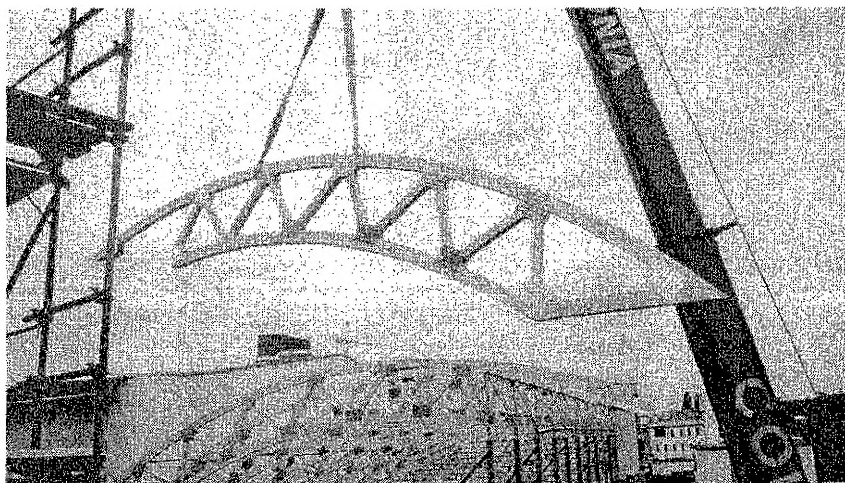


МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ
УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
КАФЕДРА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по курсовому проектированию по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения

**ЧАСТЬ 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ**



Брест 2011

Методические указания составлены в соответствии с учебной программой дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс» для специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» и действующими нормативными документами на проектирование конструкций из древесины.

Они могут быть использованы как студентами дневной формы обучения, так и студентами-заочниками при выполнении курсового и дипломного проектов.

Указания содержат основные принципы расчета и конструирования несущих конструкций каркасного здания с применением древесины. Приводятся примеры расчета металлодеревянной сегментной фермы и дощатоклеенной колонны.

Методические указания рассчитаны на студентов, знакомых с основными принципами расчета и проектирования конструкций из дерева и пластмасс.

Издается в 2-х частях. Часть 2.

Составители: Жук В.В., профессор, к.т.н.
Захаркевич И.Ф., профессор, к.т.н.
Игнатюк В.И., доцент, к.т.н.
Черноиван Н.В., доцент, к.т.н.

Содержание

	Стр.
1. ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ.....	4
1.1 Расчет и конструирование сегментной металлодеревянной фермы...	4
Пример 1 Расчет сегментной металлодеревянной фермы.....	4
1.1.1 Конструктивная схема фермы.....	4
1.1.2 Статический расчет фермы.....	6
1.1.3 Конструктивный расчет.....	7
1.1.3.1 Подбор сечения панелей верхнего пояса.....	7
1.1.3.2 Расчет раскосов.....	10
1.1.3.3 Подбор сечения нижнего пояса.....	11
1.1.4 Конструирование и расчет узлов.....	12
1.1.4.1 Опорный узел.....	12
1.1.4.2 Коньковый узел.....	15
1.1.4.2.1 Расчет крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам.....	15
1.1.4.2.2 Конструирование сварного вкладыша и подбор диаметра узлового болта.....	17
1.1.4.3 Нижний промежуточный узел.....	18
1.2 Статический расчет поперечной рамы и подбор сечения колонны...	19
Пример 2 Расчет клееной колонны.....	20
1.2.1 Определение вертикальных нагрузок на раму.....	20
1.2.2 Определение горизонтальных нагрузок на раму.....	21
1.2.3 Статический расчет рамы.....	23
1.2.4 Подбор сечения колонны.....	24
1.2.5 Расчет базы колонны.....	27
ЛИТЕРАТУРА.....	31
ПРИЛОЖЕНИЕ А (справочное). ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ УСИЛИЙ В ЭЛЕМЕНТАХ ФЕРМЫ.....	32
ПРИЛОЖЕНИЕ Б (рекомендуемое). ПРИМЕРНАЯ КОМПОНОВКА ГРАФИЧЕСКОЙ ЧАСТИ КУРСОВОГО ПРОЕКТА.....	37

1. ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

1.1 Расчет и конструирование сегментной металлодеревянной фермы

Из всех видов ферм наиболее рациональными по расходу материалов являются сегментные фермы, которыми можно перекрывать пролеты до 36 м. Клеевый верхний пояс сегментных ферм выполняется прямоугольного сечения. Он может быть как неразрезным, так и разрезным из криволинейных блоков одинаковой длины.

Строительная высота ферм принимается $h_{max}=(1/6...1/7) \times l$, а очертание верхнего пояса – по дуге окружности.

Усилия в элементах ферм определяются в предположении шарниров в узлах с использованием таблиц приложения А. Расчетные значения усилий в элементах ферм определяются от действия постоянной нагрузки по всему пролету и временной (снеговой) по всему пролету и на половине пролета. Расчетную длину сжатых элементов ферм при расчете на устойчивость следует принимать в соответствии с таблицей 7.7 [1]. Расчет верхнего пояса сегментных ферм производится как сжато-изогнутого элемента на прочность и устойчивость в плоскости фермы согласно [1].

Пример 1. Расчет сегментной металлодеревянной фермы

Расчитать сегментную металлодеревянную ферму пролетом $l=20$ м с нижним поясом из стальных неравнобоких уголков. Покрытием являются клефанерные плиты шириной 1,5 м. Нагрузка от покрытия: нормативная $G_n^{nox}=0,466$ кН/м, расчетная $G_a^{nox}=0,551$ кН/м. Снеговая нагрузка составляет $S_0=0,7$ кН/м². Фермы установлены с шагом $B=3,2$ м, порода древесины – пихта 2-го сорта. Класс условий эксплуатации – I, класс ответственности здания по назначению – II.

1.1.1 Конструктивная схема фермы

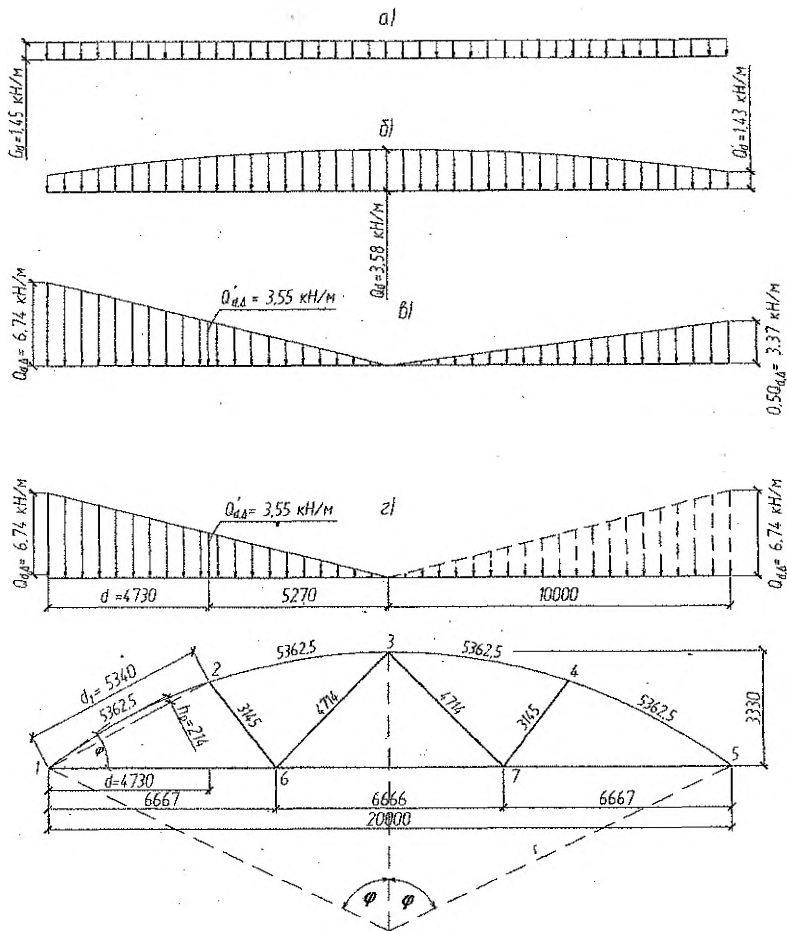
Принимаем сегментную ферму с разрезным верхним поясом из дощатоклеевых блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рисунке 1. Расчетный пролет фермы $l=20$ м. Расчетная высота фермы $h_{max}=l/6=20/6=3,33$ м. Решетка фермы треугольная. Радиус оси верхнего пояса:

$$r = (l^2 + 4 \times h_{max}^2) / (8 \times h_{max}) = (20^2 + 4 \times 3,33^2) / (8 \times 3,33) = 16,68 \text{ м.}$$

Длина дуги верхнего пояса $S_{\varphi} = \pi \times r \times 2\varphi / 180^\circ = 3,14 \times 16,68 \times 73,74^\circ / 180 = 21,45$ м,

где 2φ – центральный угол; $\sin \varphi = l / (2 \times r) = 20 / (2 \times 16,68) = 0,600$,

откуда $\varphi = 36,87^\circ$, $2\varphi = 73,74^\circ$.



- а – постоянная нагрузка по всему пролёту;
 б – снеговая нагрузка по всему пролёту, по первому варианту распределения ($\mu_1 = \cos I, 8\varphi$);
 в – снеговая нагрузка по всему пролёту, распределенная по закону треугольника;
 г – снеговая нагрузка на одной половине пролёта, распределенная по закону треугольника

Рисунок 1 – Геометрическая схема сегментной фермы и возможные варианты нагружения

В соответствии с заданной схемой фермы длину верхнего пояса разбиваем на четыре равные панели, а нижнего пояса – на три. Длина панели верхнего пояса $S_p = S_{sp}/4 = 21,45/4 = 5,3625$ м, нижнего пояса – $20,00/3 = 6,667$ м. Линейные размеры элементов фермы определяем без учета строительного подъёма по таблице А.3.1 приложения А.

1.1.2 Статический расчет фермы

Нагрузка от покрытия на 1 м^2 :

$$G_k^{нов} = G_k / b = 0,466 / 1,5 = 0,311 \text{ кН/м}^2;$$

$$G_d^{нов} = G_d / b = 0,551 / 1,5 = 0,367 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_k = 0,466 \text{ кН/м}$ и $G_d = 0,551 \text{ кН/м}$ – нормативная и расчётная постоянные нагрузки на клеёфанерную плиту соответственно;

$b = 1,5 \text{ м}$ – номинальная ширина клеёфанерной плиты.

Нагрузка от собственного веса фермы определяется по формуле:

$$G_k^{\phi} = (G_k^{нов} + Q_{k,ef}) / [1000 / (K_{с.м.} \times l) - 1] = (0,311 + 0,56) / [1000 / (3 \times 20) - 1] = 0,055 \text{ кН/м}^2,$$

где $K_{с.м.}$ – коэффициент собственной массы для металлодеревянной фермы, таблица 47 [7];

$$Q_{k,ef} = S_0 \left(\mu_1' + \frac{2}{3} (\mu_1 - \mu_1') \right) = 0,7 \left(0,4 + \frac{2}{3} (1 - 0,4) \right) = 0,56 \text{ кН/м}^2 \text{ – эквивалентная равномерно распределённая снеговая нагрузка для первого варианта нагружения};$$

здесь S_0 – нормативное значение веса снегового покрова на 1 м^2 поверхности земли;

μ_1 и μ_1' – коэффициенты перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие по первому варианту нагружения соответственно в узлах 3 и 1 (схема б, рисунок 1).

Для первого варианта нагружения (схема б, рисунок 1) $\mu_1 = \cos 1,8\varphi$,

где φ – уклон покрытия, град.

В узле 3 при $\varphi = 0 \rightarrow \mu_1 = 1,0$;

в узле 1 при $\varphi = 36,87^\circ - \mu_1' = \cos 1,8 \cdot 36,87^\circ = 0,4$.

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м^2 горизонтальной проекции с учетом коэффициента $S_{ap}/l = 21,45/20 = 1,02$ и массы фермы равна:

нормативная $G_k = 0,311 \times 1,02 + 0,055 = 0,388 \text{ кН/м}^2$;

расчетная $G_d = 0,367 \times 1,02 + 0,055 \times 1,1 = 0,454 \text{ кН/м}^2$,

где $\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке для деревянных конструкций согласно таблице 1 [2].

Для второго варианта нагружения (схема в, рисунок 1) $\mu_2 = 2,4 \sin 1,4\varphi$.

В узле 3 при $\varphi = 0 - \mu_2 = 0$;

в узле 1 при $\varphi = 36,87^\circ - \mu_2 = 2,4 \sin 1,4 \times 36,87^\circ = 1,88$.

Интенсивность снеговой нормативной нагрузки для первого варианта нагружения равна $Q_{k,ef} = S_0 \times \mu_1$:

– в узле 3 $Q_k = 0,7 \cdot 1 = 0,7 \text{ кН/м}^2$;

– в узле 1 $Q_k = 0,7 \cdot 0,4 = 0,28 \text{ кН/м}^2$.

Интенсивность снеговой нормативной нагрузки для второго варианта нагружения (по треугольнику) в узле 3 фермы равна

$$Q_{k,\Delta} = S_0 \cdot \mu_2 = 0,7 \cdot 1,88 = 1,316 \text{ кН/м}^2.$$

Погонная расчетная нагрузка на ферму:

постоянная $G_d = G_d \cdot \gamma_f = 0,454 \cdot 3,2 = 1,45 \text{ кН/м}$;

интенсивность снеговой нагрузки $Q_d = Q_k \cdot \gamma_f$.

Для первого варианта нагружения:

– в узле 3 $Q_d = 0,7 \cdot 1,6 \cdot 3,2 = 3,58$ кН/м;

– в узле 1 $Q_d = 0,28 \cdot 1,6 \cdot 3,2 = 1,43$ кН/м.

Для второго варианта нагружения (по треугольнику):

в узле 1 $Q_{d,\Delta} = 1,316 \cdot 1,6 \cdot 3,2 = 6,74$ кН/м;

в узле 2 $Q'_{d,\Delta} = Q_{d,\Delta}(1 - 2\gamma_x) = 6,74(1 - 2 \cdot 0,23648) = 3,55$ кН/м,

где $f_f = 1,6$ – коэффициент надежности по нагрузке для снеговой нагрузки при

$G_w/S_0 = 0,388/0,7 = 0,55 < 0,8$ (п. 5.7 [2]);

$\gamma_x = 0,23648$ – коэффициент для определения координаты узла 2 (таблица А.3.1, приложение А).

Для определения расчетных усилий в элементах сегментных ферм рассматриваются следующие сочетания постоянных и временных нагрузок на горизонтальную проекцию:

– постоянная и временная снеговая по всему пролету – для определения усилий в поясах;

– постоянная нагрузка по всему пролету и временная снеговая нагрузка на половине пролета – для определения усилий в элементах решетки.

Поскольку ветровая нагрузка разгружает ферму, в расчете ее не учитывают.

В расчете сегментных ферм рассматривают 3 варианта нагружения снеговой нагрузкой (рисунок 1):

– распределенная по всему пролету по первому варианту – схема б;

– распределенная по закону треугольника по всему пролету – схема в;

– распределенная по закону треугольника на одной половине пролета – схема г.

Определяем усилия в элементах фермы от постоянной и временной нагрузок по таблицам приложения А (от погонной нагрузки).

Полученные усилия сводим в таблицу 1.

1.1.3 Конструктивный расчет

При проектировании условимся, что для изготовления деревянных элементов сегментной фермы будет использована древесина пихты 2-го сорта по СТБ 1713-2007, а для изготовления металлических элементов за исключением указанных особо – сталь класса С245 по ГОСТ 27772-88.

1.1.3.1 Подбор сечения панелей верхнего пояса

Изгибающий момент в панелях разрезного верхнего пояса сегментных ферм определяется по формуле:

$$M_d = M_0 - N_d \cdot h_p,$$

где M_0 – изгибающий момент в свободно лежащей балке пролетом d ;

N_d – продольная сила;

h_p – стрела подъема панели, определяемая по формуле

$$h_p = d_1^2 / 8 \cdot r = 5,34^2 / (8 \cdot 16,68) = 0,214 \text{ м},$$

где $d_1 = \beta \cdot l = 0,26697 \cdot 20 = 5,34 \text{ м}$ – длина хорды;

$\beta = 0,26697$ – коэффициент длины хорды (таблица А.3.2, приложение А).

Таблица 1 – Усилия в элементах фермы, кН

Элементы фермы	Стержни	От постоянной нагрузки $G_d=1,45$ кН/м	От снеговой нагрузки $Q_d=3,58$ кН/м	От снеговой нагрузки $Q_{d,\Delta}=6,74$ кН/м			Расчетные усилия, N_d	
				слева	справа	по пролету	Растяжение +	Сжатие -
Верхний пояс	O_1	-23,85	-51,50	-31,58	-12,10	-37,63		75,35
	O_2	-21,68	-47,46	-23,39	-13,58	-30,18		69,14
	O_3	-21,68	-47,46	-13,58	-23,39	-25,27		69,14
	O_4	-23,85	-51,50	-12,10	-31,58	-27,89		75,35
Нижний пояс	I_1	21,13	45,62	27,97	10,72	33,33	66,75	
	I_2	21,75	48,42	16,85	16,85	25,27	70,17	
	I_3	21,13	45,62	10,72	27,97	24,71	66,75	
Раскосы	D_1	0,44	2,00	-7,92	4,37	-5,74	4,81	7,48
	D_2	-0,49	-2,23	8,83	-4,87	6,39	8,34	5,36
	D_3	-0,49	-2,23	-4,87	8,83	-0,455	8,34	5,36
	D_4	0,44	2,00	4,37	-7,92	0,41	4,81	7,48

где $O_{1,G}=G_d \cdot \alpha \cdot l=1,45 \cdot 0,82257 \cdot 20=-23,85$ кН – расчётное усилие в стержне O_1 от постоянной нагрузки,

здесь $G_d=1,45$ кН/м – расчётная постоянная нагрузка на 1 п.м. фермы;

$\alpha=-0,82257$ – значение коэффициента для определения продольной силы в стержне O_1 (таблица А.3.2, приложение А);

$l=20$ м – пролёт фермы.

Определяем изгибающие моменты в опорной панели 1-2 при различных сочетаниях постоянной и снеговой нагрузок:

– постоянная (G_d) и снеговая (Q_d) по всему пролету:

$$M_{d,1} = (G_d + Q_d) d^2 / 8 + (Q_d \times d^2 / 8) \times k_{\alpha} - (N_{6,d} + N_{a,d}) = \\ = (1,45 + 1,43) \cdot 4,73^2 / 8 + (3,58 \cdot 4,73^2 / 8) \cdot 0,1838 - (23,85 + 51,50) \cdot 0,214 = -6,23 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $d = \gamma_x \cdot l = 0,23648 \cdot 20,0 = 4,73 \text{ м}$ – её горизонтальная проекция (рисунок 1);

$\gamma_x = 0,23648$ – коэффициент для определения координаты узла 2 (таблица А.3.1, приложение А);

$k_{\alpha} = (0,5\gamma_x - 0,75\gamma_x^2) / 0,415 = (0,5 \cdot 0,2364 - 0,75 \cdot 0,2364^2) / 0,415 = 0,1838$ – коэффициент для ферм, при $h_p = l/6l$;

$k_{\alpha} = (0,5\gamma_x - 0,75\gamma_x^2) / 0,552$ – коэффициент для ферм при $h_p = l/7l$.

– постоянная (G_d) и снеговая ($Q_{d,\Delta}$) по всему пролету:

$$M_{d,2} = (G_d + Q_{d,\Delta}) \times d^2 / 8 + (Q_{d,\Delta} - Q'_{d,\Delta}) \times d^2 / 16 - (N_{G,d} + N_{a,d,\Delta}) \times h_p = \\ = (1,45 + 3,55) \cdot 4,73^2 / 8 + (6,74 - 3,55) \cdot 4,73^2 / 16 - (23,85 + 37,63) \cdot 0,214 = 5,29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

– постоянная (G_d) и снеговая ($Q_{d,\Delta}$) на половине пролёта слева:

$$M_{d,3} = (G_d + Q'_{d,\Delta}) \times d^2 / 8 + (Q_{d,\Delta} - Q'_{d,\Delta}) \times d^2 / 16 - (N_{G,d} + N_{a,d,\Delta}) \times h_p = \\ = (1,45 + 3,55) \cdot 4,73^2 / 8 + (6,74 - 3,55) \cdot 4,73^2 / 16 - (23,85 + 31,58) \cdot 0,214 = 6,58 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

За расчетные усилия по панели 1–2 принимаем $M_d = 6,58 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $N_d = 55,43 \text{ кН}$.

Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки принимаем одинаковой. Подберем ее из условия предельной гибкости $\lambda_{\max} = 150$ (таблица 7.7 [1]) для самого длинного раскоса 3–6, у которого $l = 0,23570 \times 20 = 4,714 \text{ м}$, где $\rho = 0,23570$ – коэффициент для определения длины стержня (таблица А.3.2, приложение А). Тогда $b = l / (0,289 \times \lambda_{\max}) = 4,714 / (0,289 \times 150) = 0,109 \text{ м}$. Исходя из условия обеспечения минимальной площадки опирания конструкций покрытия (не менее 55 мм согласно п. 5.2.11 [1]), с учетом сортамента пиломатериалов (СТБ 1713-2007) и из условия острожки по кромкам по 5,0 мм с каждой стороны, ширину верхнего пояса принимаем равной $b = 125 - 10 = 115 \text{ мм}$. В соответствии с п. 6.1.1.8 [1] толщину досок с учетом острожки принимаем равной 30 мм. Принимаем верхний пояс сечением $b \times h = 115 \times 240 \text{ мм}$ (где $h = 30 \times 8 = 240 \text{ мм}$).

Проверим сечение сжато-изогнутого элемента по формуле (7.21) [1]:

$$\sigma_{c,0,d} = N_d / A_{inf} + M_d / (k_{m,c} \times W_d) \leq f_{c,0,d},$$

где N_d – расчетная продольная сила;

$A_{inf} = 11,5 \times 24,0 = 276,0 \text{ см}^2$ – площадь расчетного сечения нетто;

M_d – расчетный изгибающий момент;

$k_{m,c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле (7.22) [1]:

$$k_{m,c} = 1 - N_d / (k_c \times f_{c,0,d} \times A_{sup}).$$

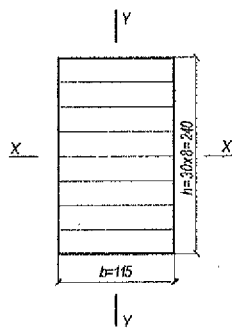


Рисунок 2 – Сечение верхнего пояса фермы

k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$k_c = C / \lambda_x^2, \text{ где } C = 3000 \text{ -- для древесины (п. 7.3.2 [1]);}$$

$\lambda_x = l_d \cdot x / i_x$, где i_x – радиус инерции сечения элемента в направлении относительно оси x ;

$l_d = l \times \mu_0$ – расчётная длина элемента, где $\mu_0 = 1$ – при шарнирно-закрепленных концах стержня (п.7.7.1[1]);

$f_{c,0,d}$ – расчётное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон (таблица 6.4 [1]), определяемое с учетом положений п.6.1.4.7 [1].

Таким образом

$$l_d = 1 \times 536,25 = 536,25 \text{ см; } i_x = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 24 = 6,934 \text{ см;}$$

$$\lambda_x = 536,25 / 6,934 = 77,33 < \lambda_{\max} = 120 \text{ (таблица. 7.7 [1]); } k_c = 3000 / 77,33^2 = 0,50;$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d} \times k_x \times k_{\text{mod}} \times k_h \times k_\delta \times k_r / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 \times 1 / 0,95 = 12,62 \text{ МПа,}$$

где $f_{c,0,d} = 14$ МПа – расчётное сопротивление сосны сжатию вдоль волокон для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица 6.4[1]);

$k_x = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{\text{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_h = 1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5$ м (таблица 6.8 [1]);

$k_\delta = 1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 30$ мм (таблица 6.9 [1]);

$k_r = 1$ – коэффициент, учитывающий отношение радиуса кривизны к толщине доски, при $r/b = 1668/3,0 = 556 > 250$ (таблица. 6.10 [1]).

$$k_{m,c} = 1 - 55,43 / (0,50 \cdot 1,262 \cdot 276) = 0,683;$$

$$A_{\text{sup}} = 11,5 \times 24,0 = 276,0 \text{ см}^2 \text{ -- площадь расчетного сечения брутто;}$$

$W_d = 11,5 \times 24,0^2 / 6 = 1104 \text{ см}^3$ – расчётный момент сопротивления поперечного сечения.

Тогда

$$\sigma_{c,0,d} = 55,43 \cdot 10 / 276 + 658 \cdot 10 / (0,683 \cdot 1104) = 10,73 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 12,62 \text{ МПа.}$$

Принятое сечение удовлетворяет условиям прочности с запасом $[(12,62 - 10,73) / 12,62] \times 100\% = 14,9\% < 15\%$.

Так как верхний пояс фермы по всему пролету раскреплен элементами покрытия (клефанерные плиты), то расчет на устойчивость плоской формы деформирования не производится.

1.1.3.2 Расчет раскосов

Все раскосы проектируем клееными одинакового сечения из досок толщиной 30 мм. За расчётное усилие принимаем сжимающее усилие по таблице 1. Расчёт ведём для самого длинного раскоса 3–6.

Исходя из предельной гибкости $\lambda_{\max}=150$, определяем минимальный размер сечения $b=I_y/(0,289 \times \lambda_{\max})=4,714/(0,289 \times 150)=0,109$ м. Принимаем сечение раскосов $b \times h=115 \times 120$ мм, где $h=4 \times 30=120$ мм. Проверим сечение раскоса на устойчивость по формуле (7.5) [1]:

$$\sigma_{c,0,d} = N_d / (k_c \times A_d) = 5,36 \cdot 10 / (0,148 \cdot 138) = 2,62 \text{ МПа} <$$

$$< f_{c,0,d} = 12,62 \text{ МПа},$$

где $N_d=5,36$ кН – расчетное сжимающее усилие в раскосе 3–6 (таблица 1);

$$A_d = A_{sup} = 11,5 \times 12,0 = 138,0 \text{ см}^2 > 50 \text{ см}^2$$

(п.5.3.1.15 [1]);

$$i_{\min} = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 11,5 = 3,32 \text{ см};$$

$$l_d = 1 \times 471,4 = 471,4 \text{ см};$$

$$\lambda_d = \lambda_y = 471,4 / 3,32 = 142,0 < \lambda_{\max} = 150;$$

$$k_c = 3000 / 142^2 = 0,148, \text{ т.к. } \lambda_y = 142,0 > \lambda_{\text{ред}} = 70;$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d} \times k_c \times k_{\text{mod}} \times k_h \times k_s / \gamma_a = 14 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 / 0,95 = 12,62 \text{ МПа},$$

здесь $f_{c,0,d}=14$ МПа – расчетное сопротивление сосны сжатию вдоль волокон для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица. 6.4 [1]);

$k_c=0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (таблица. 6.5 [1]);

$k_{\text{mod}}=1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_h=1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5$ м (таблица 6.8 [1]);

$k_s=1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=30$ мм (таблица 6.9 [1]).

Запас прочности $[(12,62 - 2,62) / 12,62] \times 100\% = 79,2\% > 15\%$, однако, уменьшение сечения невозможно из условия предельной гибкости.

1.1.3.3 Подбор сечения нижнего пояса

В соответствии с заданием принимаем пояс из двух неравнобоких уголков.

Требуемая площадь сечения пояса $A_{tr} = N \times \gamma_a / (R_y \times \gamma_c)$,

где $N=70,17$ кН – максимальное усилие в панелях нижнего пояса (таблица 1);

$R_y=240$ МПа=24 кН/см² – расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (таблица 51*[5]);

$\gamma_c=0,95$ – коэффициент условий работы при расчёте стальных конструкций (таблица 6* [5]).

$A_{tr}=70,17 \times 0,95 / (24 \times 0,95) = 2,92 \text{ см}^2$. Из условия обеспечения гибкости панелей меньше предельной, принимаем $2 \angle 75 \times 50 \times 5$ (ГОСТ 8510-86*) (таблица 7.2 [1]) общей площадью $A=2 \times 6,11 = 12,22 \text{ см}^2 > 2,92 \text{ см}^2$. Полки уголков размером 7,5 см располагаем вертикально, а полки размером 5,0 см – горизонтально вплотную одна к другой, соединяя их сваркой через интервалы не более $80 \times i_y = 80 \times 1,43 = 114,4$ см (п. 5.7 [5]). Принимаем интервал 111,1 см, т.е. каждую панель длиной 666,7 см разбиваем на шесть интервалов.

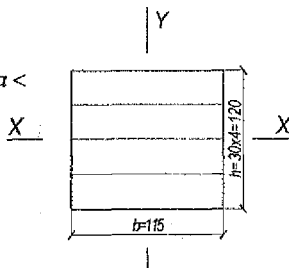


Рисунок 3 – Сечение раскосов

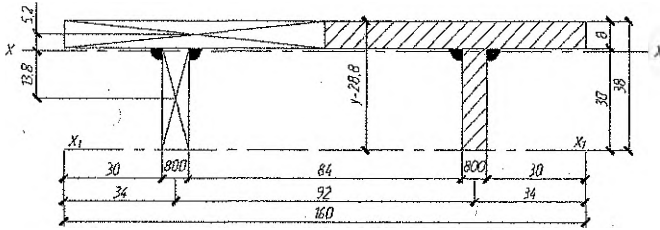


Рисунок 5 – Упорная плита башмака с рёбрами жёсткости

Определяем площадь опирания торца верхнего пояса на упорную плиту башмака из условия смятия древесины под действием максимальной сжимающей силы $N_d = 75,35$ кН:

$$A_{оп} = N_d / f_{см,0,d} = 75,35 / 1,238 = 60,86 \text{ см}^2,$$

где $f_{см,0,d} = f_{см,0,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 12,38$ МПа = 1,238 кН/см²,

здесь $f_{см,0,d} = 14$ МПа – расчетное сопротивление сосны смятию вдоль волокон для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица 6.4 [1]).

Приняв ширину плиты равной ширине верхнего пояса, находим длину плиты: $l_n = A_{оп} / b_n = 60,86 / 11,5 = 5,29$ см. Конструктивно принимаем $l_n = 2 \times h / 3 = 2 \times 24,0 / 3 = 16,0$ см.

Тогда $\sigma_{см,0,d} = 75,35 / (11,5 \times 16,0) = 0,41$ кН/см² < $f_{см,0,d} = 1,238$ кН/см². Упорную плиту проектируем с ребрами жесткости (рисунок 5).

Проверяем местную прочность упорной плиты на изгиб. Для этого рассмотрим среднюю часть упорной плиты как прямоугольную плиту, свободно опертую по четырём сторонам, которыми являются вертикальные фасонки башмака и рёбра жёсткости упорной плиты. Вертикальные фасонки толщиной по 8 мм располагаем на расстоянии 100 мм в свету для того, чтобы между ними могли разместиться два неравнополочных уголка нижнего пояса (рисунок 4).

Расчёт ведём по формулам теории упругости, приведенным в [6]. Расчётные пролёты опертой по четырём сторонам плиты (рисунок 4 и 5): $a = 8,4 + 0,8 = 9,2$ см, $b = 10,0 + 0,8 = 10,8$ см.

При $b/a = 10,8/9,2 = 1,17$ согласно таблице 4.5 [6] $\alpha = 0,061$.

Изгибающий момент в такой плите

$$M_n = \alpha \times \sigma_{см,0,d} \times a^2 = 0,061 \times 0,41 \times 9,2^2 = 2,12 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Крайние участки упорной плиты рассмотрим как консоли. Расчёт ведём для полосы шириной 1 см.

При $c = 3,4$ см – $M_k = \sigma_{см,0,d} \times c^2 / 2 = 0,41 \times 3,4^2 / 2 = 2,37$ кН × см.

Примечание: при конструировании упорной плиты необходимо выполнить условие $M_n \approx M_k$.

По наибольшему из найденных для двух участков плиты изгибающих моментов определяем требуемую толщину плиты по формуле (4.13) [6]:

$$t_{н,л} = \sqrt{(6 \times M_{max} \times \gamma_n) / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{(6 \cdot 2,37 \cdot 0,95) / (24 \cdot 1,0)} = 0,75 \text{ см},$$

где $R_y = 240$ МПа = 24,0 кН/см² – расчетное сопротивление при изгибе стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (таблица 51* [5]).

Принимаем $t_{н,л} = 8$ мм.

Проверяем общую прочность упорной плиты на изгиб. Расчёт ведём приближенно как расчёт балок таврового сечения (рисунок 4) пролётом, равным расстоянию между осями вертикальных фасонок $l=10,0+0,8=10,8$ см.

Нагрузка на рассматриваемую полосу плиты ($l_{пл}/2=80$ мм):

$$N=Q_1/2=75,35/2=37,67 \text{ кН,}$$

где $Q_1=75,35$ кН – максимальное сжимающее усилие в опорной панели верхнего пояса (таблица 1).

Интенсивность нагрузки под торцом элемента верхнего пояса шириной 11,5 см $q=37,67/11,5=3,27$ кН/см.

Изгибающий момент в балке таврового сечения

$$M=37,67 \times 10,8/4=3,27 \times 10,8^2/8=54,03 \text{ кН} \times \text{см.}$$

Определяем момент сопротивления заштрихованной части сечения плиты, рисунок 5.

Расстояние от нижней грани ребер жесткости до центра тяжести сечения $y=S_x/A=25,36/8,8=2,88$ см,

$$\text{где } S_x=0,8 \cdot 8,0 \cdot (3,0+0,8/2)+0,8 \cdot 3,0 \cdot 1,5=25,36 \text{ см}^3;$$

$$A=0,8 \cdot 8,0+0,8 \cdot 3,0=8,8 \text{ см}^2,$$

$$I_x=8,0 \cdot 0,8^3/12+8,0 \cdot 0,8 \cdot 0,52^2+0,8 \cdot 3^3/12+0,8 \cdot 3 \cdot 1,38^2=8,44 \text{ см}^4.$$

$$W_{\min}=I_x/y=8,44/2,88=2,93 \text{ см}^3.$$

$$\sigma=54,03/2,93=18,44 \text{ кН/см}^2=184,4 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c/\gamma_n=240 \cdot 1,0/0,95=252,6 \text{ МПа.}$$

Запас прочности $[(252,6-184,4)/252,6] \cdot 100\% = 27\% > 15\%$.

В этом случае необходимо изменить сечение плиты (уменьшить размеры ребер жесткости).

Рассчитываем опорную плиту (рисунок 4). Полагаем, что опорная плита башмака опирается на брус из такой же древесины, что и ферма. Определяем размеры опорной плиты.

Длина опорной плиты $l_{пл}$ принимается исходя из конструктивных требований (таблица 39 [5]) не менее значения:

$$l_{пл, \min}=2 \times (b_{гр} + \delta_{ф} + 2 \times 1,5 \times d_{от})=2 \times (5,0 + 0,8 + 3 \times 1,3)=19,4 \text{ см,}$$

где $b_{гр}=5,0$ см – ширина горизонтальной полки уголка нижнего пояса;

$\delta_{ф}=0,8$ см – толщина вертикальной фасонки;

$d_{от}=1,3$ см – предварительно принятый диаметр отверстия под болт, крепящий ферму к колонне.

Принимаем длину опорной плиты $l_{пл}=25$ см.

Примечание: длина опорной плиты $l_{пл}$ может корректироваться в соответствии с требованиями п. 1.2.4.

Максимальная опорная реакция фермы от постоянной нагрузки и снеговой нагрузки по всему пролёту по закону треугольника $F_A=0,5 \times G_d \times l + 0,229 \times Q_{d, \Delta} \times l = 0,5 \times 1,45 \times 20 + 0,229 \times 6,74 \times 20 = 45,36$ кН.

Требуемая ширина опорной плиты будет равна:

$$b_{пл} = F_A / (f_{см, 90} \times l_{пл}) = 45,36 / (0,265 \times 25) = 6,846 \text{ см.}$$

Принимаем размеры плиты $b_{пл} \times l_{пл} = 10 \times 25$ см, так как принимать ширину плиты менее 100 мм не рекомендуется по конструктивным соображениям.

Напряжения смятия под опорной плитой:

$$\sigma_{см, 90, d} = 45,36 / (10 \times 25) = 0,181 \text{ кН/см}^2 = 1,81 \text{ МПа} <$$

$$< f_{см, 90, d} \times k_{\gamma} \times k_{инд} / \gamma_n = 3 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 2,65 \text{ МПа} = 0,265 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{см, 90, d} = 3$ МПа – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта местному смятию поперёк волокон в узловых примыканиях элементов (таблица 6.4 [1]).

Запас прочности $[(2,65 - 1,81) / 2,65] \cdot 100\% = 31\% > 15\%$, однако размеры плиты не можем уменьшить исходя из конструктивных требований.

Толщину опорной плиты (рисунок 4) находим из условия изгиба:

– консольного участка $M_k = \sigma_{cm,90,d} \times c^2 / 2 = 0,181 \times 7,1^2 / 2 = 4,95 \text{ кН}\cdot\text{см}$;

– среднего участка $M_n = \sigma_{cm,90,d} \times a^2 / 8 = 0,181 \times 10,8^2 / 8 = 2,63 \text{ кН}\cdot\text{см}$,

где $c = 7,1 \text{ см}$ – вылет консоли;

$a = 10,8 \text{ см}$ – пролёт среднего участка.

При ширине расчётной полосы в 1 см находим толщину плиту:

$$t_{n,oi} = \sqrt{6 \times M_{max} \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 4,95 \cdot 0,95 / (24 \cdot 1,0)} = 1,08 \text{ см}.$$

Принимаем $t_{n,oi} = 12 \text{ мм}$.

Находим длину сварных швов, крепящих уголки нижнего пояса к вертикальным фасонкам.

Принимаем полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа сварочной проволокой Св-08Г2С (ГОСТ 2246-70*), для которой $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$ (таблица 56 [5]). В соответствии с таблицей 38* [5] принимаем по обушке катет шва $k_{e,o} = 6 \text{ мм}$, а по перу $k_{e,n} = 5 \text{ мм}$. Для выбранных катетов швов при полуавтоматической сварке $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$ (таблица 34* [5]). Для стали класса С245 $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ (таблица 51* [5]) и соответственно $R_{wz} = 0,45 \times R_{un} = 0,45 \times 370 = 166,5 \text{ МПа}$. Так как $R_{wz} \times \beta_z = 166,5 \times 1,05 = 174,8 \text{ МПа} < R_{wf} \times \beta_f = 215 \times 0,9 = 193,5 \text{ МПа}$, расчёт ведём по металлу границы сплавления. Тогда, с учётом распределения усилия в первой панели нижнего пояса по перу и обушке (таблица 5.6 [6]), требуемые расчётные длины швов составят:

– по перу:

$$l_{w,n} = 0,32 \times I_1 \times \gamma_n / (R_{wz} \times \beta_z \times k_{e,n} \times \gamma_c) = 0,32 \times 66,75 \times 0,95 \times 10 / (166,5 \times 1,05 \times 0,5 \times 0,95) = 2,44 \text{ см};$$

– по обушке:

$$l_{w,o} = 0,68 \times I_1 \times \gamma_n / (R_{wz} \times \beta_z \times k_{e,o} \times \gamma_c) = 0,68 \times 66,75 \times 0,95 \times 10 / (166,5 \times 1,05 \times 0,6 \times 0,95) = 4,30 \text{ см}.$$

В соответствии с п.п. 11.2*, 12.8 [5] принимаем по перу и обушке сварные швы минимальной длины, т.е. 5 см.

1.1.4.2. Коньковый узел

1.1.4.2.1 Расчёт крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам

Принимаем пластинки-наконечники из полосовой стали толщиной 0,8 см и шириной 8,0 см (рисунок 6). Число пластинок принимаем равное двум для каждого раскоса. Пластинки к раскосам крепим двумя болтами из стали марки ВстЗкп2 $\varnothing 10 \text{ мм}$ и двумя проволочными гвоздями $\varnothing 5 \text{ мм}$ для исключения возможности возникновения эксцентриситета.

Расчётную несущую способность одного среза нагеля в симметричном соединении с обоими внешними элементами из стали согласно п. 9.4.2.1 [1] следует принимать равной меньшему значению из полученных по формулам (9.11) и (9.14) [1]:

$$R_{id} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,d} \times t_2 \times d \times k_{\alpha}, \\ f_{n,d} \times d^2 \times (1 + \beta^2_{n,max}) \times \sqrt{k_{\alpha}}, \end{array} \right.$$

где $f_{h,1,d} = 8 \times k_x \times k_{mod} = 8 \times 0,8 \times 1,05 = 6,72 \text{ МПа} = 0,672 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление древесины смятию в глухом нагельном гнезде для симметричного соединения согласно таблице 9.2 и примечания таблицы 9.3 [1];

$t_2 = 11,5 \text{ см}$ – ширина сечения раскоса;

$d = 1,0 \text{ см}$ – диаметр нагеля;

$f_{n,d} = 18 \times \sqrt{k_{mod}} \times k_x = 18 \times \sqrt{0,8 \times 1,05} = 16,5 \text{ МПа} = 1,65 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление стального нагеля изгибу согласно таблице 9.4 [1];

$\beta_{0,max}=0,624$ – коэффициент согласно таблице 9.4 [1];

$K_{\alpha}=1$ – коэффициент, учитывающий угол между силой и направлением волокон, при $\alpha=0^{\circ}$ (таблица 9.5 [1]).

Тогда $R_{ld,1}=0,672 \times 11,5 \times 1,0 \times 1 = 7,73$ кН, $R_{ld,1a}=1,65 \times 1,0^2 \times (1+0,624^2) \times \sqrt{1} = 2,29$ кН.

Принимаем $R_{ld,min}=2,68$ кН и находим расчётное количество нагелей:

$$n_{ef} = N_d \times \gamma_n / (R_{ld,min} \times n_s) = 8,34 \times 0,95 / (2,29 \times 2) = 1,73 \text{ шт.},$$

где $N_d=8,34$ кН – максимальное расчётное усилие в раскосах (таблица 1);

$n_s=2$ – количество швов в соединении для одного нагеля.

Принимаем количество болтов в соединении $n_n=2 > n_{ef}=1,73$, тогда расчётная несущая способность соединения будет равна: $R_d = R_{ld,min} \times n_s \times n_n / \gamma_n = 2,29 \times 2 \times 2 / 0,95 = 9,64$ кН $> N_d=8,34$ кН.

Запас прочности составит $[(9,64 - 8,34) / 8,34] \cdot 100\% = 14\% < 15\%$.

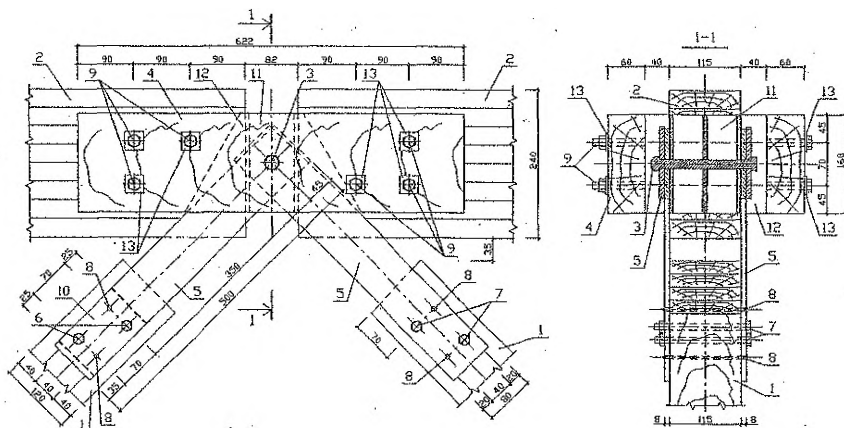
Примечание: при числе болтов больше двух проволочные гвозди в соединении пластинок-наконечников с раскосом можно исключить

Проверим прочность на растяжение стальных пластинок-наконечников, ослабленных отверстиями под болты ($d_{0,6}=1,1$ см) и гвозди ($d_{0,r}=0,6$ см).

$$N_{max,+} = D_2 = 8,34 \text{ кН}; A_n = 2 \times 0,8 \times (8 - 1,1 - 0,6) = 10,14 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = N_{max,+} / A_n = 8,34 / 10,14 = 0,82 \text{ кН/см}^2 = 8,2 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,05 / 0,95 = 265,3 \text{ МПа}.$$

Также проверим устойчивость стальных пластинок-наконечников из плоскости фермы между точками их закрепления узловым болтом и нагелями (рисунок 6).



- 1 – раскос; 2 – верхний пояс фермы; 3 – узловый болт $\varnothing 14$ мм, $l=170$ мм; 4 – накладки $100 \times 160 \times 622$ мм; 5 – пластинки-наконечники $500 \times 80 \times 8$ мм; 6 – болт $\varnothing 10$ мм, $l=170$ мм; 7 – болт $\varnothing 10$ мм, $l=160$ мм; 8 – гвоздь $\varnothing 5$ мм; 9 – болт $\varnothing 12$ мм, $l=350$ мм; 10 – подкладка $120 \times 80 \times 8$ мм; 11 – сварной вкладыш; 12 – вырез в накладках; 13 – квадратная шайба $45 \times 45 \times 4$ мм

Рисунок 6 – Коньковый узел фермы

$$N_{\max, \dots} = D_2 = -5,36 \text{ кН}; I_p = 35 \text{ см}.$$

$$\text{Гибкость пластинок-наконечников: } \lambda = I_p / i = 35 / (0,289 \times 0,8) = 151,4.$$

$$\sigma = N_{\max, \dots} / (A \times \varphi) = 5,36 / (2 \times 0,8 \times 8 \times 0,271) = 1,55 \text{ кН/см}^2 = 15,5 \text{ МПа} <$$

$$< R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 0,95 / 0,95 = 240,0 \text{ МПа},$$

где $\varphi = 0,271$ – коэффициент продольного изгиба центрально-сжатых элементов при $\lambda = 151,4$ и $R_y = 240$ МПа (таблица 72 [5]).

Максимальная гибкость пластинок-наконечников не превышает предельно допустимой:

$$\lambda = 151,4 < [\lambda_{\max}] = 210 - 60 \times \alpha = 210 - 60 \times 0,5 = 180 \text{ (таблица 19* [5])},$$

$$\text{где } \alpha = \sigma \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c) = 15,5 \times 0,95 / 240,0 \times 0,95 = 0,06 < 0,5, \text{ поэтому } \alpha = 0,5.$$

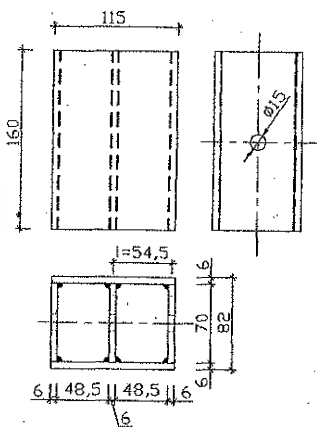


Рисунок 7 – Сварной вкладыш конькового узла

1.1.4.2.2 Конструирование сварного вкладыша и подбор диаметра узлового болта

В узлах верхнего пояса ставим сварные вкладыши, предназначенные для передачи усилий в блоках пояса и крепления раскосов (рисунок 7). Площадь поверхностей плит вкладыша, соприкасающихся с торцами блоков верхнего пояса: $A_n = b \times h = 11,5 \times 16,0 = 184,0 \text{ см}^2$. Толщина плит вкладыша 0,6 см. Поскольку размеры поверхностей плит вкладыша такие же, как и упорной плиты в опорном узле, напряжения смятия не проверяем.

Проверяем прочность на изгиб плиты вкладыша с учётом постановки ребер жёсткости между плитами. Рассматриваем полосу плиты вкладыша шириной 1 см как двухпролётную балку с $W = 1 \times 0,6^2 / 6 = 0,06 \text{ см}^2$ и пролётом $l = 4,85 + 0,6 = 5,45 \text{ см}$ (см. рисунок 7).

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \sigma_{\text{см}, 0, d} \times l^2 / 8 = 0,41 \times 5,45^2 / 8 = 1,52 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma = M_{\max} / W = 1,52 / 0,06 = 25,3 \text{ кН/см}^2 = 253,0 \text{ МПа} < R_{xy} \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,0 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$$

Рассчитываем узловой болт, к которому крепятся раскосы, на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах, которую определяем аналитически по теореме косинусов. Из таблицы 1 при действии на ферму снеговой нагрузки, распределённой по треугольнику на половине пролёта, выбираем усилия:

$$D_2=8,34 \text{ кН}, D_3=-5,36 \text{ кН},$$

где $D_3=-5,36 \text{ кН}$ – для такого же сочетания усилий, как и для D_2 .

$$\text{Тогда } N_r = \sqrt{D_2^2 + D_3^2 - 2 \times |D_2| \times |D_3| \times \cos(\beta)} = \sqrt{8,34^2 + 5,36^2} = 9,81 \text{ кН},$$

где $\beta=90^\circ$ – угол между раскосами D_2 и D_3 .

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_6 = N_r \times e / 2 = 9,91 \times 1,1 / 2 = 5,45 \text{ кН} \times \text{см},$$

где $e=0,8+0,3=1,1 \text{ см}$ – эксцентриситет приложения усилия N_r (рисунок 7).

Диаметр болта определяем по формуле: $d = \sqrt[3]{M_6 \times \gamma_n / (\theta \times I \times R_y \times \gamma_c)}$ = $\sqrt[3]{5,45 \times 0,95 / (0,1 \times 24 \times 1,0)} = 1,29 \text{ см}$. С учетом сортамента (приложение 14 [7]) принимаем узловой болт диаметром $d=1,4 \text{ см}$.

Примечание: в узлах верхнего пояса для восприятия монтажных усилий ставим симметричные деревянные накладки (рисунок 6). Суммарная площадь поперечного сечения накладок в местах ослабления должна быть не менее площади поперечного сечения верхнего пояса фермы.

1.1.4.3. Нижний промежуточный узел

В узле нижнего пояса фермы (рисунок 8) уголки прерываются и перекрываются пластинами. В центре пластины просверлено отверстие для узлового болта. Исходя из условия размещения сварных швов, прикрепляющих уголки к пластинам и условия размещения узлового болта, ширину пластин назначаем 11,0 см.

Из условия прочности на растяжение стальной передаточной пластины, ослабленной отверстием под узловой болт, найдём её толщину:

$$d_{0,6}=1,5 \text{ см (предварительно принятый диаметр под узловой болт);}$$

$$N_{\max} = H_2 = 70,17 \text{ кН (таблица 1); } A_n = 2 \times t_{n,n} \times (11,0 - 1,5) = 19 \times t_{n,n} \text{ см}^2;$$

$$A_n = N_{\max} / (R_y \times \gamma_c / \gamma_n) \Rightarrow t_{n,n} = 70,17 \times 0,95 / (19 \times 24,0 \times 1,05) = 0,146 \text{ см}.$$

Из условия возможности выполнения принятых ранее сварных швов в соответствии с п. 12.8 [5] принимаем $t_{n,n}=0,5 \text{ см}$. Однако в таком случае суммарная ширина составит 110 мм, что на 5 мм меньше ширины раскосов. Поэтому окончательно назначаем $t_{n,n}=0,8 \text{ см}$.

Передаточные пластины соединяются с уголками нижнего пояса сварными швами такой же длины, как и в опорном узле.

Диаметр болта определяем из условия его изгиба от максимальной силы, выбранной из разности усилий в смежных панелях нижнего пояса и равнодействующей усилий в раскосах.

Максимальная разность усилий в смежных панелях нижнего пояса возникает при постоянной нагрузке и односторонней снеговой нагрузке, распределённой по треугольнику: $\Delta H = 21,13 + 27,97 - 21,75 - 16,85 = 10,5 \text{ кН}$ (см. таблицу 1).

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли определяется по формуле (6) [2]:

$$w_m = w_0 \times k \times c,$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления, таблица 5 [2];

k – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте, таблица 6 [2];

c – аэродинамический коэффициент, определяемый по приложению 4 [2].

Примечание: в курсовом проекте при выполнении статического расчёта вручную допускается ветровую нагрузку на высоте более 5 м заменять эквивалентной равномерно распределенной в пределах рассматриваемого участка. При этом значение k определяется в зависимости от высоты z , соответствующей середине этого участка.

Распределенная ветровая нагрузка, действующая на покрытие здания, заменяется сосредоточенной Q_w , прикладываемой в месте опирания ригеля (рисунок 9). Изгибающие моменты, продольные и поперечные силы, полученные в результате статического расчета рамы имеют максимальные значения в опорном сечении колонны.

Определение расчетных усилий в колонне производится от постоянной и двух временных (снеговой и ветровой), умножаемых на коэффициент сочетания $\psi_2=0,9$ согласно п. 1.12 [2].

Расчетная длина клееной колонны принимается в плоскости рамы $l_x=2,2 \times H$, а из плоскости – $l_y=H$ (п.7.7.1 [1]). Сечение колонн проектируется прямоугольным с соотношением размеров $h/b \leq 5$. Предварительно определяется ширина сечения b из условия предельной гибкости $\lambda_{max}=120$ (таблица. 7.7 [1]), после чего назначается высота сечения в пределах $h=(1/10 \dots 1/15) \times H$.

Доски принимаются по сортаменту (таблица 21 [4]) толщиной не более 42 мм с учетом острожки по пласти 2,5...3 мм и по кромкам 5 мм. Проверка принятого сечения колонны производится как сжато-изогнутого элемента в соответствии с п.7.1.9[1]. При этом следует обращать внимание на изменение численного значения коэффициента k_{mod} (таблица 6.3 [1]), учитывающего в данном случае кратковременное действие ветровой нагрузки и коэффициента k_h (таблица 6.8 [1]), учитывающего высоту сечения клееного элемента.

Крепление колонны к фундаменту производится при помощи анкерных болтов, работающих на растяжение, рисунок 11. Сжимающие усилия передаются непосредственно на фундамент через торец колонны. Расчет анкерных болтов и их крепления к колонне производится на максимальное растягивающее усилие.

Пример 2. Расчет клееной колонны

По исходным данным примера 1 подобрать сечение клееной колонны из древесины пихты 2-го сорта и законструировать ее сопряжение с фундаментом. Высота до низа фермы $H=9,0$ м. Здание проектируется для типа местности "В" в IV ветровом районе.

1.2.1 Определение вертикальных нагрузок на раму

Расчетная постоянная нагрузка от покрытия, включая массу фермы (см. п.1.1.2): $G_d=1,45$ кН/м.

Расчетное давление на колонну от покрытия:

$$F_d^{пок} = G_d \times l/2 = 1,45 \times 20/2 = 14,5 \text{ кН.}$$

То же от стенового ограждения с учетом элементов крепления:

$$F_d^{cm} = (G_d^{nok} + G_k^{np} \times \gamma_f) \times B \times H = (0,367 + 0,1 \times 1,05) \times 3,2 \times 9,0 = 13,59 \text{ кН},$$

где $G_d^{nok} = 0,367 \text{ кН/м}^2$ – расчётная нагрузка от стенового ограждения, принятая равной расчётной нагрузке от покрытия:

$G_k^{np} = 0,10 \text{ кН/м}^2$ – масса металлических элементов крепления стенового ограждения;

$\gamma_f = 1,05$ – коэффициент надёжности по нагрузке для металлических конструкций (таблица 1 [2]).

Для определения собственной массы колонны ориентировочно принимаем следующие размеры ее сечения:

$$h = 1/12 \times H = 1/12 \times 9,0 = 0,75 \text{ м}, \quad b = h/4 = 0,75/4 \approx 0,19 \text{ м}.$$

Тогда расчетное давление от собственной массы колонны:

$$F_d^{kol} = b \times h \times H \times \rho \times \gamma_f = 0,19 \times 0,75 \times 9,0 \times 500 \times 10^{-2} \times 1,1 = 7,05 \text{ кН},$$

где $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины пихты для 2 класса условий эксплуатации (таблица 6.2 [1]);

$\gamma_f = 1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке для деревянных конструкций (таблица 1 [2]).

Расчетное давление на колонну от снеговой нагрузки:

$$F_d^{st} = 0,229 \times Q_{d,\Delta} \times l = 0,229 \times 6,74 \times 20 = 30,87 \text{ кН},$$

где $Q_{d,\Delta} = 6,74 \text{ кН/м}$ – расчетная погонная снеговая нагрузка при ее треугольном распределении (см. расчет фермы, п. 1.1).

1.2.2 Определение горизонтальных нагрузок на раму

Расчетная ветровая распределенная нагрузка на раму по высоте колонны определяется по формуле:

$$Q_{d,w} = w_m \times \gamma_f \times B = w_0 \times k \times s \times \gamma_f \times B,$$

где $\gamma_f = 1,4$ – коэффициент надёжности по ветровой нагрузке (п. 6.11 [2]).

Определяем расчетную распределенную нагрузку с наветренной стороны (напор):

– на высоте до 5 м $Q_{d,w,1} = 0,48 \times 0,5 \times 0,8 \times 1,4 \times 3,2 = 0,86 \text{ кН/м}$;

– на высоте от 5 до 9,0 м $Q_{d,w,2} = 0,48 \times 0,56 \times 0,8 \times 1,4 \times 3,2 = 0,96 \text{ кН/м}$,

где $w_0 = 0,48 \text{ кПа} = 0,48 \text{ кН/м}^2$ – нормативное значение ветрового давления для IV ветрового района (таблица 5 [2]);

$k = 0,5$ и $k = 0,56$ – коэффициенты для типа местности "В" соответственно при $z \leq 5 \text{ м}$ и $z = 7,0 \text{ м}$ (середина второго участка по высоте колонны) (таблица 6 [2]);

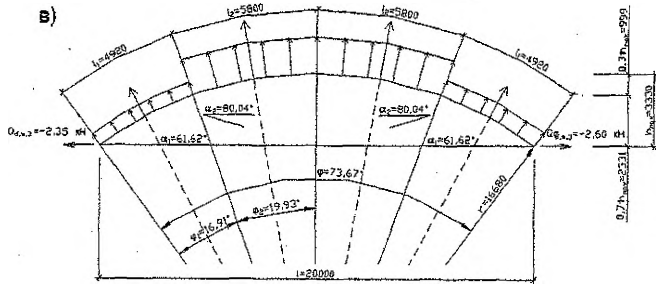
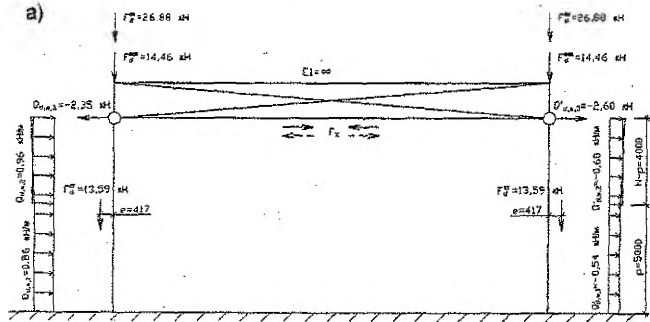
$s_e = 0,8$ – аэродинамический коэффициент с наветренной стороны (схема 3, приложение 4 [2]).

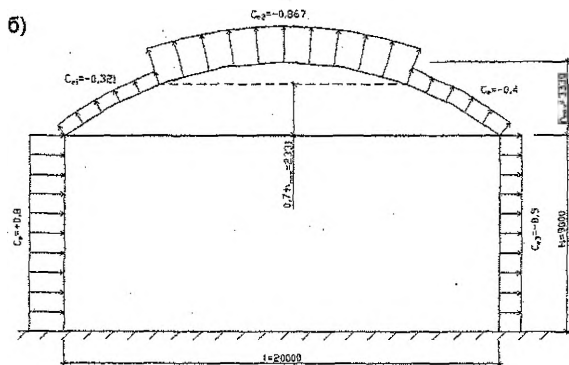
Определяем расчетную распределенную нагрузку с подветренной стороны (отсос):

– на высоте до 5 м $Q'_{d,w,1} = 0,48 \times 0,5 \times (-0,5) \times 1,4 \times 3,2 = -0,54 \text{ кН/м}$;

– на высоте от 5 до 9,0 м $Q'_{d,w,2} = 0,48 \times 0,56 \times (-0,5) \times 1,4 \times 3,2 = -0,60 \text{ кН/м}$,

где $s_{e3} = -0,5$ – аэродинамический коэффициент с подветренной стороны при $L/l = 90/20 = 4,5 > 2$ и $H/l = 9,0/20 = 0,45 < 0,5$ (схема 2 и 3, приложение 4 [2]).





а – расчётная схема рамы; б – сбор ветровой нагрузки на раму; в – сбор ветровой нагрузки на покрытие

Рисунок 9 – К расчёту рамы

Расчетную сосредоточенную ветровую нагрузку $Q_{d,w,3}$ на уровне нижнего пояса определим как сумму горизонтальных проекций результирующих нагрузок на участках l_1 и l_2 , рисунок 9, в.

Предварительно определим необходимые геометрические размеры.

Половина центрального угла φ

$$\cos(\varphi/2) = [(r - h_{\max})/r] = [(16,68 - 3,33)/16,68] = 0,8, \quad \varphi/2 = 36,84^\circ.$$

$$\text{Угол } \varphi_2: \cos \varphi_2 = [(r - 0,3 \times h_{\max})/r] = [(16,68 - 0,3 \times 3,33)/16,68] = 0,94, \quad \varphi_2 = 19,93^\circ.$$

$$\text{Угол } \varphi_1: \varphi_1 = \varphi/2 - \varphi_2 = 36,84^\circ - 19,93^\circ = 16,91^\circ,$$

где $r = 16,68$ м – радиус очертаения оси верхнего пояса фермы (см. п. 1.1).

$$\text{Длина дуги } l_1 = \pi \times r \times \varphi_1 / 180^\circ = 3,14 \times 16,68 \times 16,91^\circ / 180^\circ = 4,92 \text{ м.}$$

$$\text{Длина дуги } l_2 = \pi \times r \times \varphi_2 / 180^\circ = 3,14 \times 16,68 \times 19,93^\circ / 180^\circ = 5,80 \text{ м.}$$

$$\text{Угол } \alpha_1 = 90^\circ - \varphi_2 - \varphi_1 / 2 = 90^\circ - 19,93^\circ - 16,91^\circ / 2 = 61,62^\circ.$$

$$\text{Угол } \alpha_2 = 90^\circ - \varphi_2 / 2 = 90^\circ - 19,93^\circ / 2 = 80,04^\circ.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка с наветренной стороны будет равна:

$$Q_{d,w,3} = w_0 \times k_1 \times c_{e1} \times \gamma_f \times l_1 \times B \times \cos \alpha_1 + w_0 \times k_2 \times c_{e2} \times \gamma_f \times l_2 \times B \times \cos \alpha_2 =$$

$$= 0,48 \times 0,653 \times (-0,321) \times 1,4 \times 4,92 \times 3,2 \times 0,475 + 0,48 \times 0,687 \times$$

$$\times (-0,867) \times 1,4 \times 5,80 \times 3,2 \times 0,173 = -1,06 - 1,29 = -2,35 \text{ кН,}$$

где $k_1 = 0,653$ при $z = H + 0,7 \times h_{\max} / 2 = 9,0 + 0,7 \times 3,33 / 2 = 10,165$ м (таблица 6 [2]);

$k_2 = 0,687$ при $z = H + 0,7 \times h_{\max} + 0,3 \times h_{\max} / 2 = 9,0 + 0,7 \times 3,33 + 0,3 \times 3,33 / 2 = 11,83$ м

(таблица 6 [2]);

$c_{e1} = -0,321$; $c_{e2} = -0,867$ – аэродинамические коэффициенты при

$h_{\max} / l = 3,33 / 20 = 0,167$ и $H / l = 9,0 / 20 = 0,45$ (схема 3, приложение 4 [2]);

$$\cos \alpha_1 = 0,475, \quad \cos \alpha_2 = 0,173.$$

То же, с подветренной стороны:

$$Q'_{d,w,3} = w_0 \times k_1 \times c_{e1} \times \gamma_f \times l_1 \times B \times \cos \alpha_1 + w_0 \times k_2 \times c_{e2} \times \gamma_f \times l_2 \times B \times \cos \alpha_2 = 0,48 \times 0,653 \times$$

$$\times (-0,4) \times 1,4 \times 4,92 \times 3,2 \times 0,475 + 0,48 \times 0,687 \times (-0,867) \times 1,4 \times 5,80 \times 3,2 \times 0,173 =$$

$$= -1,31 - 1,29 = -2,60 \text{ кН,}$$

где $c_{e2} = -0,4$ – аэродинамический коэффициент (схема 3, приложение 4 [2]).

1.2.3 Статический расчет рамы

Поскольку рама является один раз статически неопределимой системой, то определяем значение лишнего неизвестного, которым является продольное усилие в ригеле "F_x". Расчет выполняем для каждого вида нагружения:

– от ветровой нагрузки на стены:

$$F_{x,w,1} = -(Q_{d,w,1} + Q'_{d,w,1}) \times p^3 \times (4 \times H - p) / (16 \times H^3) = -(0,86 - 0,54) \times 5^3 \times (4 \times 9,0 - 5) / (16 \times 9,0^3) = -0,11 \text{ кН,}$$

где $p = 5$ м – принято для удобства расчёта загрузки ветровой нагрузкой (рисунок 9,б);

$$F_{x,w,2} = -(Q_{d,w,2} + Q'_{d,w,2}) \times (p^4 + 3 \times H^4 - 4 \times p^3 \times H) / (16 \times H^3) =$$

$$= -(0,96 - 0,60) \times (5^4 + 3 \times 9,0^4 - 4 \times 5^3 \times 9,0) / (16 \times 9,0^3) = -0,49 \text{ кН;}$$

– от ветровой нагрузки, приложенной в уровне ригеля:

$$F_{x,w,3} = -(Q_{d,w,3} + Q'_{d,w,3}) / 2 = (-2,35 - 2,60) / 2 = -2,48 \text{ кН;}$$

– от стенового ограждения:

$$F_{x,er} = -9 \times M_{er} / (8 \times H) = -9 \times (-5,66) / (8 \times 9,0) = 0,71 \text{ кН,}$$

где $M_{cr} = F_d^{cm} \times e = -13,59 \times 0,417 = -5,66$ кН×м,

здесь $e = 0,5 \times (h_n + h) = 0,5 \times (0,083 + 0,75) = 0,417$ м – расстояние между серединой высоты сечения колонны и серединой толщины стенового ограждения (толщина стенового ограждения принимается равной высоте сечения деревянной составляющей покрытия (высоте сечения клефанерной плиты, щита или настила с прогоном)).

Примечание: в дипломном проектировании принимается реальная толщина стенового ограждения.

Примем, что положительное значение неизвестного “ F_X ” направлено от узлов рамы (на рисунке 9,а показано сплошной линией), а изгибающего момента – по часовой стрелке.

Определим изгибающие моменты в заделке рамы.

Для левой колонны:

$$M_{d,l} = [(Q_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q_{d,w,1} \times p^2/2 + Q_{d,w,2} \times (H-p) \times (H+p)/2] \times \psi_2 \times \psi_2 + F_{X,cr} \times H + M_{cr} = [(-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 9,0 + 0,86 \times 5^2/2 + 0,96 \times (9,0-5) \times (9,0+5)/2] \times 0,9 + 0,71 \times 9,0 - 5,66 = 30,88 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Для правой колонны:

$$M_{d,pr} = [(Q'_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q'_{d,w,1} \times p^2/2 + Q'_{d,w,2} \times (H-p) \times (H+p)/2] \times \psi_2 + F_{X,cr} \times H + M_{cr} = [(2,60 + 0,11 + 0,49 - 2,48) \times 9,0 + 0,54 \times 5^2/2 + 0,60 \times (9,0-5) \times (9,0+5)/2] \times 0,9 - 0,71 \times 9,0 + 5,66 = 26,40 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Поперечная сила в заделке:

$$V_{d,l} = [Q_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3} + Q_{d,w,1} \times p + Q_{d,w,2} \times (H-p)] \times \psi_2 + F_{X,cr} = [-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48 + 0,86 \times 5 + 0,96 \times (9,0-5)] \times 0,9 + 0,71 = 7,63 \text{ кН};$$

$$V_{d,pr} = [Q'_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3} + Q'_{d,w,1} \times p + Q'_{d,w,2} \times (H-p)] \times \psi_2 + F_{X,cr} = [2,60 + 0,11 + 0,49 - 2,48 + 0,54 \times 5 + 0,60 \times (9,0-5)] \times 0,9 - 0,71 \times 9,0 = 4,53 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия:

$$M_d = M_{d,l} = 30,88 \text{ кН} \times \text{м}; \quad V_d = V_{d,l} = 7,63 \text{ кН};$$

$$N_d = F_d^{топ} + F_d^{cm} + F_d^{кол} + F_d^{ст} \times \psi_2 = 14,46 + 13,59 + 7,05 + 30,87 \times 0,9 = 62,88 \text{ кН},$$

где $\psi_2 = 0,9$ – коэффициент сочетания согласно п. 1.12 [2], учитывающий действие двух кратковременных нагрузок.

1.2.4 Подбор сечения колонны

Так как $H = 9,0$ м – отметка низа стропильных конструкций, то определим фактическую длину колонны по формуле:

$$H_k = H - h_{об} - h_f = 9,0 - 0,075 - 0,15 = 8,775 \text{ м},$$

где $h_{об} \geq V / (0,289 \times \lambda_{max}) = 320 / (0,289 \times 200) = 5,54$ см, принимаем $h_{об} = 7,5$ см (таблица 21 [4]) – высота сечения обвязочного бруса из условия устойчивости, здесь $V = 3,2$ м – шаг несущих конструкций;

$\lambda_{max} = 200$ – предельная гибкость для связей (таблица 7.7 [1]);

$h_f = 0,15$ м – высота фундамента под колонну над уровнем пола.

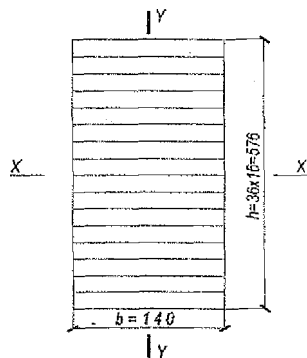


Рисунок 10 – Сечение колонны

Проектируем колонну прямоугольного сечения, рисунок 10. Ширину сечения определяем ($b \geq 100$ мм) из условия предельной гибкости из плоскости рамы с учётом установки распорки по середине высоты колонны. Такие распорки необходимо устанавливать при $H > 6,0$ м.

$$b_{пр} = (N_x/2) / (0,289 \times \lambda_{max}) = (877,5/2) / (0,289 \times 120) = 12,65 \text{ см,}$$

где $l_x = H/2$ – расчетная длина колонны из плоскости рамы с учётом установки распорки по середине высоты колонны;

$\lambda_{max} = 120$ – предельная гибкость колонны (таблица 7.7 [1]).

Принимаем ширину сечения колонны 150 мм, что с учетом острожки досок по кромкам составит $b = 140$ мм.

Примечание: после назначения ширины сечения колонны необходимо проверить длину опорной плиты фермы $l_{пл}$ по формуле:

$$l_{пл, min} = b + 2 \times (a_{yz} + 1,5 \times d_{отв}) = 14,0 + 2 \times (3,0 + 1,5 \times 1,5) = 24,5 \text{ см,}$$

где $b = 14,0$ см – ширина сечения колонны;

$a_{yz} = 3,0$ см – расстояние от края элемента крепления (уголка) (см. рисунок 7.1 [7]) до центра отверстия под болт (прил. VI, таблица 11 [6]);

$d_{отв} = 1,5$ см – предварительный принятый диаметр отверстия под болт, крепящий ферму к колонне.

Если $l_{пл} < l_{пл, min}$ то надо произвести повторный расчёт опорной плиты в соответствии с п. 1.1.4.1.

Высоту сечения колонны принимаем из 16 досок толщиной 36 мм (после острожки). Тогда высота сечения $h = 36 \times 16 = 576$ мм.

Проверим сечение сжатого-изогнутого элемента по формуле (7.21) [1]:

$$\sigma_{с.д.д} = N_d / A_{inf} + M_d / (k_{m.c} \times W_d) \leq f_{с.д.д},$$

где N_d – расчетная продольная сила;

$A_{inf} = 14,0 \times 57,6 = 806,4 \text{ см}^2$ – площадь расчетного сечения нетто;

M_d – расчетный изгибающий момент;

$k_{m.c}$ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по формуле (7.22 [1]):

$$k_{m.c} = 1 - N_d / (k_c \times f_{с.д.д} \times A_{спр}),$$

k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$k_c = C / \lambda_x^2, \text{ где } C = 3000 \text{ – для древесины (п. 7.3.2 [1]);}$$

$\lambda_x = l_{d,x} / i_x$, где i_x – радиус инерции сечения элемента в направлении относительно оси x;

$l_{d,x} = \mu_{0,x} \times l_x$ – расчетная длина элемента, где $\mu_{0,x} = 2,2$ – при одном защемленном и втором свободном конце стержня (п. 7.7.1 [1]);

$f_{с.д.д}$ – расчетное сопротивление древесины сжатию вдоль волокон (таблица 6.4 [1]), определяемое с учетом положений п.б.1.4.7 [1].

Таким образом

$$l_{d,x} = 1 \times 536,25 = 536,25 \text{ см; } i_x = 0,289 \times h = 0,289 \times 57,6 = 16,64 \text{ см;}$$

$$\lambda_x = 1963,5 / 16,64 = 118 < \lambda_{max} = 120 \text{ (таблица. 7.7 [1]); } k_c = 3000 / 118^2 = 0,215;$$

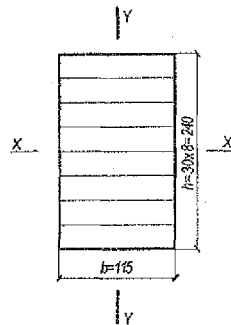


Рисунок 11 – Сечение верхнего пояса фермы

$f_{c.o.d} = f_{c.o.d} \times k_x \times k_{mod} \times k_h \times k_s \times k_r / \gamma_n = 14,0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 \times 1/0,95 = 12,62$ МПа,
 где $f_{c.o.d} = 15$ МПа – расчетное сопротивление сосны сжатую вдоль волокон
 для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной от 0,11 до
 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м (таблица 6.4 [1]);

$k_x = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу
 древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod} = 1,2$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности
 действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_h = 0,97$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h = 0,576$ м >
 > 0,5 м (таблица 6.8 [1]);

$k_s = 0,98$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 36$ мм
 (таблица 6.9 [1]).

$$k_{m.c.} = 1 - (62,88 / 0,214 \cdot 1,441 \cdot 806,4) = 0,747.$$

$A_{sup} = 14,0 \times 57,6 = 806,4$ см² – площадь расчетного сечения брутто;

$W_d = 14,0 \times 57,6^2 / 6 = 7741$ см³ – расчетный момент сопротивления поперечного
 сечения.

$62,88 \cdot 10 / 806,4 + 3088 \cdot 10 / 0,747 \cdot 7741 = 6,1$ МПа < 14,41 МПа, то есть принятое
 сечение удовлетворяет условиям прочности.

Как видно из расчёта на прочность, недонапряжение составляет
 $[(14,41 - 6,1) / 14,41] \cdot 100\% = 58\% > 15\%$, однако уменьшение высоты сечения по
 условию предельной гибкости невозможно.

Проверим принятое сечение на устойчивость плоской формы деформирова-
 ния из плоскости рамы по формуле (7.24) [1]:

$$N_d / (k_c \times f_{c.o.d} \times A_{sup}) + [M_d / (k_{m.c.} \times k_{inst} \times f_{m.d} \times W_{sup})]^n < 1,$$

где $n = 2$ – показатель степени для элементов без закрепления растянутой зоны из
 плоскости деформирования;

k_c – коэффициент продольного изгиба для участка длиной l_m между закрепле-
 ниями, определяемый по формуле: $k_c = 3000 / \lambda_y^2$;

k_{inst} – коэффициент, определяемый по формуле $k_{inst} = 140 \times b^2 \times k_r / (l_m \times h)$,

здесь k_r – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов
 на участке l_m , определяемый по таблице 7.6 [1];

l_m – расстояние между точками закрепления сжатой кромки от смещения из
 плоскости изгиба.

Исходя из предположения, что распорки, уменьшающие расчётную длину
 колонн из плоскости изгиба, ставятся по середине их высоты:

$$l_{d,y} = \mu_{0,y} \times H / 2 = 1 \times (877,5 / 2) = 438,75 \text{ см},$$

где $\mu_{0,y} = 1,0$ – при шарнирном закреплении концов стержня из плоскости из-
 гiba (таблица 7.7 [1]). При отсутствии распорок – $l_{d,y} = H$.

$$\lambda_y = 0,289 \cdot b = 0,289 \cdot 14 = 4,04 \text{ см}; \lambda_y = 438,75 / 4,04 = 108,6 < \lambda_{max} = 120 \text{ (табли-}$$

$$\text{ца 7.7 [1]);}$$

$$k_c = 3000 / 108,6^2 = 0,254; k_{inst} = 140 \times 14^2 \times 1,64 / (0,5 \times 877,5 \times 576) = 1,75,$$

где $k_r = 1,75 - 0,75 \times \alpha = 1,75 - 0,75 \times 0,143 = 1,64$ принят по таблице 7.4 [1] для тра-
 пецевидальной формы эпюры моментов при свободной растянутой кромке
 для нижней половины колонны,

здесь $\alpha=4,4/30,88=0,143$ при моменте в опорном сечении $M_{d,on}=30,88 \text{ кН}\cdot\text{м}$ (см. п. 3.3) и моменте по середине высоты колонны

$$M_{d,c}=[(-2,35-0,11-0,49+2,48)\times 4,5+0,86\times 0,5^2/2+0,96\times 4\times 2,5]\times 0,9+0,71\times 4,5-5,66=4,40 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Таким образом, $0,074/(0,242\times 1,441)+[0,399/(1,75\times 0,759\times 1,441)]^2=0,25<1$, т.е. устойчивость плоской формы деформирования колонны обеспечена.

Проверим сечение колонны на действие скальвающих напряжений при изгибе по формуле (7.15) [1]:

$$\tau_{v,0,d} = V_d \times S_{sup} / I_{sup} \times b_d \leq f_{v,0,d},$$

где $V_d=V_d/k_{m,c}=7,63/0,759=10,05 \text{ кН}$ – расчётная поперечная сила;

S_{sup} – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения колонны относительно нейтральной оси;

I_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения колонны относительно нейтральной оси;

$b_d=b=14,0 \text{ см}$ – расчётная ширина сечения колонны;

$$f_{v,0,d}=f_{v,0,d}\times k_x\times k_{mod}\times k_g/\gamma_n=1,5\times 0,8\times 1,2\times 0,98/0,95=1,49 \text{ МПа},$$

здесь $f_{v,0,d}=1,5 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта скальванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов (таблица 6.4 [1]);

$k_x=0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (таблица 6.5 [1]);

$k_{mod}=1,2$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_g=0,98$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=36 \text{ мм}$ (таблица 6.9 [1]).

Тогда с учётом того, что для прямоугольных элементов без ослаблений $S_{sup}/I_{sup}=1,5/h$, получаем:

$$\tau_{v,0,d}=10,05\times 1,5/(57,6\times 14,0)=0,019 \text{ кН/см}^2=0,19 \text{ МПа} < f_{v,0,d}=1,49 \text{ МПа}, \text{ т.е. условие выполнено.}$$

1.2.5 Расчёт базы колонны

Жёсткое сопряжение колонны с фундаментом (рисунок 11) осуществляем с помощью анкерных болтов. Анкерные болты прикрепляются к стальной траверсе, укладываемой на скошенные торцы специально приклеиваемых по бокам колонны бобышек.

Расчёт сопряжения производим по максимальному растягивающему усилию при действии постоянной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_F=0,9$ вместо среднего значения $\gamma_{F,sp}=1,1$ и ветровой нагрузки (п. 2.2 [2]):

$$N_d=(F_d^{rok} + F_d^{cm} + F_d^{kaz})\times \gamma_F/\gamma_{F,sp}=(14,46+13,59+7,05)\times 0,9/1,1=28,72 \text{ кН},$$

$$M_d=(Q_{d,w,3}+F_{X,w,1}+F_{X,w,2}+F_{X,w,3})\times H+Q_{d,w,1}\times p^2/2+Q_{d,w,2}\times (H-p)\times (H+p)/2+ +F_{X,ct}\times H\times \gamma_F/\gamma_{F,sp}+M_{ct}\times \gamma_F/\gamma_{F,sp}=(-2,35-0,11-0,49+2,48)\times 9,0+0,86\times 5^2/2+ +0,96\times (9,0-5)\times (9,0+5)/2+0,71\times 9,0\times 0,9/1,1-5,66\times 0,9/1,1=34,10 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Определяем расчётный изгибающий момент с учётом его увеличения от действия продольной силы:

$$M_d=M_d/k_{m,c}=34,10/0,882=38,66 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{где } k_{m,c}=1-(28,72/0,214\cdot 806,4)=0,882.$$

Для крепления анкерных болтов по бокам колонны приклеиваем по две доски толщиной 36 мм каждая. Таким образом, высота сечения колонны у фундамента составляет $h_n=720$ мм. Тогда напряжения на поверхности фундамента будут составлять:

$$\sigma_{\max} = -N_d/(b \times h_n) - 6 \times M_d/(b \times h_n^2) = \\ = -28,72/(14,0 \times 72,0) - 6 \times 3866/(14,0 \times 72,0^2) = -0,348 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -N_d/(b \times h_n) + 6 \times M_d/(b \times h_n^2) = \\ = -28,72/(14,0 \times 72,0) + 6 \times 3866/(14,0 \times 72,0^2) = 0,291 \text{ кН/см}^2.$$

Для фундамента принимаем бетон класса $C^8/10$ с нормативным сопротивлением осевому сжатию $f_{ck}=8,0$ МПа (таблица 6.1 [8]). Расчетное сопротивление бетона на местное сжатие согласно п. 7.4.1.1 [8]:

$$f_{снд} = \omega_n \times \alpha \times f_{cd} / \gamma_n = 1,2 \times 0,85 \times 5,33 / 0,95 = 5,72 \text{ МПа} = 0,572 \text{ кН/см}^2,$$

где ω_n – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле (7.146) [8], принимаем равным 1,2;

$\alpha=0,85$ – коэффициент, учитывающий длительное действие нагрузки, принимаемый согласно указаниям п. 6.1.5.4 [8];

$f_{cd}=f_{ck}/\gamma_c=8/1,5=5,33$ МПа – расчетное сопротивление бетона сжатию согласно указаниям п. 6.1.2.11 [8],

здесь $\gamma_c=1,5$ – частный коэффициент безопасности по бетону.

Вычисляем размеры участков эпюры напряжений:

$$c_n = |\sigma_{\max}| \times h_n / (|\sigma_{\max}| + |\sigma_{\min}|) = 0,348 \times 72,0 / (0,348 + 0,291) = 39,21 \text{ см};$$

$$a_n = h_n / 2 - c_n / 3 = 72,0 / 2 - 39,21 / 3 = 22,93 \text{ см};$$

$$y = h_n - c_n / 3 - z = 72,0 - 39,21 / 3 - 3,5 = 55,43 \text{ см},$$

где $z=3,5$ см – принятое расстояние от края колонны до оси анкерного болта (рисунки 11, а).

Примечание: расстояние z ориентировочно принимается равным половине толщины бобышек.

Находим усилие в анкерных болтах:

$$N_6 = (M_d - N_d \times a_n) / y = (3866 - 28,72 \times 22,93) / 55,43 = 57,87 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения анкерного болта:

$$A_{tr} = N_6 \times \gamma_n / (n_6 \times R_{bn}) = 57,87 \times 0,95 / (2 \times 18,5) = 1,49 \text{ см}^2,$$

где $n_6=2$ – количество анкерных болтов с одной стороны;

$R_{bn}=185$ МПа = 18,5 кН/см² – расчетное сопротивление растяжению анкерных болтов из стали марки 09Г2С по ГОСТ 19281-89 (таблица 60*) [5].

Принимаем болты диаметром 16 мм с расчетной площадью поперечного сечения $A_{bn}=1,57$ см² ГОСТ 24379.0-80 [таблица 5.5 [11]].

Траверсу для крепления анкерных болтов рассчитываем как балку по схеме, приведенной на рисунке 11, в.

$$\text{Изгибающий момент } M = N_6 \times (l - b/2) / 4 = 57,87 \times (17,0 - 14,0/2) / 4 = 144,7 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Из условия размещения анкерных болтов $d=16$ мм (таблица 1, приложение IV [10]) принимаем $\angle 70 \times 6$ с $I_x=37,6$ см⁴ и $z_0=1,94$ см (ГОСТ 8509-93) из стали класса С245 (таблица 7.1 [11]).

Напряжения изгиба $\sigma = M \times \gamma_n \times (b_{gr} - z_0) / I_x = 144,7 \times 0,95 \times (7,0 - 1,94) / 37,6 = 185 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = 240 \times 1,1 = 264 \text{ МПа}$,
 где $R_y = 240 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (таблица 51* [5]);
 $\gamma_c = 1,1$ – коэффициент условий работы при расчёте стальных конструкций (таблица 6* [5]).

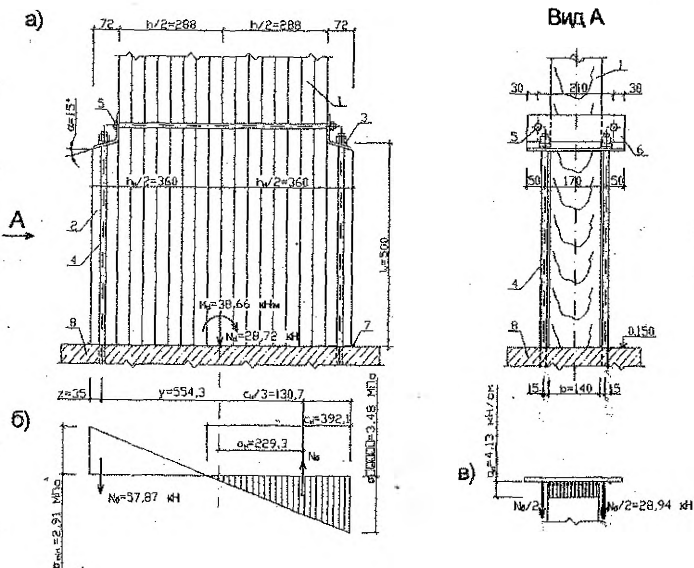


Рисунок 11 – К расчёту базы колонны

- а – крепление колонны к фундаменту;
- б – эпюра напряжений на поверхности фундамента;
- в – расчётная схема траверсы;

1 – колонна; 2 – бобышки; 3 – косые шайбы; 4 – анкерные болты $\varnothing 16$ мм; 5 – болты $\varnothing 12$ мм; 6 – траверса ($\angle 70 \times 6$); 7 – гидроизоляция; 8 – тяжёлый бетон класса В7,5

Определяем расчётную несущую способность клевого шва на скалывание по формуле (9.6) [1]:

$$R_{v,d} = f_{v,mod,d} \times A_v = 0,187 \times 700 = 130,9 \text{ кН},$$

где $f_{v,mod,d}$ – расчётное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон для клевого шва, определяемое по формуле (9.7) [1]:

$$f_{v,mod,d} = f_{v,0,d} / [1 + \beta \times (l_v / e)] = 0,208 / [1 + 0,125 \times (50 / 55,43)] = 0,187 \text{ кН/см}^2,$$

здесь $f_{v,0,d} = f_{v,0,d} \times k_x \times k_{mod} \times k_8 / \gamma_n = 2,1 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,98 / 0,95 = 2,08 \text{ МПа} = 0,208 \text{ кН/см}^2$,

где $f_{v,0,d} = 2,1 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта местному скалыванию вдоль волокон в клеевых соединениях (таблица 6.4 [1]);

$k_x = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древе-

сины (таблица 6.5 [1]);

$k_{\text{mod}}=1,2$ – коэффициент условий работы для учёта класса продолжительности действия нагрузок и условий эксплуатации (таблица 6.3 [1]);

$k_s=0,98$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=36$ мм (таблица 6.9 [1]);

$k_{v1}=0,125$ – коэффициент при обеспечении обжатия площадки скалывания;

$l_v=50$ см – принятая длина клеевого соединения, т.е. расстояние от подошвы фундамента до стальной траверсы;

$e=y=55,43$ см – плечо сил скалывания;

$A_v=b_v \times l_v=14,0 \times 50=700$ см² – расчётная площадь скалывания,

здесь $b_v=b=14,0$ см – расчётная ширина участка скалывания.

Так как $R_{v,d}=130,9$ кН $>$ $N_6=57,84$ кН, то прочность клеевого шва обеспечена.

ЛИТЕРАТУРА

1. Деревянные конструкции. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-5.05-146-2009 (02250). – Введ. 01.01.2010. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. 2009. – 63 с. Технический кодекс установившейся практики.
2. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Введ. 01.01.1987. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 36 с., с изменением №1.
3. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 (Дополнения. Раздел 10. Прогобы и перемещения). – Введ. 01.01.1989. – М.: ЦНИТП Госстроя СССР, 1989. – 8 с.
4. Жук, В.В. Справочные материалы для проектирования деревянных конструкций зданий и сооружений / В.В. Жук. – Брест: БрГТУ, 2010. – 33 с.
5. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции / Госстрой СССР – Введ. 01.01.1982. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 96 с.
6. Расчёт стальных конструкций: справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладьяженский, В.М. Клыкков. – 2-е изд. перераб. и доп. – К.: Будівельник, 1984. – 368 с.
7. Гринь, И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчет: учеб. пособие для строительных вузов и ф-тов / И.М. Гринь. – 2-е изд., перераб. и доп. – Киев-Донецк: Вища школа, головное изд-во, 1979. – 272 с.
8. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01 – 02. – Введ. 01.07.2003. – Мн.: Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь. 2003. – 139 с, с изменениями № 1–№ 3.
9. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления: СТ БГТУ 01-2008. – Брест: БрГТУ, 2008. – 46 с.
10. Васильев, А.А. Металлические конструкции. Учеб. пособие для техникумов / А.А. Васильев – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1976. – 424 с.
11. Шурин, А.Б. Справочные материалы для проектирования стальных конструкций зданий и сооружений / А.Б. Шурин, А.В. Мухин. – Брест: БрГТУ, 2004. – 83 с.
12. Жук, В.В. Методические указания по курсовому проектированию по дисциплине “Конструкции из дерева и пластмасс” для студентов специальности 1-70 02 01 “Промышленное и гражданское строительство” дневной и заочной форм обучения. Часть 1. Расчет и конструирование ограждающих конструкций покрытий промышленных и гражданских зданий: учеб.-метод. пособие / В.В. Жук, И.Ф. Захаркевич, Н.В. Черноиван. – Брест: УО БрГТУ, 2011. – 39 с.
13. Жук, В.В. Методические указания по курсовому проектированию по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов специальности 1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство» дневной и заочной форм обучения: учеб.-метод. пособие / В.В. Жук, Н.В. Черноиван. – Брест: УО БрГТУ, 2003. – 55 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А
(справочное)

Таблицы для определения усилий в элементах фермы

В приложении приведены значения коэффициентов для вычисления:

- координат узлов сегментных ферм по формулам: $x = \gamma_x l$; $y = \gamma_y l$;
- длин элементов ферм по формуле $l_{\alpha\beta} = \beta l$;
- продольных сил в стержнях ферм от единичной вертикальной нагрузки по формуле $N = aql$, где q – погонная нагрузка на ферму (равномерно распределенная для постоянной нагрузки и максимальное значение для снеговой распределенной по треугольнику и по зависимости $\cos(1,8\varphi_x)$); l – пролет фермы.

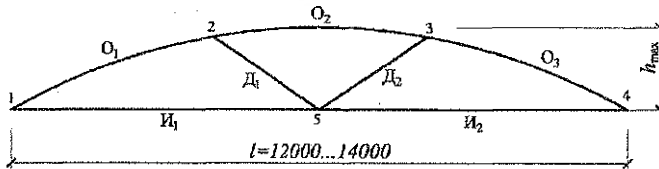


Рисунок А.1 – Схема фермы

Таблица А.1.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с тремя панелями высотой $h_{\max} = (1/6)l$ (рисунок А.1)

№ узла	1	2	3	4	5
γ_x	0	0,32262	0,67738	1	0,5
γ_y	0	0,14757	0,14757	0	0

Таблица А.1.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с тремя панелями высотой $h_{\max} = (1/6)l$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на l (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $l/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1	-0,81424	-0,72423	-0,19646	0,35477
	O_2	-0,74045	-0,65860	-0,13488	0,35477
	O_3	-0,81424	-0,72423	-0,10017	0,35477
Нижний пояс	$И_1$	0,74045	0,65860	0,17866	0,5
	$И_2$	0,74045	0,65860	0,09109	0,5
Раскосы	$Д_1$	0	0	-0,05695	0,23074
	$Д_2$	0		0,05695	0,23074

Таблица А.2.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с тремя панелями высотой $h_{\max} = (1/7)\ell$ (рисунок А.1)

№ узла	1	2	3	4	5
γ_x	0	0,32541	0,67459	1	0,5
γ_y	0	0,126615	0,126615	0	0

Таблица А.2.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с тремя панелями и $h_{\max} = (1/7)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1	-0,93019	-0,85093	-0,22317	0,34918
	O_2	-0,86688	-0,79303	-0,15754	0,34918
	O_3	-0,93019	-0,85093	-0,11491	0,34918
Нижний пояс	I_1	0,86688	0,79303	0,20799	0,5
	I_2	0,86688	0,79303	0,10709	0,5
Раскосы	D_1	0	0	-0,06232	0,21567
	D_2	0	0	0,06232	0,21567

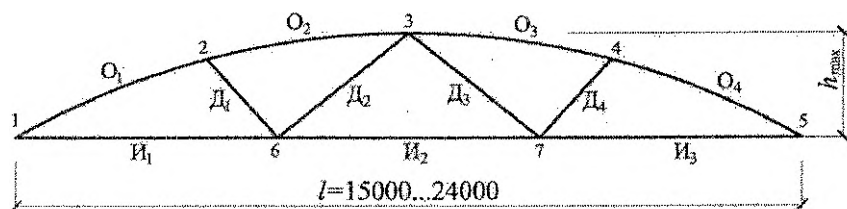


Рисунок А.2 – Схема фермы

Таблица А.3.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с четырьмя панелями высотой $h_{\max} = (1/6)\ell$ (рисунок А.2)

№ узла	1	2	3	4	5	6	7
γ_x	0	0,23648	0,5	0,76352	1	0,33333	0,66667
γ_y	0	0,12390	0,16667	0,12390	0	0	0

Таблица А.3.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с четырьмя панелями и $h_{\max} = (1/6)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O ₁	-0,82257	-0,71933	-0,23429	0,26697
	O ₂	-0,74765	-0,66293	-0,17356	0,26697
	O ₃	-0,74765	-0,66293	-0,10078	0,26697
	O ₄	-0,82257	-0,71933	-0,08978	0,26697
Нижний пояс	И ₁	0,72862	0,63717	0,20753	0,33333
	И ₂	0,75	0,67637	0,125	0,33333
	И ₃	0,72862	0,63717	0,07952	0,33333
Раскосы	Д ₁	0,01523	0,02793	-0,05879	0,15727
	Д ₂	-0,01697	-0,03112	0,06551	0,23570
	Д ₃	-0,01697	-0,03112	-0,03610	0,23570
	Д ₄	0,01523	0,02793	0,03240	0,15727

Таблица А.4.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с четырьмя панелями высотой $h_{\max} = (1/7)\ell$ (рисунок А.2)

№ узла	1	2	3	4	5	6	7
Y_x	0	0,24	0,5	0,76	1	0,33333	0,66667
Y_y	0	0,10644	0,14286	0,10644	0	0	0

Таблица А.4.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с четырьмя панелями и $h_{\max} = (1/7)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O ₁	-0,93728	-0,84683	-0,26524	0,26254
	O ₂	-0,87304	-0,79659	-0,20296	0,26254
	O ₃	-0,87304	-0,79659	-0,11735	0,26254
	O ₄	-0,93728	-0,84683	-0,10277	0,26254
Нижний пояс	И ₁	0,85679	0,77411	0,24246	0,33333
	И ₂	0,875	0,80856	0,14583	0,33333
	И ₃	0,58679	0,77411	0,09395	0,33333
Раскосы	Д ₁	0,01185	0,02242	-0,06289	0,14157
	Д ₂	-0,01369	-0,02591	0,07266	0,21951
	Д ₃	-0,01369	-0,02591	-0,03902	0,21951
	Д ₄	0,01185	0,02242	0,03377	0,14157

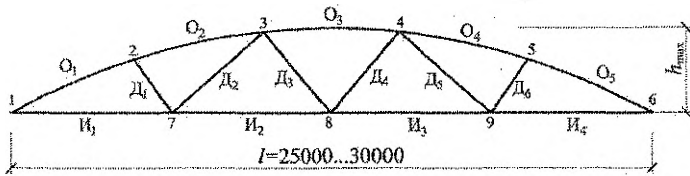


Рисунок А.3 – Схема фермы

Таблица А.5.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с пятью панелями высотой $h_{\max} = (1/6)\ell$ (рисунок А.3)

№ узла	1	2	3	4	5	6	7		
γ_x	0	0,18618	0,39305	0,060695	0,81382	1	0,25	0,5	0,45
γ_y	0	0,10532	0,15977	0,15977	0,10532	0	0	0	0

Таблица А.5.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с пятью панелями и $h_{\max} = (1/6)\ell$

Вид	Элемент	Обозначение	Коэффициент α для нагрузки (рисунок 1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
			равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_x)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1		-0,82644	-0,71322	-0,25753	0,21391
	O_2		-0,75520	-0,66243	-0,20323	0,21391
	O_3		-0,74655	-0,66991	-0,12912	0,21391
	O_4		-0,75520	-0,66243	-0,08821	0,21391
	O_5		-0,82644	-0,71322	-0,08463	0,21391
Нижний пояс	$И_1$		0,71933	0,62078	0,22415	0,25
	$И_2$		0,74655	0,66991	0,15573	0,25
	$И_3$		0,74655		0,10250	0,25
	$И_4$		0,71933		0,07366	0,25
Раскосы	$Д_1$		0,02121		-0,05329	0,12315
	$Д_2$		-0,02434		0,06117	0,21445
	$Д_3$		0		-0,04785	0,19227
	$Д_4$		0		0,04785	0,19227
	$Д_5$		-0,02434		-0,02579	0,21445
	$Д_6$		-0,02121		0,02246	0,12315

Таблица А.6.1 – Значения коэффициентов для определения координат узлов ферм с пятью панелями высотой $h_{\max} = (1/7)\ell$ (рисунок А.3)

№ узла	1	2	3	4	5	6	7		
γ_x	0	0,18618	0,39305	0,060695	0,81382	1	0,25	0,5	0,45
γ_y	0	0,10532	0,15977	0,15977	0,10532	0	0	0	0

Таблица А.6.2 – Значения коэффициентов для определения продольных сил в стержнях (α) и длин стержней (β) ферм с пятью панелями и $h_{\max} = (1/7)\ell$

Элемент		Коэффициент α для нагрузки (рисунок 1)			Коэффициент длины элемента (хорды), β
Вид	Обозначение	равномерно распределенной на ℓ (а)	снеговой $\cos(1,8\varphi_2)$ (б)	распределенной по треугольнику на $\ell/2$ (г)	
Верхний пояс	O_1	-0,94057	-0,84158	-0,29127	0,21391
	O_2	-0,87953	-0,79592	0,23720	0,21391
	O_3	-0,87207	-0,80293	-0,15066	0,21391
	O_4	-0,87953	-0,79592	-0,10250	0,21391
	O_5	-0,94057	-0,84158	-0,09674	0,21391
Нижний пояс	I_1	0,84886	0,75952	0,26287	0,25
	I_2	0,87207	0,80293	0,18122	0,25
	I_3	0,87207	0,80293	0,12009	0,25
	I_4	0,84886	0,75952	0,087731	0,25
Раскосы	D_1	0,01619	0,03027	-0,05693	0,12315
	D_2	-0,01962	-0,03668	0,06899	0,21445
	D_3	0	0	-0,05020	0,19227
	D_4	0	0	+0,05020	0,19227
	D_5	-0,01962	-0,03668	-0,02770	0,21445
	D_6	0,01619	0,03027	0,02286	0,12315

(рекомендуемое)

Примерная компоновка графической части курсового проекта

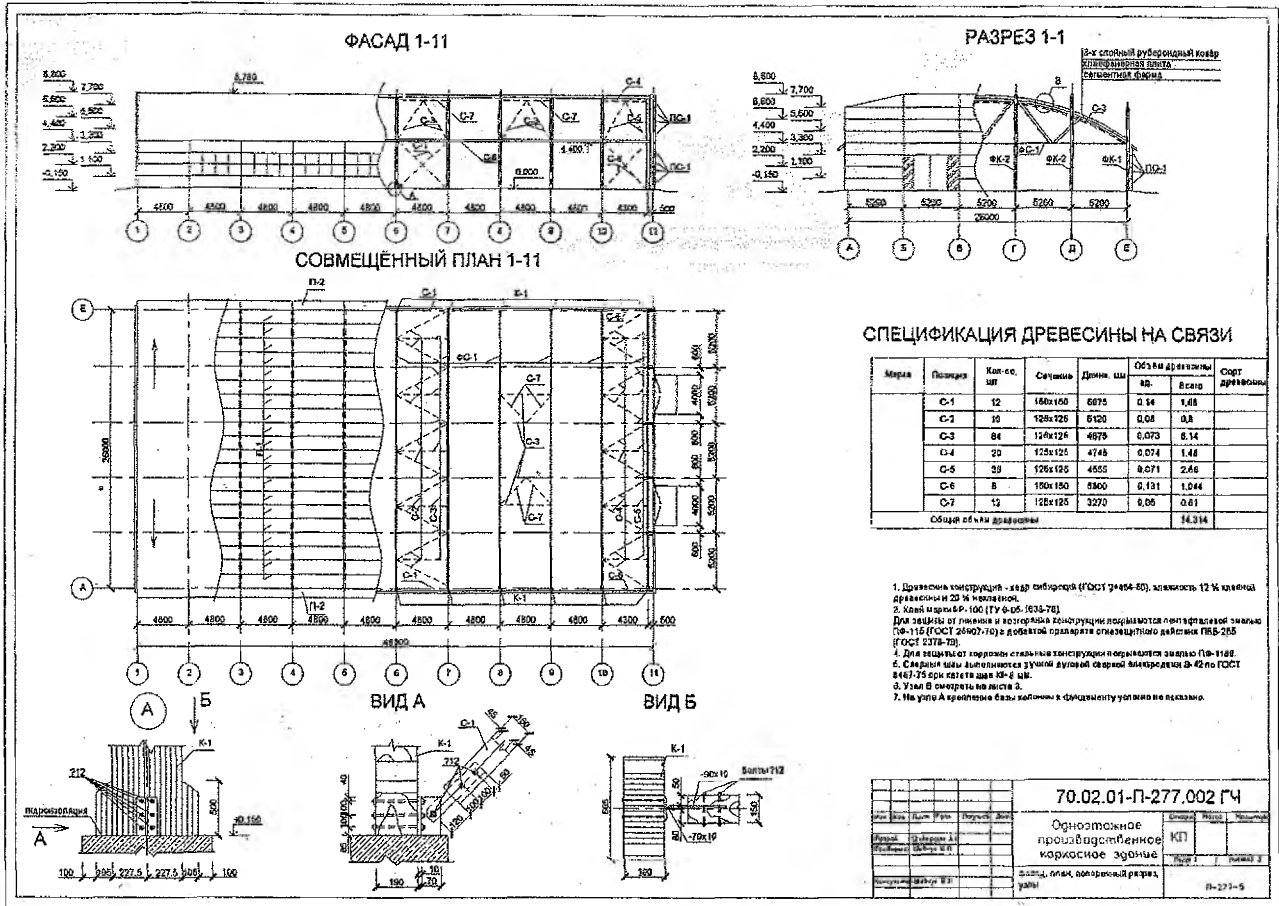
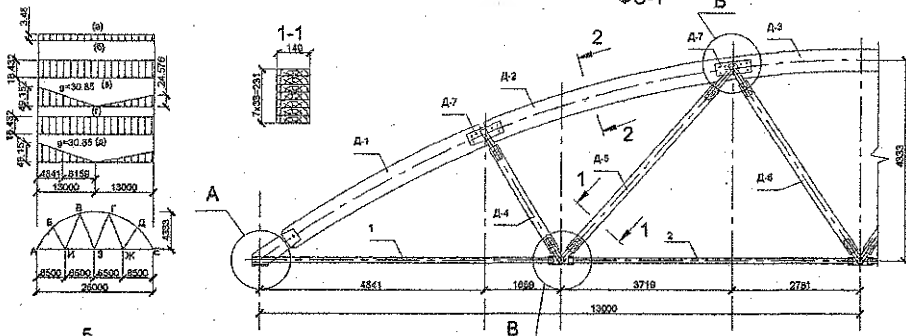


Рисунок Б.1 – Примерная компоновка первого листа графической части

РАСЧЕТНАЯ СХЕМА СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

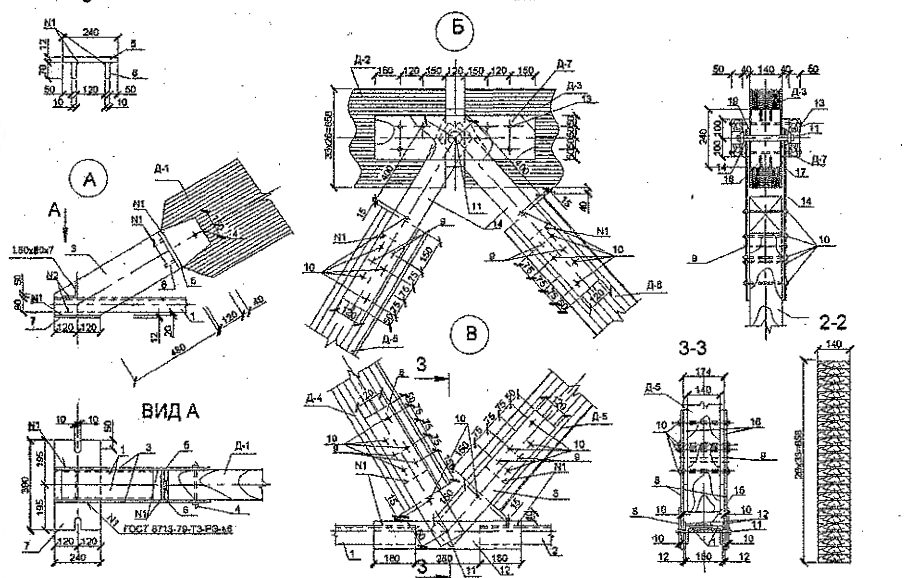


СПЕЦИФИКАЦИЯ ДРЕВСИНЫ НА СТРОПИЛЬНУЮ ФЕРМУ ФС-1

Марка	Позиция	Кол-во, шт	Сечение	Длина, м	Объем древесины		Сорт древесины
					м ³	м ³	
ФС-1	D-1	2	140x250	4,951	0,995	1,169	
	D-2	2	140x250	5,441	0,924	1,307	
	D-3	1	140x250	5,441	0,924	0,924	
	D-4	2	140x231	2,661	0,999	0,1715	
	D-5	2	140x231	5,027	0,163	0,325	
	D-6	2	140x231	4,446	0,144	0,288	
	D-7	8	90x200	0,99	0,006	0,0768	
Общий объем древесины						4,01	

СПЕЦИФИКАЦИЯ МЕТАЛЛА НА СТРОПИЛЬНУЮ ФЕРМУ ФС-1

Марка	Позиция	Кол-во, шт	Сечение	Длина, м	Масса, кг	Прим.
ФС-1	1	4	L80x80	0,24	212,4	С 245
	2	4	L80x80	0,22	211,75	С 245
	3	4	10x180	0,785	38,59	С 245
	4	2	болт 71,4	0,22	0,22	Вст 3 кл 2
	5	2	12x140	0,24	5,84	С 245
	6	4	10x140	0,07	2,74	С 245
	7	2	12x40	0,39	15,72	С 245
	8	12	10x120	0,63	63,6	С 245
	9	48	болт 75	0,06	0,054	Вст 3 кл 2
	10	90	болт 719	0,25	0,44	Вст 3 кл 2
	11	7	болт 124	0,28	0,68	Вст 3 кл 2
	12	3	12x120	0,84	19,35	С 245
	13	24	болт 719	0,4	0,93	Вст 3 кл 2
	14	12	12x120	0,80	105,44	С 245
	16	20	10x90	0,08	8,08	С 245
	18	12	17x120	0,325	55,89	С 245
	17	8	10x140	0,24	18,816	С 245
	15	18	10x100	0,24	20,55	С 245
19	12	10x140	0,15	17,64	С 245	
Общий объем древесины					302,2	



70.02.01-П-277.002 ГЧ

Одноэтажное производственное каркасное здание

КП
Лист 2

Исполн	Провер	Инженер	Мастер
С.И.Иванов	В.И.Петров	И.А.Сидоров	М.К.Новиков
Инженер	Инженер	Мастер	Мастер

Рисунок Б.3 – Примерная компоновка третьего листа графической части

Учебное издание

Составители:

*Жук Василий Васильевич
Захаркевич Иван Филиппович
Игнатюк Валерий Иванович
Черноиван Николай Вячеславович*

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по курсовому проектированию по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности
1-70 02 01 «Промышленное и гражданское строительство»
дневной и заочной форм обучения

ЧАСТЬ 2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО КАРКАСНОГО ЗДАНИЯ

Ответственный за выпуск: Захаркевич И.Ф.
Редактор: Строкач Т.В.
Компьютерная верстка: Романоук И.Н., Боровикова Е.А.
Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 17.10.2011 г. Формат 60x84/16. Бумага «Снегурочка».
Усл. печ. л. 2,3. Уч. изд. л. 2,5. Заказ № 976. Тираж 150 экз.
Отпечатано на ризографе Учреждения образования
«Брестский государственный технический университет».
224017, г. Брест, ул. Московская, 267.