нагрузка, снеговая и временная нагрузка на перекрытия — кратковременные.

По результатам расчета фермы в программном комплексе [8] получаем следующие усилия в элементах (рис. 17).

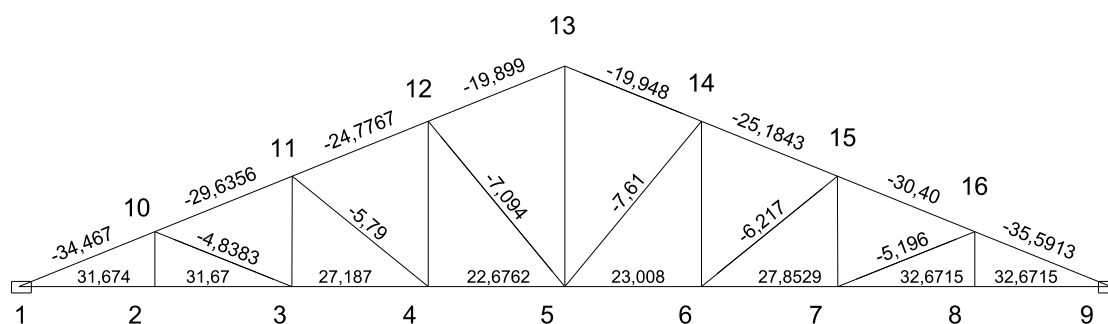


Рис. 17. Усилия в стержнях фермы (в тоннах)

Производим конструктивный расчет фермы.

#### 4.4. Предварительный подбор размеров брусьев и тяжелой фермы

Максимальное расчетное сочетание усилий (см. рис. 17) по выведенным результатам программы [8] составляет:

- для верхнего пояса  $N_{16-9} = -35,5913$  т =  $-355,913$  кН (от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 2-го варианта снеговой нагрузки);
- нижнего пояса  $N_{8-9} = 32,6715$  т =  $326,715$  кН (от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 2-го варианта снеговой нагрузки);
- раскосов  $N_{5-14} = -7,6134$  т =  $-76,134$  кН (от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 2-го варианта снеговой нагрузки);

– стоек  $N_{5-13} = 12,6137 \text{ т} = 126,137 \text{ кН}$  (от собственного веса фермы, нагрузки от крыши, перекрытия, временной нагрузки на перекрытии и 1-го варианта снеговой нагрузки).

Принимаем предварительно сечение верхнего и нижнего поясов фермы  $25 \times 25 \text{ см}$   $F_{\text{бр}} = 625 \text{ см}^2$ .

Расчет раскосов. Раскосы проектируем одинакового сечения шириной, равной ширине пояса и проверяем по наиболее нагруженному раскосу 5-14  $N_{5-14} = -76,134 \text{ кН}$ .

Высоту сечения определяем по предельной гибкости:

$$h = \frac{l_0}{(0,289 \lambda_{\text{пр}})} = \frac{351,5}{(0,289 \cdot 150)} = 8,1 \text{ см},$$

расчетная длина элемента

$$l_0 = l_r \mu = 3,515 \cdot 1 = 3,515 \text{ м} = 351,5 \text{ см},$$

где  $l_r$  — геометрическая длина элемента;

$\mu$  — коэффициент приведения,  $\mu = 1$  — при шарнирных закреплениях обоих концов стержня;

$\lambda_{\text{пр}}$  — предельная гибкость [4, п. 4.22].

Принимаем раскос из брусьев  $25 \times 12,5 \text{ см}$ ;

$$F_{\text{бр}} = 12,5 \cdot 25 = 312,5 \text{ см}^2.$$

Сечение раскоса проверяем на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N_{5-14}}{(F_{\text{расч}} \varphi)} = \frac{76,134}{(312,5 \cdot 0,317)} = 0,769 \text{ кН/см}^2 = 7,69 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

где при  $\lambda = \frac{351,5}{(0,289 \cdot 12,5)} = 97,3$   $\varphi = \frac{3000}{97,3^2} = 0,317$ .

Расчет стойки. Для наиболее нагруженной стойки 5-13 с усилием  $N_{5-13} = 126,137 \text{ кН}$  площадь поперечного сечения:

$$F_{\text{ст}} = \frac{N_{5-13}}{R_p} = \frac{126,137}{23,5} = 5,37 \text{ см}^2,$$

где  $R_p = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2$ .

Принимаем тяжи диаметром  $d = 36 \text{ мм}$ ,  $F = 7,44 \text{ см}^2 > 5,37 \text{ см}^2$ .

Для стоек 2-10, 3-11, 4-12, 6-14, 7-15, 8-16 аналогично получаем значение площадей поперечного сечения.

Принимаем тязи диаметром:

$d = 24$  мм для стоек 4-12 и 6-14;

$d = 20$  мм для стоек 3-11 и 7-15;

$d = 16$  мм для стоек 2-10 и 8-16.

#### 4.5. Опорный узел

Опорный узел А (рис. 18) проектируем на стальных хомутах исходя из того, что на лобовой врубке он решен быть не может, т.к. глубина врубки по формуле:

$$h_{BP} = \frac{N_{16-9} \cos \alpha}{b R_{CM\alpha}} = \frac{355,913 \cdot 0,928}{25 \cdot 0,988} = 13,37 \text{ см} > \frac{h_H}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ см},$$

где  $R_{CM\alpha} = \frac{1,3}{\left[ 1 + \left( \frac{1,3}{0,18} - 1 \right) 0,37^3 \right]} = 0,988 \text{ кН/см}^2 = 9,88 \text{ МПа};$

$h_H$  — высота нижнего пояса;

$\alpha = 21,8^\circ$ ,  $\cos \alpha = 0,928$ ,  $\sin \alpha = 0,37$ .

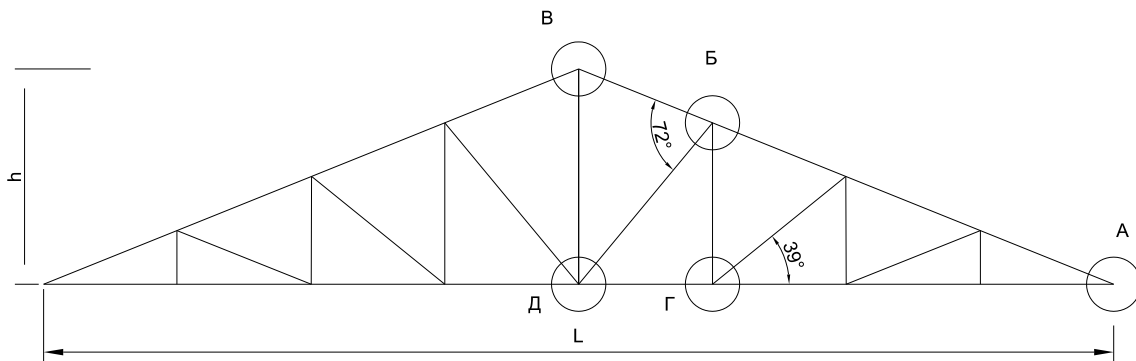


Рис. 18. Схема фермы

Проверяем вкладыш на смятие верхним поясом:

$$\begin{aligned} \sigma_{CM} &= \frac{N_{16-9}}{F_{BP}} = \frac{355,913}{625} = 0,569 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 5,69 \text{ МПа} < 9,88 \text{ МПа} = R_{CM\alpha}. \end{aligned}$$

Определяем сечение стальных хомутов:

$$F_{HT} = \frac{N_{8-9}}{4m_H m_0 R_V} = \frac{326,715}{4 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 23,5} = 5,11 \text{ см}^2,$$

где  $m_H$  — коэффициент условий работы при наличии нарезки;  
 $m_0$  — коэффициент условий работы, учитывающий  
 неравномерность распределения усилия между четырьмя  
 тяжами;

$$R_y = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2.$$

По источнику [7, прил. 4, таб. 1] принимаем тяж

$$d = 36 \text{ мм}; F = 7,44 \text{ см}^2.$$

Нагели принимаем  $d = 20 \text{ мм}$ .

Определяем количество нагелей для крепления накладок к  
 нижнему поясу.

$$\text{Толщина накладки } a = 13 \text{ см} \geq \frac{b_H}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ см}.$$

Несущую способность нагеля (болта) на один срез определяем по  
 [4, табл. 17]:

$$T_A = 0,8ad = 0,8 \cdot 13 \cdot 2,0 = 20,8 \text{ кН};$$

$$T_C = 0,5cd = 0,5 \cdot 25 \cdot 2,0 = 25 \text{ кН};$$

$$T_{II} = 1,8d^2 + 0,02a^2 = 1,8 \cdot 2,0^2 + 0,02 \cdot 13^2 = 7,2 + 3,38 = 10,58 \text{ кН};$$

$$T_{II} = 2,5d^2 = 2,5 \cdot 2,0^2 = 10 \text{ кН};$$

$$T_{\text{мин}} = 10 \text{ кН}.$$

Количество нагелей:

$$\frac{N_{8-9}}{T_{\text{мин}} n_{\text{ср}}} = \frac{326,715}{10 \cdot 2} = 16,3 \text{ шт}.$$

Принимаем 17 нагелей, из них 9 болтов и 8 штырей из круглой стали  
 $d = 20 \text{ мм}$ , размещая их:

– в два ряда с шагом вдоль волокон:  $s_1 = 7d = 7 \cdot 2,0 = 14 \text{ см}$ ;

– расстояние между осями нагелей поперек волокон:

$$s_2 = 3,5d = 3,5 \cdot 2,0 = 7 \text{ см};$$

– расстояние от кромки до оси крайнего ряда [4, т. 3.2]:

$$s_1 = 3d = 3 \cdot 2,0 = 6 \text{ см}.$$

Для крепления тяжей у торца вкладыша устанавливаем траверсу  
 из двух вертикальных стальных уголков, к которым приварены  
 горизонтальные профили.

Рассчитываем горизонтальные уголки (рис. 19), которые  
 работают на изгиб при пролете  $l_T = 39 \text{ см}$  ( $l_T$  — расстояние между

тяжами) и нагрузке  $q = \frac{326,715}{25} = 13,069 \text{ кН/см}$ .

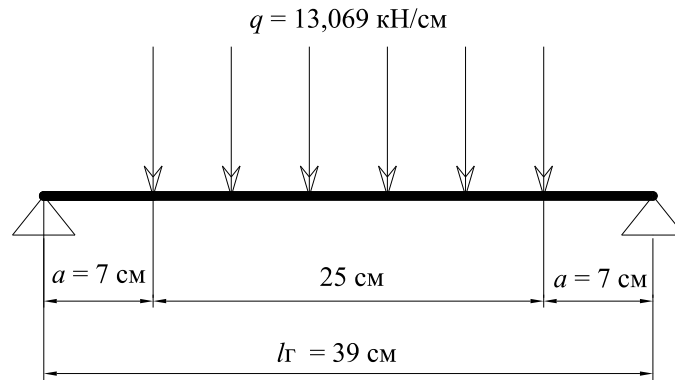


Рис. 19. Расчетная схема траверсы опорного узла на тяжах

Изгибающий момент:

$$M = \frac{q}{8} (l_{\Gamma}^2 - a^2) = \frac{13,069}{8} (39^2 - 7^2) = 1472 \text{ кН/см.}$$

Требуемый момент сопротивления одного уголка:

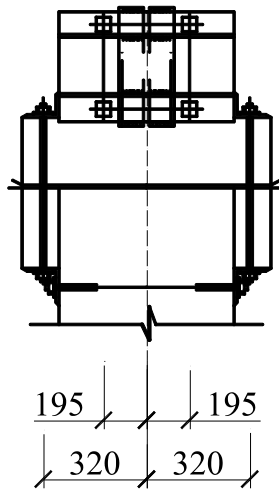
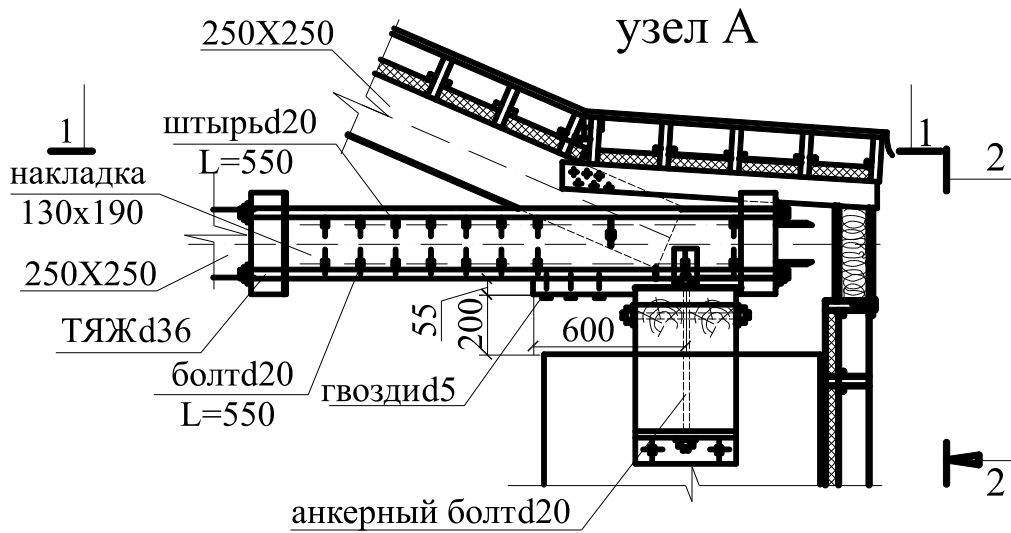
$$W_{TP} = \frac{1472}{23,5 \cdot 2} = 11,75 \text{ см}^3.$$

Принимаем 2  $\perp$  140×90×8 с геометрическими характеристиками:

- момент инерции относительно оси  $x-x$   $I_x = 364 \text{ см}^4$ ;
- расстояние до центра тяжести  $y_0 = 4,49 \text{ см}$ ;
- момент сопротивления  $W = \frac{I_x}{b - y_0} = \frac{364}{14 - 4,49} = 38,27$ ,

где  $b$  — ширина большей полки уголка.

Вертикальные уголки принимаем того же сечения, так как нагрузка та же (рис. 20).



1-1

верхний пояс и плиты  
покрытия сняты

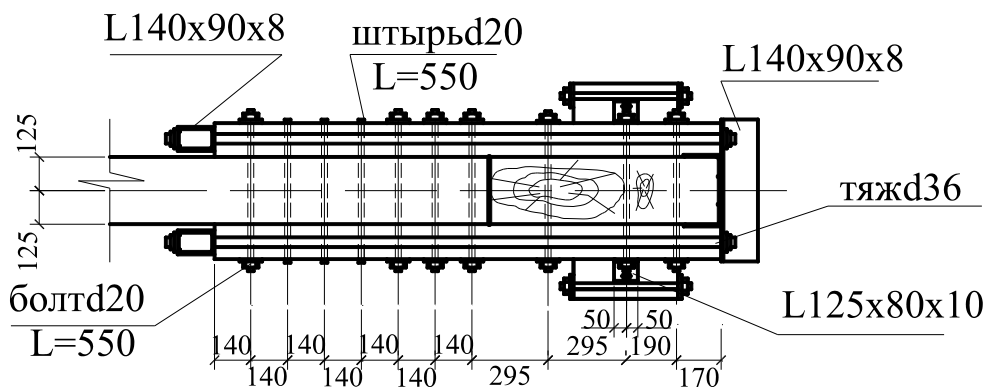


Рис. 20. Опорный узел

Ширина подушки из условия смятия:



$$b_{II} = \frac{F_{II}}{b R_{CM90}} = \frac{150,64}{25 \cdot 0,21} = 28,69 \text{ см},$$

где  $F_{II} = \frac{1673,78 \cdot 18}{2} = 15064,02 \text{ кгс} \approx 150,64 \text{ кН},$

где 1673,78 кгс — сумма постоянных и кратковременных нагрузок [8];  
 $R_{CM90} = 2,1 \text{ МПа}.$

Для подушки используем два бруса сечением 20×20 см и длиной 80 см.

#### 4.6. Коньковый узел

В узле В (рис. 21) соединяются 12, 13 и 20 элементы. Крепление растянутой стойки к коньковому узлу производим при помощи шайбы.

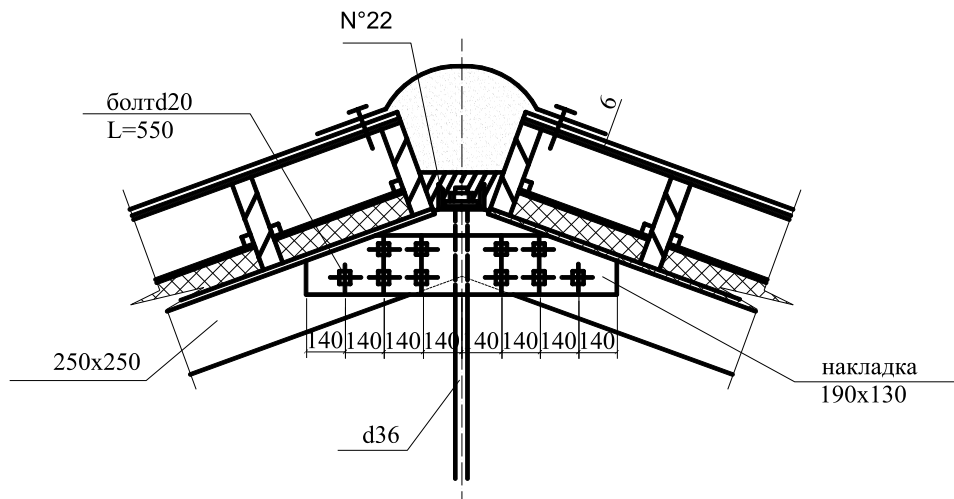


Рис. 21. Коньковый узел

Боковая жесткость узла обеспечивается постановкой парных накладок.

Толщина накладки:  $a = 13 \text{ см} \geq \frac{b_B}{2} = \frac{25}{2} = 12,5 \text{ см}.$

Сечение накладки 130×190 мм на болтах  $d = 20 \text{ мм}.$

Количество нагелей:

$$\frac{N_{5-13}}{T_{МИН} n_{CP}} = \frac{199,488}{10 \cdot 2} = 9,97 \text{ шт},$$

где  $T_{МИН}$  — минимальная несущая способность болта диаметром 20 мм.

Принимаем 10 нагелей.

Определяем размеры шайбы в конце стойки-тяга 5-13:

$$F_{ш} = \frac{N_{5-13}}{R_{CM90}} = \frac{126,137}{0,4} = 315,3 \text{ см}^2.$$

Длину шайбы назначаем по ширине нижнего пояса:

$$b_H = 25 \text{ см}, \quad b_{ш} = \frac{315,3}{25} = 12,61 \text{ см}.$$

Шайбу проектируем в виде швеллера № 22 с  $W_y = 25,1 \text{ см}^3$ , который проверяем как консольную балку:

$$M = \frac{N_{5-13} l^2}{2b_{ш}} = \frac{126,137 \cdot 12,5^2}{2 \cdot 22} = 447,93 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{M}{W_y} = \frac{447,93}{25,1} = 17,85 \text{ кН/см}^2 = 178,5 \text{ МПа} < 235 \text{ МПа}.$$

Шайбы под остальные стойки проектируем из полосовой стали  $\delta = 10 \text{ мм}$  сечением  $120 \times 10 \text{ мм}$ .

#### 4.7. Узел примыкания раскоса к верхнему поясу

Угол примыкания (узел Б) раскоса к поясу (рис. 22)

$$\beta = 72^\circ, \quad \cos \beta = 0,309, \quad \sin \beta = 0,951;$$

$$R_{CM\beta} = \frac{1,3}{\left[ 1 + \left( \frac{1,3}{0,18} - 1 \right) 0,951^3 \right]} = 0,205 \text{ кН/см}^2.$$

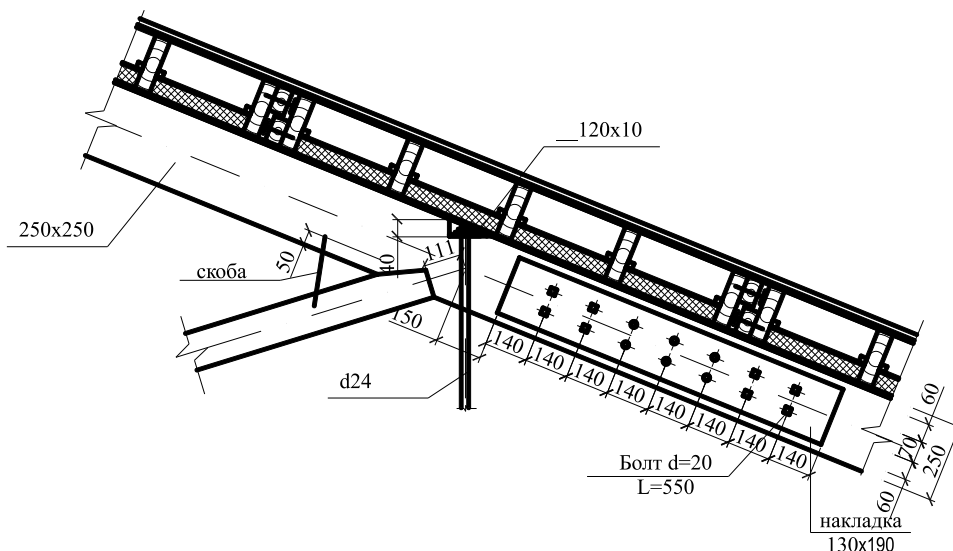


Рис. 22. Узел Б

Глубина врубки:

$$h_{BP} = \frac{N_{5-14} \cos \beta}{b R_{CM\beta}} = \frac{76,134 \cdot 0,309}{25 \cdot 0,205} = 4,59 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{BP} = 5 \text{ см} < \frac{25}{3} = 8,33 \text{ см.}$

Количество нагелей:

$$\frac{N_{14-15}}{T_{МИН} n_{CP}} = \frac{251,843}{10 \cdot 2} = 12,59 \text{ шт.}$$

Принимаем 13 нагелей диаметром 20 мм.

#### 4.8. Узел примыкания раскоса к нижнему поясу

Расчетное сопротивление

$$\beta_1 = 39^\circ, \cos \beta_1 = 0,777, \sin \beta_1 = 0,629;$$

$$R_{CM\beta} = \frac{1,3}{\left[ 1 + \left( \frac{1,3}{0,18} - 1 \right) 0,629^3 \right]} = 0,51 \text{ кН/см}^2.$$

Проектируем узел Г примыкания раскоса к нижнему поясу (рис. 23)

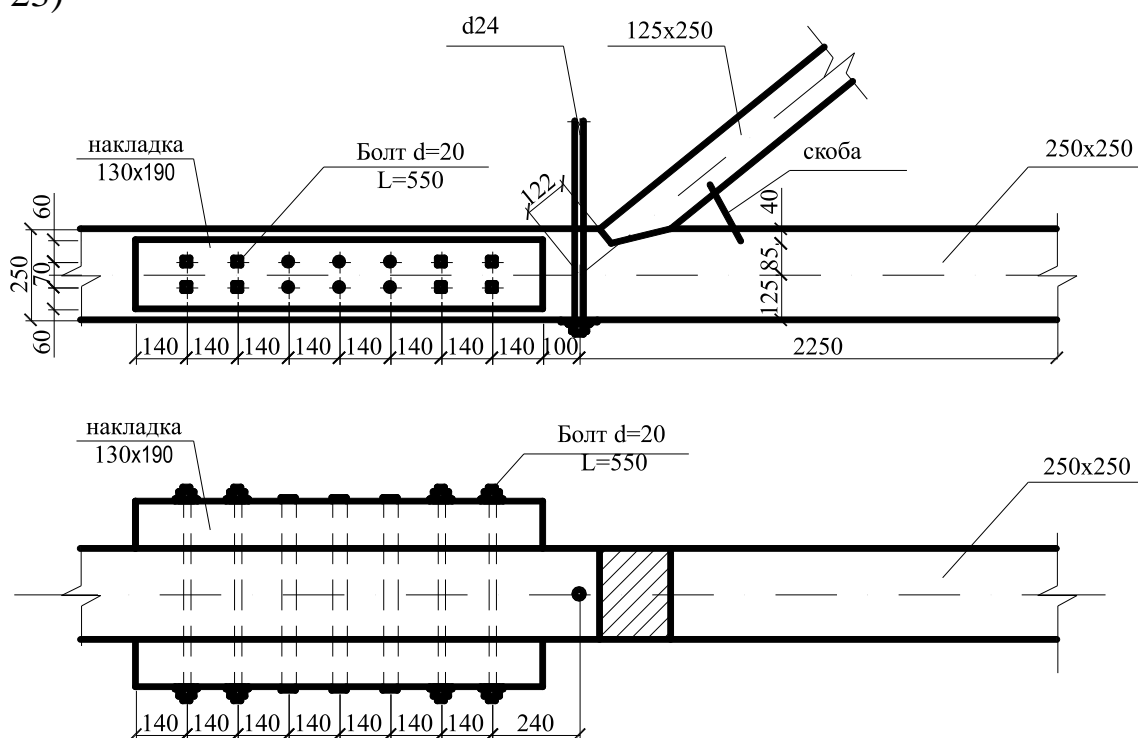


Рис. 23. Узел Г

Глубина врубки

$$h_{BP} = \frac{N_{6-15} \cos \beta}{b R_{CM\beta}} = \frac{55,807 \cdot 0,777}{25 \cdot 0,510} = 3,4 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{BP} = 4 \text{ см.}$

Стык нижнего пояса располагаем в панели 5-6. Нагели принимаем такими же как в опорном узле.

Необходимое количество:

$$n_H = \frac{N_{6-7}}{2T_{МИН}} = \frac{278,529}{2 \cdot 10} = 13,93 \text{ шт.}$$

Принимаем 14 шт., из них 8 болтов и 6 стальных стержней.

#### 4.9. Расчет среднего узла нижнего пояса

Глубину врезки в нижний пояс определяем при несимметричном загрузении фермы временной нагрузкой по разности усилий в стержнях нижнего пояса 4-5 и 5-6:

$$N_{4-5} - N_{5-6} = 226,762 - 230,088 = -3,326 \text{ кН.}$$

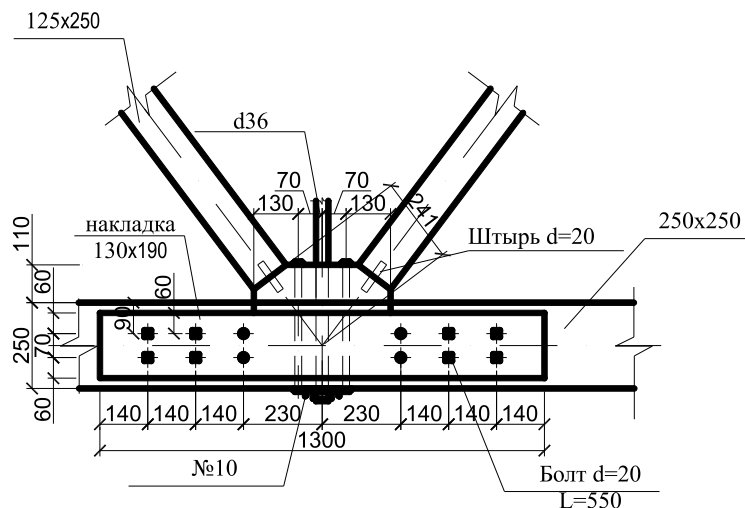


Рисунок 24. Узел Д

Глубина врубki:

$$h_{BP} = \frac{N_{4-5} - N_{5-6}}{b_H R_{CM}} = \frac{3,326}{25 \cdot 1,3} = 0,1 \text{ см.}$$

Принимаем  $h_{BP} = 2 \text{ см.}$

Необходимое количество:  $n_H = \frac{N_{5-6}}{2T_{МИН}} = \frac{230,088}{2 \cdot 10} = 11,5 \text{ шт.}$

Принимаем 12 нагелей.

#### 4.10. Окончательная проверка сечения поясов

Рассчитываем верхний пояс на прочность в ослабленном сечении (узел Б) в случае расположения нагрузки между узлами расчет элементов верхнего пояса фермы производим как сжато-изгибаемых элементов [4, п. 4.17]:

$$\sigma_c = \frac{N}{F_{РАСЧ}} + \frac{M_d}{W_{РАСЧ}} \leq R_c,$$

где  $F_{РАСЧ}$  — площадь нетто;

$M_d = \frac{M}{\xi}$  — изгибающий момент в стержне, определенный из расчета по деформированной схеме;

$M$  — изгибающий момент в расчетном сечении без учета дополнительного момента от продольной силы;

$\xi$  — коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi R_c F_{БР}},$$

$R_c$  — расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон,  $R_c = 1,5 \text{ кН/см}^2$  [4, п. 3.1];

$F_{БР}$  — площадь брутто,  $F_{БР} = 625 \text{ см}^2$ ;

Максимальный момент

$$M_{13-14} = 652,055 \text{ кН} \cdot \text{см}, \quad N_{13-14} = -199,488 \text{ кН};$$

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{l_T \mu}{r} = \frac{242,3}{0,289 \cdot 25} = 33,54,$$

$l_T$  — геометрическая длина элемента;

$\mu$  — коэффициент приведения,  $\mu = 1$  — при шарнирных закреплениях обоих концов стержня;

$r$  — радиус инерции сечения элемента.

Вычисляем:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{33,54^2} = 2,67;$$

$$\xi = 1 - \frac{199,488}{2,67 \cdot 1,5 \cdot 625} = 0,92;$$

$$M_d = \frac{652,055}{0,92} = 708,76 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\sigma_c = \frac{199,488}{400} + \frac{708,76}{1066,7} = 1,163 \text{ кН/см}^2 = 11,63 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа},$$

где  $F_{расч} = 625 - 4 \cdot 25 - 5 \cdot 25 = 400 \text{ см}^2$ .

Рассчитываем верхний пояс на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов [4, п. 4.18]:

$$\frac{N_{13-14}}{F_{БР} \varphi R_C} + \left( \frac{M_D}{\varphi_M R_{II} W_{БР}} \right)^n \leq 1,$$

где  $F_{БР}$  — площадь брутто,  $F_{БР} = 625 \text{ см}^2$ ;

$n = 2$  — для элементов без закрепления растянутой зоны из плоскости деформирования,

$\varphi_M$  — для изгибаемых элементов прямоугольного постоянного поперечного сечения, шарнирно-закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси в опорных сечениях, следует определять по формуле

$$\varphi_M = 140 \frac{b^2}{l_p h} k_\phi = 140 \frac{25^2}{242,3 \cdot 25} 1,13 = 16,32,$$

где  $b$  — ширина поперечного сечения;

$l_p$  — расстояние между точками закрепления сжатой кромки элемента в промежуточных точках от смещения из плоскости изгиба;

$h$  — максимальная высота поперечного сечения на участке  $l_p$ ;

$k_\phi$  — коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке  $l_p$ , определяемый по источнику [СНиП II-25-80, табл. 2 прил. 4],  $k_\phi = 1,13$ ;

$R_{II}$  — расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон,  $R_{II} = 1,6 \text{ кН/см}^2$  [4, п. 3.1];

Устойчивость плоской формы деформирования сжато-изги-баемых элементов:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N_{13-14}}{(F_{БР} \varphi R_C)} + \left( \frac{M_D}{\varphi_M R_{II} W_{БР}} \right)^n = \\ &= \frac{199,488}{(625 \cdot 2,67 \cdot 1,5)} + \left( \frac{708,76}{16,32 \cdot 1,6 \cdot 2604,2} \right)^2 = 0,08 \leq 1. \end{aligned}$$

#### 4.11. Нижний пояс

Расчет растянуто-изгибаемых элементов следует производить [4, п. 4.16] по формуле

$$\sigma_p = \frac{N}{F_{РАСЧ}} + \frac{M R_p}{W_{РАСЧ} R_{II}} \leq R_p,$$

где  $F_{РАСЧ} = 625 - 4 \cdot 25 = 525 \text{ см}^2$ .

Максимальный момент:

$$M_{8-9} = 466,104 \text{ кН} \cdot \text{см}, \quad N_{8-9} = 326,715 \text{ кН};$$

$R_p$  — расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон [4, п. 3.1.],

$$R_p = 0,7 \text{ кН/см}^2 = 70 \text{ МПа}.$$

Подставляя значения

$$\begin{aligned} \sigma_p &= \frac{326,715}{525} + \frac{466,104 \cdot 0,7}{1837,5 \cdot 1,6} = 0,733 \text{ кН/см}^2 = \\ &= 7,33 \text{ МПа} \leq R_p = 70 \cdot 0,7 = 4,9 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где 0,7 — поправочный коэффициент для растянутых поясов конструкций построечного изготовления, увеличиваем сечение нижнего пояса фермы до 25×30 см.

Строительный подъем фермы:

$$f_{СТР} = \frac{L}{200} = \frac{1800}{200} = 9 \text{ см}.$$

Перелом нижнего пояса осуществляем в местах его стыков.

## СПИСОК РЕКОМЕНДУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Слицкоухов, Ю.В. Конструкции из дерева и пластмасс. — М: Стройиздат, 1986. — 543 с.
2. Зубарев, Г.Н. Конструкции из дерева и пластмасс. — М.: Высшая школа, 2007. — 287 с.
3. СП 20.13330.2011. СНиП 2.01.07.-85\* Нагрузки и воздействия. С картами. ( Актуализированная редакция). М.: Минрегион России, 2011
4. СП 64 13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 11-25-80. Деревянные клееные и цельнодеревянные конструкции. М.: Минрегион России, 2011.
5. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 11-23-81\*. М.: Минрегион России, 2011.
6. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). ЦНИИСК им. Кучеренко. — М.: Стройиздат, 1986. — 216 с.
7. Гринь, И.М. Проектирование и расчёт деревянных конструкций. — Липецк, 2005. — 238 с.
8. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций Лира 9.0 : руководство пользователя : в 3 кн. — Киев : НИИ АСС, 2002.



*Учебно-теоретическое издание*

**Конструкции из дерева и пластмасс.** Конструирование и расчёт деревянных ферм: учебное пособие для студентов направления подготовки 08.03.01 «Строительство» очной и заочной форм обучения / сост. И.С. Борисова. — Кострома: КГСХА, 2014. — 58 с.

Гл. редактор Н.В. Киселева  
Редактор выпуска Т.В. Тарбеева  
Корректор Т.В. Кулинич