

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»

Кафедра строительных конструкций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсовой работы по дисциплине

«КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА И ПЛАСТМАСС»

для студентов специальности 1-70 02 01

«Промышленное и гражданское строительство»
заочной (сокращенной) формы обучения

Брест 2008

УДК 624.011.1

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

Указания содержат основные принципы расчета и конструирования несущих конструкций каркаса здания с применением древесины и стали, приводятся примеры расчета сегментной металлодеревянной фермы, статический расчет поперечной рамы, подбор сечения колонны и подбор сечения связей. В приложении к методическим указаниям приведены таблицы для определения усилий в элементах фермы и координат её узлов, необходимые для расчета рассматриваемых конструкций.

Методические указания рассчитаны на студентов, знакомых с основными принципами расчета и проектирования конструкций из дерева и пластмасс, а также с некоторыми положениями расчёта стальных и железобетонных конструкций.

Составители: Жук В.В., доцент, к.т.н.
Черноиван Н.В., доцент, к.т.н.

ОГЛАВЛЕНИЕ

1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ.....	4
1.1. Состав курсового проекта и рекомендации по его выполнению.....	4
2. ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЯ.....	4
2.1. Определение нагрузок и расчетных сопротивлений древесины.....	4
2.2. Расчет и конструирование сегментной металлодеревянной фермы.....	5
Пример 1 (металлодеревянная ферма).....	5
3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ КОЛОННЫ.....	20
Пример 2 (клееная колонна).....	21
4. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ЗДАНИЯ.....	29
Приложение А.....	33
Приложение Б.....	36
Литература.....	38

1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

1.1. Состав курсовой работы и рекомендации по ее выполнению

Курсовая работа предусматривает разработку следующих разделов:

- статический расчет фермы и подбор сечений ее элементов;
- расчет и конструирование узловых сопряжений раскосов фермы с ее поясами;
- статический расчет поперечной рамы и определение расчетных усилий;
- подбор сечения колонны и расчет узла сопряжения колонны с фундаментом;
- обеспечение пространственной жесткости и устойчивости деревянных конструкций каркаса здания;
- разработка мероприятий по обеспечению долговечности деревянных конструкций в процессе эксплуатации.

Курсовая работа состоит из расчетно-пояснительной записки и графической части. В расчетно-пояснительной записке приводятся все выполняемые расчеты с необходимыми схемами и эскизами узлов и конструкций, а также список используемой литературы. Все вычисления выполняются после предварительной записи формул, справочные данные (коэффициенты, расчетные сопротивления и т.д.) приводятся со ссылкой на литературу. Сечения деревянных элементов необходимо принимать в соответствии с сортаментом пиломатериалов (ГОСТ 24454-80). **При этом минимальное недонапряжение элементов (по первой или второй группе предельных состояний) не должно превышать 15%.** Расчетно-пояснительная записка оформляется в соответствии с требованиями СТ БГТУ 01-2002.

Графическая часть выполняется на двух листах, которые содержат чертеж фермы (разрешается вычерчивать половину фермы), опорный и два промежуточных узла фермы (формат А2); узлы сопряжения фермы с колонной и колонны с фундаментом (формат А3); спецификацию древесины и других материалов на конструкции; примечания. Все чертежи выполняются в соответствии с ЕСКД, СТ БГТУ 01-2002 и СНБ 5.05.01-2000. Рекомендуемая компоновка листов графической части дана в приложении Б.

2. ПОРЯДОК РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЯ

2.1. Определение нагрузок и расчетных сопротивлений древесины

При расчете несущих конструкций, разрабатываемых в курсовой работе, учитываются постоянные и временные нагрузки. Постоянные нагрузки определяются от массы кровли и собственной массы конструкций.

Предварительное определение нагрузки от собственной массы проектируемой несущей конструкции $G_k^{см}$ в зависимости от ее типа, пролета l , постоянной G_k и временной (снеговой) Q_k нормативных нагрузок производят по формуле:

$$G_k^{см} = \frac{G_k + Q_k}{1000 / (K_{св} \times l) - 1}, \quad (2.1)$$

где $K_{св}$ – коэффициент собственного веса конструкции.

Плотность древесины при определении собственной массы конструкций зависит от ее породы и классов условий эксплуатации и принимается по табл. 6.2 [1]. Временные нагрузки от веса снегового покрова определяются в зависимости от снегового района в соответствии с п. 5.1...5.7 [2].

Расчетные сопротивления древесины сосны и ели в зависимости от сорта и размеров поперечного сечения приведены в табл. 6.5 [1]. Расчетные сопротивления других пород устанавливаются путем умножения величин расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 6.5 [1], на переходные коэффициенты K_k , указанные в табл. 6.6 [1]. Расчетные сопротивления умножают на значение ко-

коэффициента $k_{\text{под}}$ (табл. 6.4 [1]) в зависимости от условий эксплуатации и класса длительности нагружения. Класс длительности нагружения зависит от вида воздействия и принимается по табл. 6.3 [1]. Также расчетные сопротивления домножают на коэффициенты условий работы согласно п. 6.1.4.4 [1].

Модуль упругости древесины вдоль волокон независимо от породы принимается равным вдоль волокон $E_0=10^4$ МПа (п. 6.1.5.1 [1]). Модуль упругости древесины для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, следует определять путём умножения его величины на коэффициент $k_{\text{под}}$ (табл. 6.4 [1]).

При проектировании конструкций класс ответственности зданий и сооружений учитывают коэффициентом надежности по назначению γ_n : класса I – 1,0; класса II – 0,95; класса III – 0,9 (стр. 34 [2]).

При расчете конструкций расчетные сопротивления и модуль упругости материала следует делить на коэффициент γ_n либо умножать на коэффициент γ_n нормативные или расчетные нагрузки в зависимости от вида расчёта.

2.2. 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. Клееный верхний пояс сегментных ферм выполняется прямоугольного сечения. Он может быть как неразрезным, так и разрезным из криволинейных блоков одинаковой длины. При верхнем поясе из отдельных блоков, стыкуемых в узлах, он разбивается на криволинейные панели одинаковой длины. Рекомендуется принимать следующее число панелей верхнего пояса:

- три – при пролете до 14,0 м;
- четыре – при пролете от 14,1 м до 24,0 м;
- пять – при пролете свыше 24 м.

Проектирование фермы следует выполнять в соответствии с п. 7.4.1 [1]. Строительная высота ферм принимается $h_{\text{max}}=(1/6...1/7) \times l$, а очертание верхнего пояса – по дуге окружности.

Если в задании не указана высота фермы, то рекомендуется принимать ее высоту $1/6 \times l$ или $1/7 \times l$, чтобы иметь возможность производить статический расчёт фермы по таблицам прил. А.

Усилия в элементах ферм определяются в предположении шарниров в узлах с использованием таблиц приложения А. Расчетные значения усилий в поясах ферм определяются от действия постоянной и временной нагрузки по всему пролету и временной (снеговой) – на половине пролета. Расчетную длину сжатых элементов ферм при расчете на устойчивость следует принимать в соответствии с пп. 7.1.4.4 и 7.4.1.3 [1]. Расчет верхнего пояса сегментных ферм производится как сжато-изогнутого элемента на прочность и устойчивость как в плоскости, так и из плоскости ферм согласно [1].

Пример 1

Запроектировать металлодеревянную сегментную ферму пролётом $l=20$ м с нижним поясом из стальных неравнобоких уголков. Шаг несущих конструкций $B=3,2$ м. Покрытие – клефанерные панели толщиной $\delta=B/30$. Класс условий эксплуатации – 2, класс ответственности здания – II, район строительства по снегу – II. Древесина – пихта 2^{группа} сорта.

Нагрузка от покрытия на 1 м^2 горизонтальной проекции:

– нормативная $G_k^{\text{пок}}=0,311 \text{ кН/м}^2$,

– расчетная $G_d^{\text{пок}}=1,18 \times G_k^{\text{пок}}$.

П.1.1. Конструктивная схема фермы

Принимаем сегментную ферму с разрезным верхним поясом из дощатоклееных блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рис. 2.1. Расчетный пролет фермы $l=20$ м. Расчетная высота фермы $h_{\max}=l/6=20/6=3,333$ м. Решетка фермы треугольная. Радиус оси верхнего пояса:

$$r = \frac{l^2 + 4 \times h_{\max}^2}{8 \times h_{\max}} = \frac{20^2 + 4 \times 3,333^2}{8 \times 3,333} = 16,67 \text{ м.}$$

Длина дуги верхнего пояса:

$$S_{\text{ар}} = \pi \times r \times \alpha / 180^\circ = 3,14 \times 16,67 \times 73,72^\circ / 180^\circ = 21,45 \text{ м,}$$

где α — центральный угол, $\sin(\alpha/2) = l/(2 \times r) = 20/(2 \times 16,67) = 0,600$, откуда $\alpha = 73,72^\circ$.

В соответствии с заданной схемой фермы длину верхнего пояса разбиваем на четыре равные панели, а нижний пояс — на три. Длина панели верхнего пояса $S_{\text{п.в}} = S_{\text{ар}}/4 = 21,45/4 = 5,3625$ м, длина панели нижнего пояса $S_{\text{п.н}} = l/3 = 20/3 = 6,667$ м.

Линейные размеры остальных элементов фермы определяем без учета строительного подъема по табл. А.3.1 прил. А и заносим в табл. 2.1.

П.1.2. Статический расчет

Нагрузка от покрытия на 1 м^2 горизонтальной проекции:

$$G_k^{\text{пок}} = 0,311 \text{ кН/м}^2; G_d^{\text{пок}} = 1,18 \times G_k^{\text{пок}} = 1,18 \times 0,311 = 0,367 \text{ кН/м}^2,$$

Нормативная равномерно распределенная снеговая нагрузка на 1 м^2 горизонтальной проекции: $Q_k = S_0 \times \mu_1 = 0,7 \times 0,75 = 0,525 \text{ кН/м}^2$,

где $S_0 = 0,7 \text{ кН/м}^2$ — снеговая нагрузка для II снегового района (табл. 4 [2]);

$\mu_1 = l/(8 \times f) = 20/(8 \times 3,333) = 0,75$ — коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил. 3, схема 2 [2]),

здесь $f = 1/6 \times l = 1/6 \times 20 = 3,333$ м — в данном случае высота фермы.

Нагрузка от собственного веса фермы по формуле (2.1):

$$G_k^{\phi} = \frac{G_k^{\text{пок}} + Q_k}{1000 / (K_{\text{об}} \times l) - 1} = \frac{0,311 + 0,525}{1000 / (3 \times 20) - 1} = 0,053 \text{ кН/м}^2,$$

где $K_{\text{об}} = 3$ — коэффициент собственной массы для металлодеревянной фермы (табл. 47 [7]).

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м^2 горизонтальной проекции с учетом коэффициента $S_{\text{ар}}/l = 21,45/20 = 1,073$ и массы фермы равна:

нормативная $G_k = 0,311 \times 1,073 + 0,053 = 0,387 \text{ кН/м}^2$,

расчетная $G_d = 0,367 \times 1,073 + 0,053 \times 1,1 = 0,452 \text{ кН/м}^2$,

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

Снеговая нагрузка:

— равномерно распределенная:

$$Q_k = 0,525 \text{ кН/м}^2; Q_{d,\Delta} = Q_k \times \gamma_f = 0,525 \times 1,6 = 0,84 \text{ кН/м}^2,$$

— распределенная по треугольнику:

$$Q_{k,\Delta} = S_0 \times \mu_2 = 0,7 \times 2 = 1,4 \text{ кН/м}^2; Q_{d,\Delta} = Q_{k,\Delta} \times \gamma_f = 1,4 \times 1,6 = 2,24 \text{ кН/м}^2,$$

где $\mu_2 = 2$ — коэффициент, учитывающий форму покрытия для снеговой нагрузки по второму варианту при $h_{\max}/l = 1/6$, табл. 4 [2];

$\gamma_f = 1,6$ — коэффициент надежности для снеговой нагрузки при отношении $G_k/S_0 = 0,387/0,7 = 0,552 < 0,8$, согласно п. 5.7 [2].

Постоянная нагрузка на 1 п.м.: $G_d = G_d \times B = 0,452 \times 3,2 = 1,45 \text{ кН/м.}$

Снеговая нагрузка на 1 п.м.: $Q_d = Q_d \times B = 0,84 \times 3,2 = 2,69 \text{ кН/м; } Q_{d,\Delta} = Q_{d,\Delta} \times B = 2,24 \times 3,2 = 7,17 \text{ кН/м.}$

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

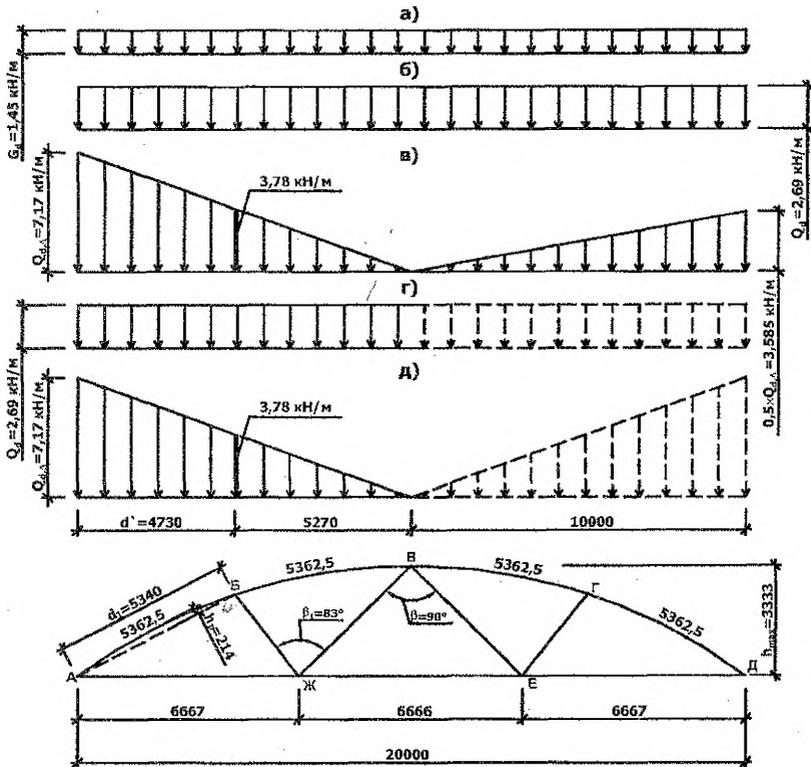
- постоянная и временная по всему пролету – для определения усилий в поясах;
- постоянная нагрузка по всему пролету и временная нагрузка на половине пролета – для определения усилий в элементах решетки.

Схемы нагружения сегментной фермы снеговой и ветровой нагрузками приведены в приложении 3 и 4 [2]. Однако поскольку ветровая нагрузка разгружает ферму, в расчете ее не учитывают.

В расчете сегментных ферм рассматривают 4 варианта нагружения снеговой нагрузкой (рис. 2.1):

- равномерно распределенная по всему пролету;
- распределенная по закону треугольника на каждой половине пролета;
- равномерно распределенная на одной половине пролета;
- распределенная по закону треугольника на одной половине пролета.

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



- а) – постоянная нагрузка по всему пролёту и одна из временных снеговых;
- б) – равномерно распределенная снеговая нагрузка по всему пролету;
- в) – распределенная по закону треугольника снеговая нагрузка на каждой половине пролета;
- г) – равномерно распределенная снеговая нагрузка на одной половине пролета;
- д) – распределенная по закону треугольника снеговая нагрузка на одной половине пролета

Рисунок 2.1. Возможные варианты загрузки сегментной фермы

Полученные усилия сводим в таблицу 2.1.

Таблица 2.1 Усилия в элементах фермы, кН

Элементы фермы	Стержни	Длина элемента, мм	От постоянной нагрузки $G_d=1,45$ кН/м	От снеговой нагрузки $Q_{d,2}$ =2,69 кН/м			От снеговой нагрузки $Q_{d,1}$ =7,17 кН/м			Расчетные усилия	
				слева	справа	по пролету	слева	справа	по пролету	+	-
Верхний пояс	O ₁	5362,5	-23,86	-29,77	-14,49	-44,26	-31,11	-11,85	-37,03		68,12
	O ₂	5362,5	-21,68	-23,96	-16,27	-40,23	-23,00	-13,30	-29,65		61,91
	O ₃	5362,5	-21,68	-16,27	-23,96	-40,23	-13,30	-23,00	-24,80		61,91
	O ₄	5362,5	-23,86	-14,49	-29,77	-44,26	-11,85	-31,11	-27,41		68,12
Нижний пояс	I ₁	6667,0	21,13	26,37	12,84	39,21	27,55	10,50	32,80	60,34	
	I ₂	6666,0	21,75	20,18	20,18	40,35	16,50	16,50	24,75	62,10	
	I ₃	6667,0	21,13	12,84	26,37	39,21	10,50	27,55	24,27	60,34	
Решетка	D ₁	3140,0	0,44	-4,41	5,23	0,82	-7,88	4,27	-5,74	5,67	7,44
	D ₂	4714,0	-0,49	4,92	-5,82	-0,91	8,78	-4,76	6,40	8,29	6,31
	D ₃	4714,0	-0,49	-5,82	4,92	-0,91	-4,76	8,78	-0,37	8,29	6,31
	D ₄	3140,0	0,44	5,23	-4,41	0,82	4,27	-7,88	0,34	5,67	7,44

где $O_{1,G}=G_d \times \alpha \times l = 1,45 \times (-0,82269) \times 20 = -23,86$ кН – расчётное усилие в стержне O₁ от постоянной нагрузки,

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

$\alpha=-0,82269$ – расчётное усилие в стержне O₁ от единичной вертикальной нагрузки (табл. А.3.1, прил. А);

$l=20$ м – пролёт здания.

П.1.3. Конструктивный расчет

При проектировании условимся, что для изготовления деревянных элементов сегментной фермы будет использована древесина пихты 2^{го} сорта по ГОСТ 24454-80, а для изготовления металлических элементов за исключением указанных особо – сталь класса С245 по ГОСТ 27772-88.

П.1.3.1. Подбор сечения панелей верхнего пояса

Изгибающий момент в панелях разрезного верхнего пояса сегментных ферм определяется по формуле $M_d = M_0 - N_d \times h_p$;

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

N_d – продольная сила;

h_p – стрела подъема панели, определяемая по формуле:

$$h_p = d_1^2 / 8 \times r = 5,34^2 / (8 \times 16,67) = 0,214 \text{ м,}$$

здесь d_1 – длина хорды АБ (определена по табл. А.3.1, прил. А);

d' – ее горизонтальная проекция (рис. 2.1).

Определяем изгибающие моменты в опорной панели АБ при различных сочетаниях постоянной и временной нагрузок:

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

$$M_{d,1} = (1,45 + 2,69) \times 4,73^2 / 8 - 68,12 \times 0,214 = -2,98 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

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

$$M_{d,2} = (1,45 + 3,78) \times 4,73^2 / 8 + (7,17 - 3,78) \times 4,73^2 / 16 - (23,86 + 37,03) \times 0,214 = 6,35 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

— постоянная (G_d) по всему пролету и снеговая (Q_d) слева:

$$M_{d,3} = (1,45 + 2,69) \times 4,73^2 / 8 - (23,86 + 29,77) \times 0,214 = 0,12 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

— постоянная (G_d) по всему пролету и снеговая (Q_d) справа:

$$M_{d,4} = 1,45 \times 4,73^2 / 8 - (23,86 + 14,49) \times 0,214 = -4,14 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

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

$$M_{d,5} = (1,45 + 3,78) \times 4,73^2 / 8 + (7,17 - 3,78) \times 4,73^2 / 16 - (23,86 + 31,11) \times 0,214 = 7,62 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

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

$$M_{d,6} = 1,45 \times 4,73^2 / 8 - (23,86 + 11,85) \times 0,214 = -3,58 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Для подбора сечения верхнего пояса принимается комбинацию с максимальным изгибающим моментом.

За расчетные усилия в панели АБ принимаем $M_d = 7,62 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $N_d = 54,97 \text{ кН}$.

Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки принимаем одинаковой. Подберем ее из условия предельной гибкости $\lambda_{\max} = 150$ (табл. 7.2 [1]) для самого длинного раскоса ВЖ, у которого $l_x = l_y = 4,714 \text{ м}$ (см. табл. 2.1). Тогда $b = l_y / (0,289 \times \lambda_{\max}) = 4,714 / (0,289 \times 150) = 0,109 \text{ м}$. Исходя из условия обеспечения минимальной площади опирания конструкций покрытия (не менее 55 мм согласно п. 5.3.1.11 [1]) и из условия острожки по кромкам по 5,0 мм, ширину верхнего пояса принимаем равной 115 мм. В соответствии с п. 6.1.1.9 [1] и сортаментом (прил. Б, табл. Б.1 [1]), толщину досок с учетом острожки принимаем равной 30 мм. Принимаем верхний пояс сечением $b \times h = 115 \times 240 \text{ мм}$ (где $h = 30 \times 8 = 240 \text{ мм}$).

Толщину досок следует принимать от 29 до 33 мм, при этом для снижения трудоемкости изготовления необходимо начинать подбор с максимальной толщины 33 мм. В случае невозможности при толщине 33 мм обеспечить требуемые запасы прочности или по конструктивным соображениям можно уменьшать толщину досок.

Геометрические характеристики сечения пояса:

$$A_d = 11,5 \times 24,0 = 276,0 \text{ см}^2, W_d = 11,5 \times 24,0^2 / 6 = 1104 \text{ см}^3,$$

$$I_{z, \text{sup}} = 11,5 \times 24,0^3 / 12 = 13250 \text{ см}^4, I_{y, \text{sup}} = 24,0 \times 11,5^3 / 12 = 3042 \text{ см}^4.$$

Проверим сечение сжато-изогнутого элемента по формуле (7.31) [1]:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_{m,c} \times f_{m,d}} \leq 1$$

где $\sigma_{c,0,d} = N_d / A_{\text{inf}}$ – расчётное напряжение сжатия древесины;

$f_{c,0,d}$ – расчётное сопротивление сжатию вдоль волокон (табл. 6.5 [1]), определяемое с учетом положений п.6.1.4.1 и п.6.1.4.4 [1];

$\sigma_{m,d} = M_d / W_d$ – расчётное напряжение изгиба;

$f_{m,d}$ – расчётное сопротивление изгибу (табл. 6.5 [1]), определяемое с учетом положений п.6.1.4.1 и п.6.1.4.4 [1];

$k_{m,c}$ – коэффициент, учитывающий увеличение напряжений при изгибе от действия продольной силы, определяемый по формуле:

$$k_{m,c} = 1 - \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \times f_{c,0,d}},$$

здесь $\sigma_{c,0,d} = N_d / A_{\text{sup}}$ – расчётное сжимающее напряжение;

k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле:

$$k_c = \frac{\lambda_{\text{rel}}^2}{2 \times \lambda_z^2},$$

$$\text{где } \lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times E_{0,\text{ном}}}{f_{c,0,d}}},$$

здесь $E_{0,\text{ном}} = 300 \times f_{c,0,d}$ – согласно формуле (6.1) [1];

$$\lambda_z = l_d / i_z,$$

здесь $i_z = \sqrt{I_{z,\text{sup}} / A_{\text{sup}}}$ – радиус инерции сечения элемента в направлении соответствующей оси;

$l_d = \mu_0 \times l_z$ – расчётная длина элемента;

$\mu_0 = 1$ – при шарнирно-закрепленных концах стержня (табл. 7.1 [1]).

Таким образом:

$$l_{d,z} = 1 \times 536,25 = 536,25 \text{ см}; i_z = \sqrt{13250 / 276} = 6,93 \text{ см};$$

$$\lambda_z = 536,25 / 6,93 = 77,4 < \lambda_{\text{max}} = 120 \text{ (табл. 7.2 [1])};$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 300 \times f_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}} = 76,95; k_c = 76,95^2 / (2 \times 77,4^2) = 0,494;$$

где $f_{c,0,d} = f_{c,0,d} \times k_{\alpha} \times k_{\text{mod}} \times k_{\text{н}} \times k_{\text{в}} \times k_{\text{т}} \times \gamma_{\text{м}} = 14 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 \times 1 / 0,95 = 12,63 \text{ МПа} = 1,263 \text{ кН/см}^2$,
 $f_{c,0,d} = 14 \text{ МПа}$ – расчётное сопротивление сосны сжатию 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 (табл. 6.5 [1]);

$k_{\alpha} = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);

$k_{\text{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса условий эксплуатации и класса длительности нагружения (табл. 6.4 [1]);

$k_{\text{т}} = 1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5 \text{ м}$ (табл. 6.7 [1]);

$k_{\delta}=1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=30$ мм (табл. 6.8 [1]);

$k_r=1$ – коэффициент, учитывающий отношение радиуса кривизны к толщине доски, при $r/\delta=1667/3,0=556 > 250$ (табл. 6.9 [1]);

$\sigma_{c,0,d}=54,97/276,0=0,199$ кН/см²; $\sigma_{m,c}=762/1104=0,690$ кН/см²;

$f_{m,d}=f_{c,0,d}=1,263$ кН/см² согласно п. 6.1.4 [1];

$k_{m,c}=1-0,199/(0,494 \times 1,263)=0,681$;

$0,199/1,263+0,69/(0,681 \times 1,263)=0,957 < 1$, то есть принятое сечение удовлетворяет условиям прочности с запасом в 4,3%, что допустимо.

Если значение $\sigma_{c,0,d}$ составляет более 80% от значения $\sigma_{m,d}$, то принятое сечение необходимо проверить на комбинацию усилий с максимальной силой и соответствующим изгибающим моментом.

Проверим принятое сечение на устойчивость плоской формы деформирования по формуле (7.35) [1]:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \times f_{c,0,d}} + \left[\frac{\sigma_{m,d}}{k_{inst} \times k_{m,c} \times f_{m,d}} \right]^n \leq 1,$$

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 закреплениями, определяемый по формуле: $k_c = \frac{\lambda_{rel}^2}{2 \times \lambda_y^2}$,

$$k_c = \frac{\lambda_{rel}^2}{2 \times \lambda_y^2},$$

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

здесь: k_f – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_m , определяемый по табл. 7.4 [1];

l_m – расстояние между опорными сечениями либо точками закрепления сжатой кромки.

Исходя из предположения, что связи будут раскреплять панели пояса фермы по концам и в середине:

$$l_{d,y}=1 \times 0,5 \times 536,25=268,12 \text{ см}; i_y=\sqrt{3042/276}=3,32 \text{ см};$$

$$\lambda_y=268,12/3,32=80,8 < \lambda_{max}=120 \text{ (табл. 7.2 [1])};$$

$$k_c=76,95^2/(2 \times 80,8^2)=0,454;$$

$$k_{inst}=140 \times 0,115^2 \times 1,75/(0,5 \times 5,3625 \times 0,24)=5,04,$$

где $k_f=1,75$ принято по табл. 7.4 [1], приводя полупараболическую форму эпюры моментов к треугольной и считая растянутую кромку свободной.

$$\text{Тогда } 0,199/(0,454 \times 1,263) + [0,69/(5,04 \times 0,681 \times 1,263)]^2 = 0,372 < 1,$$

т.е. устойчивость плоской формы деформирования панелей верхнего пояса фермы обеспечена.

П.1.3.2. Расчет раскосов

Все раскосы проектируем клееными одинакового сечения из досок толщиной 30 мм и высотой 120 мм. За расчетное усилие принимаем сжимающее усилие по табл. 2.1. Расчёт ведём для самого длинного раскоса ВЖ.

Толщина досок в раскосе не должна отличаться от толщины досок в верхнем поясе.

$$\text{Исходя из предельной гибкости } h=I_z/(0,289 \times \lambda_{max})=4,714/(0,289 \times 150)=0,109 \text{ м.}$$

Принимаем сечение раскосов $b \times h=115 \times 120$ мм. Проверяем сечение по формуле (7.11) [1]:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_c \times f_{c,0,d}$$

$$A_d = 11,5 \times 12,0 = 138,0 \text{ см}^2 > 50 \text{ см}^2 \text{ (п. 5.3.1.15 [1])},$$

$$I_{y,\text{sup}} = 12,0 \times 11,5^3 / 12 = 1521 \text{ см}^4,$$

$$I_{d,y} = 1 \times 471,4 = 471,4 \text{ см}; i_y = \sqrt{1521 / 138,0} = 3,46 \text{ см};$$

$$\lambda_y = 471,4 / 3,32 = 142,0 < \lambda_{\text{max}} = 150 \text{ (табл. 7.2 [1])};$$

$$k_c = 76,95^2 / (2 \times 142,0^2) = 0,147, \text{ т.к. } \lambda_y = 142,0 > \lambda_{\text{rel}} = 76,95;$$

$$\sigma_{c,0,d} = N_d / A_d = 6,31 / 138,0 = 0,046 \text{ кН/см}^2 < k_c \times f_{c,0,d} = 0,147 \times 1,263 = 0,186 \text{ кН/см}^2,$$

где $N_d = 6,31 \text{ кН}$ – максимальное сжимающее усилие в раскосе ВЖ (табл. 2.1);

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d} \times k_{\text{хх}} \times k_{\text{mod}} \times k_{\text{п}} \times k_{\text{в}} / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 \times 1 \times 1,02 / 0,95 = 12,63 \text{ МПа} = 1,263 \text{ кН/см}^2,$$

здесь $f_{c,0,d} = 14 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны сжатию 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 (табл. 6.5 [1]);

$k_{\text{хх}} = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);

$k_{\text{mod}} = 1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса условий эксплуатации и класса длительности нагружения (табл. 6.4 [1]);

$k_{\text{п}} = 1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5 \text{ м}$ (табл. 6.7 [1]);

$k_{\text{в}} = 1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 30 \text{ мм}$ (табл. 6.8 [1]).

Запас прочности $[(0,186 - 0,046) / 0,186] \times 100\% = 75,3\% > 15\%$, однако, уменьшение сечения невозможно из условия предельной гибкости.

П.1.3.3. Подбор сечения нижнего пояса

В соответствии с заданием принимаем пояс из двух неравнобоких уголков. Требуемая площадь сечения пояса $A_{\text{тр}} = N \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)$,

где $N = 62,1 \text{ кН}$ – максимальное усилие в панелях нижнего пояса (табл. 2.1);

$R_y = 240 \text{ МПа} = 24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению, сжатию и изгибу стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (табл. 5.1* [5]);

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

$A_{\text{тр}} = 62,1 \times 0,95 / (24 \times 0,95) = 2,59 \text{ см}^2$. Из условия обеспечения снижения трудоемкости изготовления (выполнение нижнего пояса без соединительных планок) принимаем 2 $\angle 75 \times 50 \times 6$ (ГОСТ 8510-86*) общей площадью $F = 2 \times 7,25 = 14,5 \text{ см}^2 > 2,59 \text{ см}^2$. 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 $80 \times i_y = 80 \times 1,42 = 113,6 \text{ см}$ (п. 5.7 [5]). Принимаем интервал 111,1 см, т.е. каждую панель длиной 666,7 см разбиваем на шесть интервалов.

Проверим сечение второй панели нижнего пояса на совместное действие растягивающей силы и изгибающего момента в середине панели от собственного веса.

Геометрические характеристики сечения согласно ГОСТ 8510-86*: $i_x = 2,38 \text{ см}$; $I_x = 2 \times 40,92 = 81,84 \text{ см}^4$; $W_{x,\text{min}} = 81,84 / (7,5 - 2,38) = 15,98 \text{ см}^3$.

Нагрузка от собственного веса двух уголков (масса 1 п.м уголка 5,69 кг согласно ГОСТ 8510-86*): $G_d = 2 \times 0,569 = 1,138 \text{ Н/см}$.

$$M = G_d \times I_n^2 / 8 = 1,138 \times 666,7^2 / 8 = 63230 \text{ Н} \times \text{см} = 63,23 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Напряжение в середине второй панели нижнего пояса:

$$\sigma = 62,1 / 14,5 + 63,23 / 15,98 = 8,24 \text{ кН/см}^2 = 8,24 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 0,95 / 0,95 = 240 \text{ МПа}.$$

Гибкость пояса в вертикальной плоскости:

$$\lambda_{xy} = l_{xy}/i_x = 666,7/2,38 = 280,2 < [\lambda_{\max}] = 400 \text{ (табл. } 20^* \text{ [5])}.$$

Рекомендуется подбирать элементы нижнего пояса, чтобы запас прочности или гибкости не превышал 15%.

П.1.3.4. Конструирование и расчет узлов

П.1.3.4.1. Опорный узел (рис. 2.2)

В опорном узле верхний пояс упирается в плиту (упорная плита) с ребрами жёсткости, приваренную к вертикальным фасонкам сварного башмака. Снизу фасонки приварены к опорной плите. Толщина фасонки конструктивно принята 0,8 см.

Определяем площадь опирания торца верхнего пояса на упорную плиту башмака из условия смятия под действием сжимающей силы $N_p = 68,12$ кН:

$$A_{\text{оп}} = N_p / f_{\text{см},0,d} = 68,12 / 1,238 = 55,02 \text{ см}^2,$$

$$\text{где } f_{\text{см},0,d} = f_{\text{см},0,d} \times k_{xx} \times k_{\text{mod}} / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 14,77 \text{ МПа} = 1,238 \text{ кН/см}^2,$$

здесь $f_{\text{см},0,d} = 14$ 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 (табл. 6.5 [1]).

Приняв ширину плиты равной ширине верхнего пояса, находим длину плиты: $l_n = A_{\text{оп}} / b_n = 55,02 / 11,5 = 4,8$ см.

Конструктивно принимаем $l_n = 2 \times h / 3 = 2 \times 24,0 / 3 = 16,0$ см.

$$\text{Тогда: } \sigma_{\text{см},0,d} = 68,12 / (11,5 \times 16,0) = 0,37 \text{ кН/см}^2 < f_{\text{см},0,d} = 1,238 \text{ кН/см}^2.$$

Проверяем местную прочность на изгиб упорной плиты. Для этого рассмотрим среднюю часть упорной плиты как прямоугольную плиту, свободно опертую по четырём сторонам, которыми являются вертикальные фасонки башмака и ребра 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.

Расчёт ведём по формулам теории упругости, приведенным в [6]. Расчётные пролёты опертой по четырём сторонам плиты (рис. 2.2): $a = 8,4 + 0,8 = 9,2$ см, $b = 10,0 + 0,8 = 10,8$ см.

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

$$\text{Изгибающий момент в такой плите: } M_p = \alpha \times \sigma_{\text{см},0,d} \times a^2 = 0,061 \times 0,37 \times 9,2^2 = 1,91 \text{ кН} \times \text{см}.$$

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

$$\text{При } c = 3,4 \text{ см} - M_k = \sigma_{\text{см},0,d} \times c^2 / 2 = 0,37 \times 3,4^2 / 2 = 2,14 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Для уменьшения толщины упорной плиты необходимо, чтобы $M_p = M_k$. Это достигается изменением консольного свеса.

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

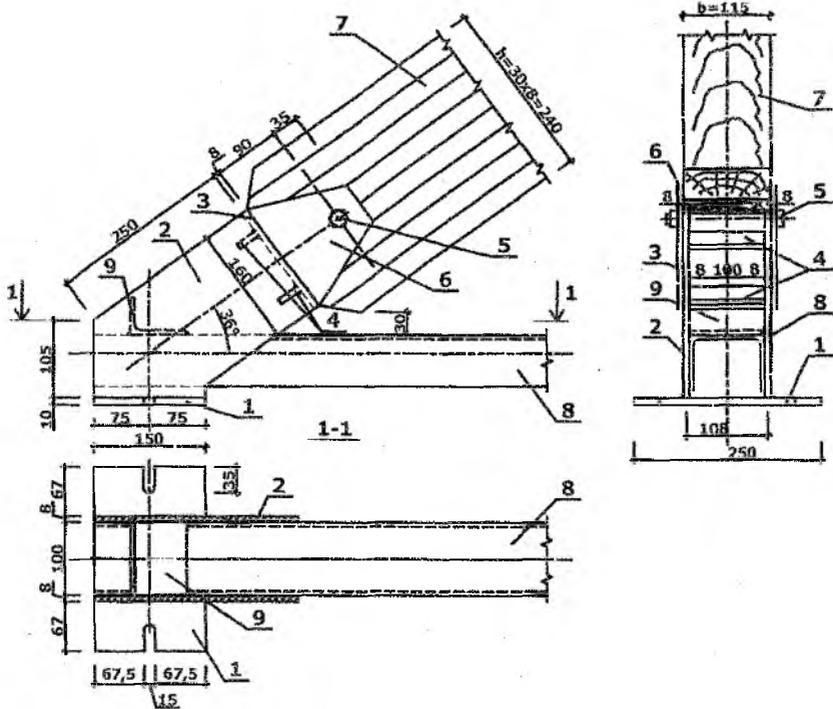
$$t_{\text{пл},y} \geq \sqrt{6 \times M_{\text{max}} \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{6 \times 2,14 \times 0,95 / (24 \times 1,0)} = 0,71 \text{ см},$$

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

В случае $t_{\text{пл},y} \geq 20$ мм необходимо изменить класс стали.

Принимаем $t_{\text{пл},y} = 8$ мм.

Проверяем общую прочность упорной плиты на изгиб. Расчёт ведём приближенно как расчёт балок таврового сечения (рис. 2.2) пролётом, равным расстоянию между осями вертикальных фасонки $l = 10,0 + 0,8 = 10,8$ см.



- 1 – опорная плита; 2 – вертикальные фанонки сварного башмака; 3 – упорная плита; 4 – рёбра жёсткости упорной плиты; 5 – болт $\varnothing 14$ мм, $l=180$ мм; 6 – накладки для соединения башмака с верхним поясом; 7 – верхний пояс фермы; 8 – нижний пояс фермы ($2\angle 75 \times 50 \times 6$); 9 – соединительная прокладка $\angle 75 \times 50 \times 6$, $l=100$ мм.

Рисунок 2.2. Опорный узел фермы

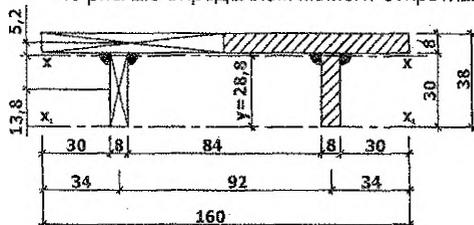
Нагрузка на рассматриваемую полосу плиты: $N=O_1/2=68,12/2=34,06$ кН, где $O_1=68,12$ кН – максимальное сжимающее усилие в опорной панели верхнего пояса (табл. 2.4).

Интенсивность нагрузки под торцом элемента верхнего пояса шириной 11,5 см: $q=34,06/11,5=2,96$ кН/см.

Изгибающий момент в балке таврового сечения:

$$M=34,06 \times 10,8/4=2,96 \times 10,8^2/8=48,81 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

По рис. 2.3 определяем момент сопротивления заштрихованной части сечения:



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

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

$$y=S_x/A=25,36/8,8=2,88 \text{ см},$$

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

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

Рис. 2.3. Упорная плита башмака с рёбрами жёсткости

$$\sigma = 48,81/2,93 = 16,66 \text{ кН/см}^2 = 166,6 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,0/0,95 = 252,6 \text{ МПа.}$$

Рассчитываем опорную плиту (рис. 2.2). Полагаем, что опорная плита башмака опирается на брус из такой же древесины, что и ферма. Принимаем размеры опорной плиты $b_{пл} \times l_{пл} = 15 \times 25 \text{ см.}$

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

$$l_{пл, мин} = b + 2 \times \delta_{ф} + 6 \times d_{от} = 10,0 + 2 \times 0,8 + 6 \times 1,5 = 20,6 \text{ см,}$$

где $b = 10,0 \text{ см}$ – расстояние между фасонками в свету (см. рис. 2.2);

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

$d_{от} = 1,5 \text{ см}$ – предварительно принятый диаметр отверстия под болт, крепящий ферму к колонне.

Длина опорной плиты $l_{пл}$ может корректироваться в соответствии с требованиями п. П.2.4.

Максимальная опорная реакция фермы:

$$F_A = 0,5 \times G_d \times l + 0,229 \times Q_{d, \Delta} \times l = 0,5 \times 1,45 \times 20 + 0,229 \times 7,17 \times 20 = 47,34 \text{ кН.}$$

Напряжения смятия под опорной плитой:

$$\sigma_{см, 90, d} = 47,34 / (15 \times 25) = 0,126 \text{ кН/см}^2 = 1,26 \text{ МПа} <$$

$$< f_{см, 90, d} \times k_{\alpha} \times k_{mod} / \gamma_n = 3 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 2,65 \text{ МПа,}$$

где $f_{см, 90, d} = 3 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта местному смятию поперёк волокон в узловых примыканиях элементов (табл. 6.5 [1]).

Толщину опорной плиты (рис. 2.2) находим из условия изгиба:

$$\text{— консольного участка } M_k = \sigma_{см, 90, d} \times c^2 / 2 = 0,126 \times 7,1^2 / 2 = 3,18 \text{ кН} \times \text{см;}$$

$$\text{— среднего участка } M_n = \sigma_{см, 90, d} \times a^2 / 8 = 0,126 \times 10,8^2 / 8 = 1,84 \text{ кН} \times \text{см,}$$

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 плиты:

$$t_{пл, оп} \geq \sqrt{6 \times M_{max} \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{6 \times 3,18 \times 0,95 / (24 \times 1,0)} = 0,87 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{пл, оп} = 10 \text{ мм.}$

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 $R_{wf} = 215 \text{ МПа}$ (табл. 56 [5]). В соответствии с табл. 38* [5] принимаем по обушку катет шва $k_{f, o} = 6 \text{ мм}$, а по перу $k_{f, n} = 5 \text{ мм}$. Для выбранных катетов швов при полуавтоматической сварке $\beta_1 = 0,9$ и $\beta_2 = 1,05$ (табл. 34* [5]). Для стали класса С245 $R_{un} = 370 \text{ МПа}$ (табл. 51* [5]) и соответственно $R_{wz} = 0,45 \times R_{un} = 0,45 \times 370 = 166,5 \text{ МПа}$. Т.к. $R_{wz} \times \beta_2 = 166,5 \times 1,05 = 174,8 \text{ МПа} < R_{wf} \times \beta_1 = 215 \times 0,9 = 193,5 \text{ МПа}$ расчёт ведём по металлу границы сплавления. Тогда, с учётом распределения усилия в первой панели нижнего пояса по перу и обушке (табл. 5.6 [6]) и наличию двух уголков, требуемые расчётные длины швов для каждого уголка составят:

$$\begin{aligned} \text{по перу: } l_{w, n} &= 0,32 \times I_1 \times \gamma_n / (2 \times R_{wz} \times \beta_2 \times k_{f, n} \times \gamma_c) = \\ &= 0,32 \times 60,34 \times 0,95 \times 10 / (2 \times 166,5 \times 1,05 \times 0,5 \times 0,95) = 1,11 \text{ см;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{по обушке } l_{w, o} &= 0,68 \times I_1 \times \gamma_n / (2 \times R_{wz} \times \beta_2 \times k_{f, o} \times \gamma_c) = \\ &= 0,68 \times 60,34 \times 0,95 \times 10 / (2 \times 166,5 \times 1,05 \times 0,6 \times 0,95) = 1,96 \text{ см.} \end{aligned}$$

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

П.1.3.4.2. Коньковый узел (рис. 2.5)

П.1.3.4.2.1 Расчёт крепления стальных пластинок-наконечников к раскосам

Принимаем пластинки-наконечники выполненными из полосовой стали толщиной 0,8 см и шириной 8,0 см. Число пластинок принимаем равное двум. Пластинку к раскосам крепим двумя болтами $\varnothing 10$ мм и двумя гвоздями $\varnothing 5$ мм для исключения возможности возникновения эксцентриситета.

Диаметр нагеля может приниматься от 8 до 24 мм. При выборе диаметра нагелей следует проверить возможность их поперечной расстановки в раскосе в соответствии с табл. 9.5 [1].

Расчётную несущую способность одного среза нагеля в двухсрезном соединении с обоими внешними элементами из стали согласно п. 9.4.1.14 [1] следует принимать равной меньшему значению из полученных по формулам (9.13) и (9.14) [1]:

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

где $f_{h,1,d} = 8 \times k_{\alpha} \times k_{mod} = 8 \times 0,8 \times 1,05 = 6,72$ МПа – расчётное сопротивление смятию древесины согласно табл. 9.1 и прим. табл. 9.2 [1];

$t_2 = 11,5$ см – ширина сечения раскоса;

$d = 1,0$ см – диаметр нагеля;

$f_{n,d} = 18 \times \sqrt{k_{mod}} \times k_{\alpha} = 18 \times \sqrt{1,05} \times 0,8 = 16,5$ МПа – расчётное сопротивление изгибу нагеля согласно пп. 9.4.1.11 и 9.4.6.2 [1];

$\beta_{n,max} = 0,6236$ – коэффициент согласно п. 9.4.6.2 [1];

$k_{\alpha} = 1$ – коэффициент, учитывающий угол между силой и направлением волокон, при $\alpha = 0^\circ$ (табл. 9.3 [1]).

Тогда $R_{id,1} = 6,72 \times 11,5 \times 1,0 \times 10^{-1} \times 1 = 7,73$ кН,

$$R_{id,n} = 16,5 \times 1,0^2 \times (1 + 0,6236^2) \times 10^{-1} \times \sqrt{1} = 2,29 \text{ кН.}$$

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

$$n_{ef} = N_d \times \gamma_n / (R_{id,min} \times n_s) = 8,29 \times 0,95 / (2,29 \times 2) = 1,72 \text{ шт.},$$

где $N_d = 8,29$ кН – максимальное расчётное усилие в раскосах (табл. 2.1);

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

Таким образом, принимаем количество болтов в соединении $n_n = 2 > n_{ef} = 1,72$, тогда расчётная несущая способность соединения будет равна:

$$R_d = R_{id,min} \times n_s \times n_n / \gamma_n = 2,29 \times 2 \times 2 / 0,95 = 9,64 \text{ кН} > N_d = 8,29 \text{ кН.}$$

Запас прочности составит: $[(9,64 - 8,29) / 9,64] \times 100\% = 14,0\% < 15\%$, что допустимо.

Рекомендуется принимать четное количество нагелей (начиная с четырех) с нормальной схемой расстановки (см. рис. 9.5,а [1]). В случае принятия двух или трех нагелей до требуемого количества, они дополняются гвоздями.

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

$$N_{n,max,+} = D_2 = 8,29 \text{ кН}; A_n = 2 \times 0,8 \times (8 - 1,1 - 0,6) = 10,08 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = N_{n,max,+} / A_n = 8,29 / 10,08 = 0,82 \text{ кН/см}^2 = 8,2 \text{ МПа} < R_{\gamma} \times \gamma_n / \gamma_n = 240 \times 1,05 / 0,95 = 265,3 \text{ МПа.}$$

Также проверим устойчивость стальных пластинок-наконечников из плоскости фермы между точками их закрепления узловым болтом и нагелями (рис. 2.5):

$$N_{n,max,-} = D_2 = -6,31 \text{ кН};$$

$l_p = 35$ см – расстояние между узловым болтом и первым нагелем раскоса (определяется графически, см. рис. 2.5).

Гибкость пластин-наконечников: $\lambda = l_p / i = 35 / (0,289 \times 0,8) = 151,4$.

$$\sigma = N_{\max} / (A \times \varphi) = 6,31 / (2 \times 0,8 \times 8 \times 0,271) = 1,82 \text{ кН/см}^2 = 18,2 \text{ МПа} <$$

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

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

Максимальная гибкость пластин-наконечников не превышает предельно допустимой:

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

$$\text{где } \alpha = \sigma \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c) = 18,2 / 240,0 = 0,08 < 0,5, \text{ поэтому } \alpha = 0,5.$$

Рекомендуется для уменьшения расчетной длины и, соответственно, толщины пластин-наконечников на расстоянии 15...20 мм от верхнего обреза раскоса по оси пластин-наконечников ставить стяжные болты такого же диаметра, как и крепежные.

П.1.3.4.2 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 (рис. 2.4). Площадь поверхностей плит вкладыша, соприкасающихся с торцами блоков верхнего пояса: $A_n = b \times h = 11,5 \times 15,0 = 172,5 \text{ см}^2$. Толщина плит вкладыша 0,6 см.

Рекомендуется принимать высоту вкладыша равной высоте упорного ребра.

Поскольку размеры поверхностей плит вкладыша отличаются от упорной плиты в опорном узле, проверяем напряжения смятия:

$$\sigma_{\text{см,0,d}} = 68,12 / 172,5 = 0,395 \text{ кН/см}^2 < f_{\text{см,0,d}} = 1,238 \text{ кН/см}^2.$$

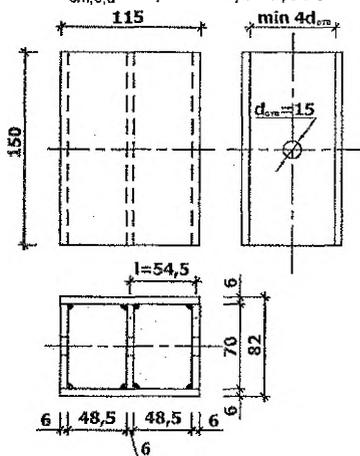


Рисунок 2.4. Сварной вкладыш конькового узла

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. рис. 2.4). Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \sigma_{\text{см,0,d}} \times l^2 / 8 = 0,395 \times 5,45^2 / 8 = 1,47 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Тогда $\sigma = M_{\max} / W = 1,47 / 0,06 = 24,44 \text{ кН/см}^2 = 244,4 \text{ МПа} <$
 $R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,0 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$

Рассчитываем узловой болт, к которому крепятся раскосы, на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах, которую определяем аналитически по теореме косинусов.

Из табл. 2.1 выбираем при действии на ферму снеговой нагрузки, распределённой по треугольнику на половине пролёта:

$$D_2 = 8,29 \text{ кН}, D_3 = -5,25 \text{ кН}.$$

$$\text{Тогда } N = \sqrt{D_2^2 + D_3^2} - 2 \times |D_2| \times |D_3| \times \cos(\beta) = 7,26^2 + 5,25^2 = 9,81 \text{ кН},$$

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

Б.к.1
 Государственный

$$A_n = 2 \times t_{n.p.} \times (11,0 - 1,5) = 19 \times t_{n.p.} \text{ см}^2;$$

$$A_n = N_{max} / (R_y \times \gamma_c / \gamma_m) \Rightarrow t_{n.p.} = 62,10 \times 0,95 / (19 \times 240 \times 1,05) = 0,12 \text{ см.}$$

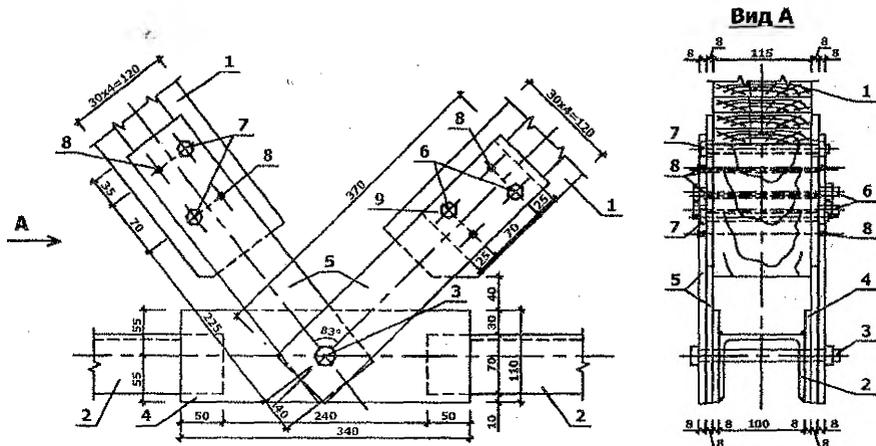
Из условия возможности выполнения принятых ранее сварных швов в соответствии с п. 12.8 [5] принимаем $t_{n.p.} = 0,5$ см. Однако в таком случае суммарная ширина составит 110 мм, что на 5 мм меньше ширины раскосов. Поэтому окончательно назначаем $t_{n.p.} = 0,8$ см.

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 односторонней снеговой нагрузке, распределённой по треугольнику, и равна: $\Delta H = 21,13 + 27,55 - 21,75 = 16,50 = 10,43$ кН (см. табл. 2.1).

Равнодействующую усилий в раскосах определяем аналитически по теореме косинусов. Из таблицы 2.1 выбираем при действии на ферму снеговой нагрузки, распределённой по треугольнику на половине пролёта: $D_2 = 8,29$ кН, $D_1 = -7,44$ кН.



- 1 – раскос; 2 – нижний пояс фермы (2 \angle 75 \times 50 \times 6); 3 – узловой болт \varnothing 14 мм, $l=180$ мм; 4 – передачная пластина 340 \times 110 \times 8 мм; 5 – пластинки-наконечники 370 \times 80 \times 8 мм; 6 – болт \varnothing 10 мм, $l=180$ мм; 7 – болт \varnothing 10 мм, $l=160$ мм; 8 – гвоздь \varnothing 5 мм, $l=150$ мм; 9 – подкладка 120 \times 80 \times 8 мм.

Рисунок 2.6. Нижний промежуточный узел фермы

$$\text{Тогда } N_r = \sqrt{D_2^2 + D_1^2 - 2 \times |D_2| \times |D_1| \times \cos(\beta_1)} =$$

$$= \sqrt{8,29^2 + 7,44^2 - 2 \times 7,44 \times 8,29 \times \cos(83^\circ)} = 10,44 \text{ кН,}$$

где $\beta_1 = 83^\circ$ – угол между раскосами D_2 и D_1 .

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_0 = N_r \times e / 2 = 10,44 \times 1,2 / 2 = 6,26 \text{ кН} \times \text{см,}$$

где $e = 0,8 + 0,4 = 1,2$ см – эксцентриситет приложения усилия N_r (рис. 2.6);

здесь 0,8 см – толщина пластинки-наконечника;

0,4 см – половина толщины передачной пластины.

Диаметр болта определяем по формуле:

$$d = \sqrt[3]{M_6 \times \gamma_n / (0,1 \times R_y \times \gamma_c)} = \sqrt[3]{6,26 \times 0,95 / (0,1 \times 24 \times 1,0)} = 1,35 \text{ см.}$$

Принимаем узловый болт диаметром $d=1,4$ см.

Прочность на растяжение стальных пластинок-наконечников, ослабленных отверстиями под болты и гвозди проверялась в п. П.1.3.4.2.1.

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ КОЛОННЫ

Расчетная схема поперечника здания представляет собой однажды статически неопределимую раму с жестко заземленными колоннами и условно жестким ригелем, шарнирно опертым на колонны (рис. 3.1,б). За лишнее неизвестное при расчете рамы обычно принимается продольное усилие в ригеле "F_x", возникающее от действия ветровой нагрузки и навесного стенового ограждения. Схема загрузки ветровой нагрузкой приведена на рис. 3.1,а.

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, табл. 5 [2];

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

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

В курсовой работе при выполнении статического расчета 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.

Значение $C_{ez} = -0,5$ при $L/l > 2$ и $H/l < 0,5$ (L – длина здания, l – пролет здания, H – высота колонны).

Распределенная ветровая нагрузка, действующая на покрытие здания, заменяется сосредоточенной Q_w , прикладываемой в месте опирания ригеля (рис. 3.1,б). 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 $l_y = H$ (табл. 7.1 [1]). Сечение колонн проектируется прямоугольным с соотношением размеров $h/b \leq 5$. Предварительно определяется ширина сечения b из условия предельной гибкости $\lambda_{max} = 120$ (табл. 7.2 [1]), после чего назначается высота сечения в пределах $h = (1/10 \dots 1/15) \times H$.

Доски принимаются по сортаменту (прил. Б, табл. Б.1 [1]) толщиной не более 42 мм (п. 6.1.1.9 [1]) с учетом острожки по пласти 1...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 изменения численного значения коэффициента k_{mod} (табл. 6.4 [1]), учитывающего в данном случае кратковременное действие ветровой нагрузки и коэффициента k_b (табл. 6.7 [1]), учитывающего высоту сечения клееного элемента.

Крепление колонны к фундаменту производится при помощи анкерных болтов, работающих на растяжение, рис. 3.2. Сжимающие усилия передаются непо-

средственно на фундамент через торец колонны. Расчет анкерных болтов и их крепления к колонне производится на максимальное растягивающее усилие.

Пример 2

По исходным примера 1 подобрать сечение клееной колонны из древесины пихты и законструировать ее сопряжение с фундаментом. Высота до низа фермы $H=9,0$ м. Здание проектируется для типа местности "В" в IV ветровом районе. Длина здания 90 м.

П.2.1. Определение вертикальных нагрузок на раму

Расчетная постоянная нагрузка от покрытия, включая массу фермы (см. п. П.6.2): $G_d=0,452$ кН/м².

Расчетное давление на колонну от покрытия: $F_d^{пок}=G_d \times B \times l/2=0,452 \times 3,2 \times 20/2=14,46$ кН,

где $B=3,2$ м – шаг несущих конструкций.

То же от стенового ограждения с учетом элементов крепления;

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

где $G_d^{пок}=0,367$ кН/м² – расчетная нагрузка от стенового ограждения толщиной $\delta=B/30=320/30=10,7$ см, принятая равной расчетной нагрузки от покрытия (см. п. П.1.2);

$G_k^{кр}=0,10$ кН/м² – масса металлических элементов крепления стенового ограждения;

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

$H=9,0$ м – высота здания в свету.

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

$$h=1/15 \times H=1/15 \times 9,0=0,60 \text{ м, } b=h/4=0,60/4=0,15 \text{ м.}$$

Тогда расчетное давление от собственной массы колонны:

$$F_d^{коп}=b \times h \times H \times \rho \times \gamma_f=0,15 \times 0,60 \times 9,0 \times 500 \times 10^{-2} \times 1,1=4,46 \text{ кН,}$$

где $\rho=500$ кг/м³ – плотность древесины пихты для 2 класса условий эксплуатации (табл. 6.2 [1]);

$\gamma_f=1,1$ – коэффициент надежности по нагрузке (табл. 1 [2]).

Расчетное давление на колонну от снеговой нагрузки:

$$F_d^{сн}=Q_{d,s} \times B \times l/2=0,84 \times 3,2 \times 20/2=26,88 \text{ кН,}$$

где $Q_{d,s}=0,84$ кН/м² – расчетная снеговая нагрузка на 1 м² плана покрытия при равномерном распределении по всему пролету (см. п. П.2.2).

П.2.2. Определение горизонтальных нагрузок на раму

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

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

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

Определяем расчетную распределенную нагрузку с наветренной стороны (напор):

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

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

где $w_0=0,48$ кПа= $0,48$ кН/м² – нормативное значение ветрового давления для IV ветрового района (табл. 5 [2]);

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

$c_{e3}=0,8$ – аэродинамический коэффициент с наветренной стороны (схема 3 прил. 4 [2]).

Определяем расчетную распределенную нагрузку с подветренной стороны (отсос):

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

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

где $c_{e3}=-0,5$ – 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 прил. 4 [2]).

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 , рис. 3.1.в.

Предварительно определим необходимые геометрические размеры.

Половина центрального угла φ :

$$\cos(\varphi/2) = [(r - h_{\max})/r] = [(16,67 - 3,333)/16,67] = 0,8, \quad \varphi/2 = 36,86^\circ.$$

Угол φ_2 :

$$\cos(\varphi_2) = [(r - 0,3 \times h_{\max})/r] = [(16,67 - 0,3 \times 3,333)/16,67] = 0,94, \quad \varphi_2 = 19,95^\circ.$$

$$\text{Угол } \varphi_1: \varphi_1 = \varphi/2 - \varphi_2 = 36,86^\circ - 19,95^\circ = 16,91^\circ,$$

где $r=16,67$ м – радиус очертания оси верхнего пояса фермы (см. п. 6.1).

Длина дуги $l_1 = \pi \times r \times \varphi_1 / 180^\circ = 3,14 \times 16,67 \times 16,91^\circ / 180^\circ = 4,92$ м.

Длина дуги $l_2 = \pi \times r \times \varphi_2 / 180^\circ = 3,14 \times 16,67 \times 19,93^\circ / 180^\circ = 5,80$ м.

$$\text{Угол } \alpha_1 = 90^\circ - \varphi_2 - \varphi_1/2 = 90^\circ - 19,95^\circ - 16,91^\circ/2 = 61,60^\circ,$$

$$\text{Угол } \alpha_2 = 90^\circ - \varphi_2/2 = 90^\circ - 19,95^\circ/2 = 80,03^\circ.$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка с наветренной стороны будет равна:

$$Q_{d,w,3} = w_0 \times k_1 \times c_{e1} \times \gamma_1 \times l_1 \times B \times \cos(\alpha_1) + w_0 \times k_2 \times c_{e2} \times \gamma_2 \times l_2 \times B \times \cos(\alpha_2) = 0,48 \times 0,653 \times (-0,321) \times 1,4 \times 4,92 \times 3,2 \times 0,475 + 0,48 \times 0,687 \times (-0,867) \times 1,4 \times 5,80 \times 3,2 \times 0,173 = -1,06 - 1,29 = -2,35 \text{ кН},$$

где $k_1=0,653$ при $z=H+0,7 \times h_{\max}/2=9,0+0,7 \times 3,333/2=10,167$ м (табл. 6 [2]);

$$k_2=0,687 \text{ при } z=H+0,7 \times h_{\max}+0,3 \times h_{\max}/2=9,0+0,7 \times 3,333+0,3 \times 3,333/2=11,833 \text{ м (табл. 6 [2]);}$$

$c_{e1}=-0,321$; $c_{e2}=-0,867$ – аэродинамические коэффициенты при $h_{\max}/l=3,333/20=0,167$ и $H/l=9,0/20=0,45$ (схема 3 прил. 4 [2]);

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

То же, с подветренной стороны:

$$Q'_{d,w,3} = w_0 \times k_1 \times c_{e6} \times \gamma_1 \times l_1 \times B \times \cos(\alpha_1) + w_0 \times k_2 \times c_{e2} \times \gamma_2 \times l_2 \times B \times \cos(\alpha_2) = 0,48 \times 0,653 \times (-0,4) \times 1,4 \times 4,92 \times 3,2 \times 0,475 + 0,48 \times 0,687 \times (-0,867) \times 1,4 \times 5,80 \times 3,2 \times 0,173 = -1,31 - 1,29 = -2,60 \text{ кН},$$

где $c_{e6}=-0,4$ – аэродинамический коэффициент (схема 3 прил. 4 [2]).

П.2.3. Статический расчет рамы

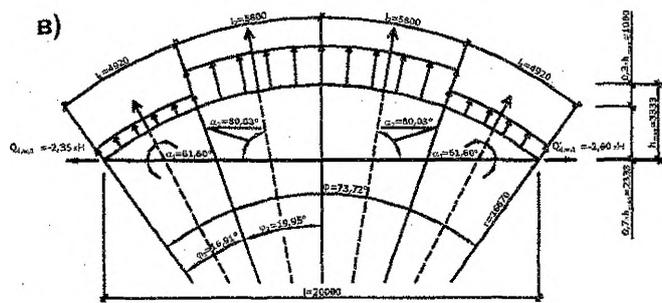
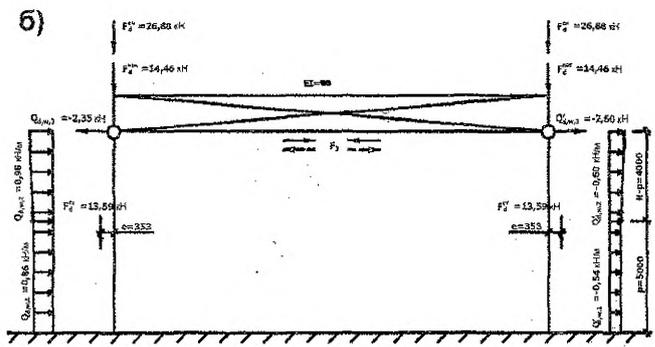
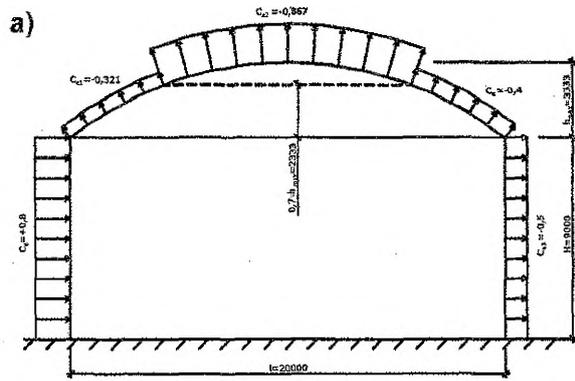
Поскольку рама является один раз статически неопределимой системой, то определяем значение лишнего неизвестного, которым является продольное усилие в ригеле "F_x". Расчет выполняем для каждого вида нагружения:

— от ветровой нагрузки на стены:

$$F_{x,w,1} = -(Q_{d,w,1} + Q'_{d,w,1}) \times r^3 \times (4 \times H - r) / (16 \times H^3) =$$

$$= -(0,86 - 0,54) \times 5^3 \times (4 \times 9,0 - 5) / (16 \times 9,0^3) = -0,11 \text{ кН},$$

где $r=5$ м – принято для удобства расчёта нагружения ветровой нагрузкой (рис. 3.1.б);



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

Рисунок 3.1. К расчёту рамы

В случае $H < 5$ м необходимо принимать $\rho = H$.

$$F_{X,w,2} = -(Q_{d,w,2} + Q'_{d,w,2}) \times (\rho^4 + 3 \times H^4 - 4 \times \rho^3 \times H) / (16 \times H^3) = \\ = -(0,96 - 0,60) \times (5^4 + 3 \times 9,0^4 - 4 \times 5^3 \times 9,0) / (16 \times 9,0^3) = -0,49 \text{ кН};$$

— 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:

$$F_{X,ст} = -9 \times M_{ст} / (8 \times H) = -9 \times (-4,80) / (8 \times 9,0) = 0,60 \text{ кН},$$

$$\text{где } M_{ст} = F_{\delta}^{ст} \times e = -13,59 \times 0,353 = -4,80 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

здесь $e = 0,5 \times (\delta + h) = 0,5 \times (0,107 + 0,60) = 0,353$ м — расстояние между серединой колонны и стенового ограждения.

Толщина стенового ограждения принята равной высоте сечения деревянной составляющей покрытия (высоте сечения клефанерной панели).

Примем, что положительное значение неизвестного " F_X " направлено от узлов рамы (на рис. 3.1,б показано сплошной линией), а изгибающего момента — по часовой стрелке.

Определим изгибающие моменты в заделке рамы.

Для левой колонны:

$$M_{d,л} = [(Q_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q_{d,w,1} \times p^2 / 2 + Q_{d,w,2} \times \{(H-p) \times (H+p) / 2\} \times \psi_2 + \\ + F_{X,ст} \times H + M_{ст}] = [(-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 9,0 + 0,86 \times 5^2 / 2 + 0,96 \times \{(9,0 - 5) \times (9,0 + 5) / 2\} \times \\ \times 0,9 + 0,60 \times 9,0 - 4,80] = 30,71 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для правой колонны:

$$M_{d,п} = [(Q'_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q'_{d,w,1} \times p^2 / 2 + Q'_{d,w,2} \times \{(H-p) \times (H+p) / 2\} \times \psi_2 + \\ + F_{X,ст} \times H + M_{ст}] = [(2,60 + 0,11 + 0,49 - 2,48) \times 9,0 + 0,54 \times 5^2 / 2 + 0,60 \times \{(9,0 - 5) \times (9,0 + 5) / 2\} \times \\ \times 0,9 - 0,60 \times 9,0 + 4,80] = 26,40 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечная сила в заделке:

$$V_{d,л} = [Q_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3} + Q_{d,w,1} \times p + Q_{d,w,2} \times (H-p)] \times \psi_2 + F_{X,ст} = \\ = [-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48 + 0,86 \times 5 + 0,96 \times (9,0 - 5)] \times 0,9 + 0,60 = 7,51 \text{ кН};$$

$$V_{d,п} = [Q'_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3} + Q'_{d,w,1} \times p + Q'_{d,w,2} \times (H-p)] \times \psi_2 + F_{X,ст} = \\ = [2,60 + 0,11 + 0,49 - 2,48 + 0,54 \times 5 + 0,60 \times (9,0 - 5)] \times 0,9 - 0,60 \times 9,0 = 4,64 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия:

$$M_d = M_{d,л} = 30,71 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad V_d = V_{d,л} = 7,51 \text{ кН};$$

$$N_d = F_d^{лок} + F_d^{ст} + F_d^{кол} + F_d^{сн} \times \psi_2 = 14,46 + 13,59 + 4,46 + 26,88 \times 0,9 = 56,71 \text{ кН},$$

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

П.2.4. Подбор сечения колонны

Т.к. $H = 9,0$ м — отметка низа стропильных конструкций, то определим расчётную длину колонны по формуле:

$$H_k = H - h_{об} = 9,0 - 0,075 = 8,925 \text{ м},$$

где $h_{об} \geq V / (0,289 \times \lambda_{max}) = 320 / (0,289 \times 200) = 5,54$ см, принимаем $h_{об} = 7,5$ см (п. 5.3.1.15, прил. Б, табл. Б.1 [1]) — высота сечения обвязочного бруса из условия устойчивости,

здесь $V = 3,2$ м — шаг несущих конструкций;

$$\lambda_{max} = 200 \text{ — предельная гибкость для связей (табл. 7.2 [1]).}$$

Проектируем колонну прямоугольного сечения, рис. 3.2. Ширину сечения определяем ($b \geq 100$ мм) из условия предельной гибкости из плоскости рамы с

учёт установки распорки по середине высоты колонны.

$$b_{пр} = (H_d/2)/(0,289 \times \lambda_{\max}) = (892,5/2)/(0,289 \times 120) = 12,87 \text{ см,}$$

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

$\lambda_{\max} = 120$ – предельная гибкость колонны (табл. 7.2 [1]).

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

После назначения ширины сечения колонны надо проверить длину опорной плиты фермы $l_{пл}$ по формуле:

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

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

$a_{ye} = 3,0$ см – расстояние от края элемента крепления (уголка) (см. рис. 71 [7]) до центра отверстия под болт (прил. VI, табл. 11 [6]);

$d_{от} = 1,5$ см – предварительной 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. П.1.3.4.1.

Высоту сечения колонны принимаем из 14 досок толщиной 42 мм (после острожки). Тогда высота сечения $h = 42 \times 14 = 588$ мм.

Толщину досок следует принимать от 34 до 42 мм, при этом для снижения трудоемкости изготовления необходимо начинать подбор с максимальной толщины 42 мм. В случае невозможности при толщине 42 мм обеспечить требуемые запасы прочности можно уменьшать толщину досок.

Геометрические характеристики сечения:

$$A_d = 14,0 \times 58,8 = 823,2 \text{ см}^2, \quad W_d = 14,0 \times 58,8^2/6 = 8067 \text{ см}^3,$$

$$I_{z, \sup} = 14,0 \times 58,8^3/12 = 237200 \text{ см}^4, \quad I_{y, \sup} = 58,8 \times 14,0^3/12 = 13450 \text{ см}^4.$$

Проверим сечение сжато-изогнутого элемента по формуле (7.31) [1] (см. п. П.1.3.1).

$$\text{Таким образом: } l_{d,z} = \mu_{0,z} \times l_z = 2,2 \times 892,5 = 1963,5 \text{ см,}$$

где $\mu_{0,z} = 2,2$ – при одном закреплённом и втором свободном конце стержня (табл. 7.1 [1]).

$$i_z = \sqrt{237200/823,2} = 16,97 \text{ см;}$$

$$\lambda_z = 1963,5/16,97 = 115,7 < \lambda_{\max} = 120 \text{ (табл. 7.2 [1]);}$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 300 \times f_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}} = 76,95; \quad k_c = 76,95^2/(2 \times 115,7^2) = 0,221;$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d} \times k_x \times k_{\text{mod}} \times k_f \times k_y/\gamma_n = 15 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,965 \times 0,95/0,95 = 13,89 \text{ МПа} = 1,389 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{c,0,d} = 15$ МПа – расчетное сопротивление сосны сжатию для 2-го сорта для элементов прямоугольного сечения шириной свыше 0,13 м при высоте сечения от 0,13 до 0,5 м (табл. 6.5 [1]);

$k_x = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);

$k_{\text{mod}} = 1,2$ – коэффициент условий работы при учёте кратковременного действия ветровой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$k_f = 0,965$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h = 0,588 \text{ м} > 0,5 \text{ м}$ (табл. 6.7 [1]);

$k_s=0,95$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=42$ мм (табл. 6.8 [1]).

$$\sigma_{c,0,d}=56,71/823,2=0,069 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{m,d}=3071/8067=0,381 \text{ кН/см}^2;$$

$$f_{m,d}=f_{c,0,d}=1,389 \text{ кН/см}^2 \text{ согласно п. 6.1.4 [1];}$$

$$k_{m,c}=1-0,069/(0,221 \times 1,389)=0,776;$$

$0,069/1,389+0,381/(0,776 \times 1,389)=0,403 < 1$, то есть принятое сечение удовлетворяет условиям прочности.

Как видно из расчёта на прочность, недонапряжение составляет 59,7%, однако уменьшение высоты сечения по условию предельной гибкости невозможно.

Проверим принятое сечение на устойчивость плоской формы деформирования по формуле (7.35) [1] (см. п. П.1.3.1).

Исходя из предположения, что связи, уменьшающие расчётную длину колонн из плоскости изгиба, ставятся посередине их высот:

$$l_{d,y}=1 \times (892,5/2)=446,25 \text{ см,}$$

где $\mu_{0,y}=1,0$ – при шарнирном закреплении концов стержня из плоскости изгиба (табл. 7.1 [1]);

$$i_y = \sqrt{13450/823,2} = 4,04 \text{ см;}$$

$$\lambda_y = 446,25/4,04 = 110,5 < \lambda_{\max} = 120 \text{ (табл. 16 [3]);}$$

$$k_c = 76,95^2 / (2 \times 110,5^2) = 0,242;$$

$$k_{\text{inst}} = 140 \times 0,14^2 \times 1,634 / (0,5 \times 892,5 \times 0,588) = 1,709,$$

где $k_f = 1,75 - 0,75 \times \alpha = 1,75 - 0,75 \times 0,155 = 1,634$ принято по табл. 7.4 [1] для трапециевидальной формы эпюры моментов при свободной растянутой кромке для нижней половины колонны,

здесь $\alpha = 4,76/30,71 = 0,155$ при моменте в опорном сечении $M_{d,\text{от}} = 30,71$ кН·м (см. п. 3.3) и моменте по середине высоты колонны в той же стойке:

$$M_{d,c} = [(-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 4,5 + 0,86 \times 0,5^2/2 + 0,96 \times 4 \times 2,5] \times 0,9 + 0,60 \times 4,5 - 4,80 = 4,76 \text{ кН·м.}$$

Таким образом:

$$0,069 / (0,242 \times 1,389) + [0,381 / (1,709 \times 0,776 \times 1,389)]^2 = 0,247 < 1,$$

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

Т.е. устойчивость плоской формы деформирования колонны обеспечена.

В случае, когда сечение колонны проходит по прочности и не проходит по устойчивости плоской формы деформирования, рекомендуется увеличивать ширину сечения или число распорок.

Проверим сечение колонны на действие скалывающих напряжений при изгибе по формуле (7.25) [1]:

$$\tau_{v,0,d} \leq f_{v,0,d},$$

где $\tau_{v,0,d} = V_d \times S_{\text{sup}} / (I_{\text{sup}} \times b_d)$,

здесь $V_d = V_d / k_{m,c} = 7,51 / 0,776 = 9,68$ 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;

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

$$f_{v,0,d} = f_{v,0,d} \times k_x \times k_{\text{mod}} \times k_s / \gamma_n = 1,5 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,95 / 0,95 = 1,44 \text{ МПа,}$$

здесь $f_{v,0,d}=1,5$ МПа – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов (табл. 6.5 [1]);
 $k_x=0,8$ – переходной коэффициент для лихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);
 $k_{mod}=1,2$ – коэффициент условий работы при учёте кратковременного действия ветровой нагрузки (табл. 6.4 [1]);
 $k_s=0,95$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=42$ мм (табл. 6.8 [1]).

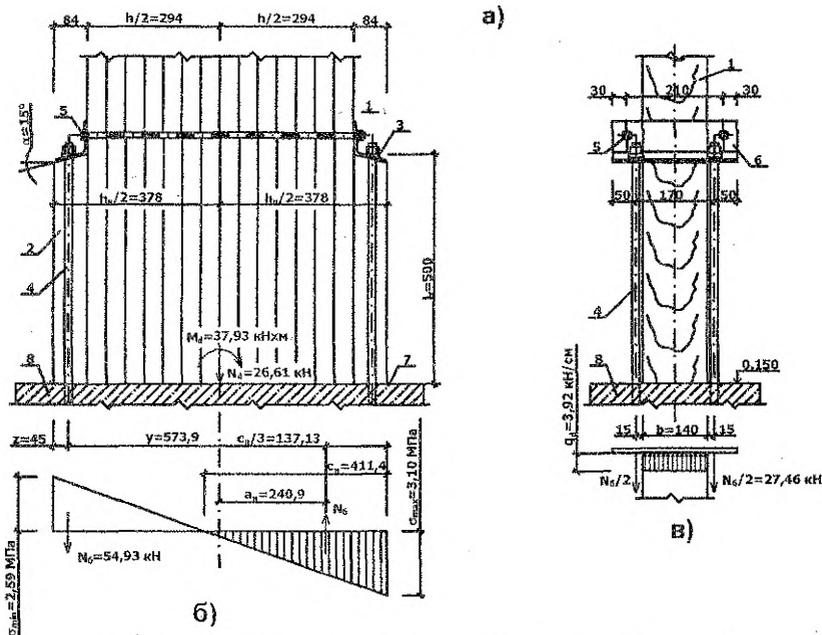
Тогда с учётом того, что для прямоугольных элементов без ослаблений $S_{sup}/l_{sup}=1,5/h$, получаем:

$\tau_{v,0,d}=9,68 \times 1,5 / (58,8 \times 14,0) = 0,018$ кН/см² = 0,18 МПа < $f_{v,0,d}=1,44$ МПа, т.е. условие выполнено.

П.2.5. Расчёт базы колонны

Жёсткое сопряжение колонны с фундаментом (рис. 3.2) 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]):



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 $C^B/10$.

Рисунок 3.2. К расчёту базы колонны

$$N_d = (F_d^{\text{ROK}} + F_d^{\text{CT}} + F_d^{\text{KOL}}) \times \gamma_f / \gamma_{f, \text{cp}} = (14,46 + 13,59 + 4,46) \times 0,9 / 1,1 = 26,61 \text{ кН},$$

$$M_d = (Q_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q_{d,w,1} \times p^2 / 2 + Q_{d,w,2} \times (H-p) \times (H+p) / 2 + F_{X, \text{CT}} \times H \times \gamma_f / \gamma_{f, \text{cp}} + M_{\text{CT}} \times \gamma_f / \gamma_{f, \text{cp}} = (-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 9,0 + 0,86 \times 5^2 / 2 + 0,96 \times (9,0 - 5) \times (9,0 + 5) / 2 + 0,60 \times 9,0 \times 0,9 / 1,1 - 4,80 \times 0,9 / 1,1 = 33,94 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

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

$$\sigma_{c,0,d} = 26,61 / 823,2 = 0,032 \text{ кН/см}^2; \quad k_{m,c} = 1 - 0,032 / (0,221 \times 1,389) = 0,895;$$

$$M_d = M_d / k_{m,c} = 33,94 / 0,895 = 37,93 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для крепления анкерных болтов по бокам колонны приклеиваем по две доски, толщиной 42 мм каждая. Таким образом, высота сечения колонны у фундамента составляет $h_n = 756$ мм. Тогда напряжения на поверхности фундамента будут составлять:

$$\sigma_{\text{max}} = -N_d / (b \times h_n) - 6 \times M_d / (b \times h_n^2) = -26,61 / (14,0 \times 75,6) - 6 \times 3793 / (14,0 \times 75,6^2) = -0,310 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{min}} = -N_d / (b \times h_n) + 6 \times M_d / (b \times h_n^2) = -26,61 / (14,0 \times 75,6) + 6 \times 3793 / (14,0 \times 75,6^2) = 0,259 \text{ кН/см}^2.$$

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

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

где ω_u – 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 – расчётное 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:

$$c_n = |\sigma_{\text{max}}| \times h_n / (|\sigma_{\text{max}}| + |\sigma_{\text{min}}|) = 0,310 \times 75,6 / (0,310 + 0,259) = 41,14 \text{ см};$$

$$a_n = h_n / 2 - c_n / 3 = 75,6 / 2 - 41,14 / 3 = 24,09 \text{ см};$$

$$y = h_n - c_n / 3 - z = 75,6 - 41,14 / 3 - 4,5 = 57,39 \text{ см},$$

где $z = 4,5$ см – принятое расстояние от края колонны до оси анкерного болта (рис. 3.2.a).

Расстояние z ориентировочно принимается равным половине толщины бобышек.

Находим усилие в анкерных болтах:

$$N_b = (M_d - N_d \times a_n) / y = (3793 - 26,61 \times 24,09) / 57,39 = 54,93 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения анкерного болта:

$$A_{tr} = N_b \times \gamma_n / (n_b \times R_{ba}) = 54,93 \times 0,95 / (2 \times 18,5) = 1,41 \text{ см}^2,$$

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

$R_{ba} = 185$ МПа = $18,5$ кН/см² – расчётное сопротивление растяжению анкерных болтов из стали марки ВСт3к12 по ГОСТ 535-88 (табл. 5.10 [9]).

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

В соответствии с ГОСТ 24379.0-80 анкерные болты могут иметь диаметр 12, 16, 20 мм и т.д. Площади поперечного сечения анкерных болтов диаметром 20 мм и выше приведены в табл. 5.11 [9].

Траверсу для крепления анкерных болтов рассчитываем как балку по схеме, приведенной на рис. 3.2, в.

Изгибающий момент:

$$M = N_B \times (l_r - b/2) / 4 = 54,93 \times (17,0 - 14,0/2) / 4 = 137,3 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Из условия размещения анкерных болтов $d = 16 \text{ мм}$ в соответствии с табл. 11 прил. VI [6] принимаем $\angle 70 \times 6$ с $I_x = 37,6 \text{ см}^4$ и $z_0 = 1,94 \text{ см}$ (ГОСТ 8509-93) из стали класса С245.

Если в соответствии с табл. 11 прил. VI [6] необходимо принимать уголок с полкой, превышающей ширину бобышки, то необходимо увеличить число досок в бобышке.

Напряжения изгиба:

$$\sigma = M \times \gamma_n \times (b_y - z_0) / I_x = 137,3 \times 0,95 \times (7,0 - 1,94) / 37,6 = 17,56 \text{ кН/см}^2 = 175,6 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c = 240 \times 1,1 = 264 \text{ МПа},$$

где $R_y = 240 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу стали класса С245 толщиной от 2 до 20 мм (табл. 51* [5]);

$\gamma_c = 1,1$ – коэффициент условий работы при расчете стальных конструкций (табл. 6* [5]).

Проверяем прочность клеевого шва от действия усилия N_B согласно указаниям п. 9.3.5 [1]. Для этого определяем расчетную несущую способность клеевого шва на скалывание по формуле (9.3) [1]:

$$R_{v,d} = f_{v,mod,d} \times A_v = 0,182 \times 700 = 127,3 \text{ кН},$$

где $f_{v,mod,d}$ – расчетное среднее по площадке скалывания сопротивление древесины скалыванию вдоль волокон для клеевого шва, определяемое формуле (9.4) [1]:

$$f_{v,mod,d} = f_{v,0,d} \times [1 + \beta \times (l_v/e)] = 0,202 \times [1 + 0,125 \times (50/57,39)] = 0,182 \text{ кН/см}^2,$$

здесь $f_{v,0,d} = f_{v,0,d} \times k_{\alpha} \times k_{mod} \times k_{\beta} / \gamma_n = 2,1 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,95 / 0,95 = 2,02 \text{ МПа} = 0,202 \text{ кН/см}^2$,

где $f_{v,0,d} = 2,1 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны 2-го сорта местному скалыванию вдоль волокон в клеевых соединениях (табл. 6.5 [1]);

$k_{\alpha} = 0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);

$k_{mod} = 1,2$ – коэффициент условий работы при учёте кратковременного действия ветровой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$k_{\beta} = 0,95$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 42 \text{ мм}$ (табл. 6.8 [1]).

$\beta = 0,125$ – коэффициент при обеспечении обжатия площадки скалывания;

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

$e = y = 55,43 \text{ см}$ – плечо сил скалывания;

$$A_v = b_v \times l_v = 14,0 \times 50 = 700 \text{ см}^2 \text{ – расчетная площадь скалывания,}$$

здесь $b_v = b = 14,0 \text{ см}$ – расчетная ширина участка скалывания.

Т.к. $N_B = 54,93 \text{ кН} < R_{v,d} = 127,3 \text{ кН}$, то прочность клеевого шва обеспечена.

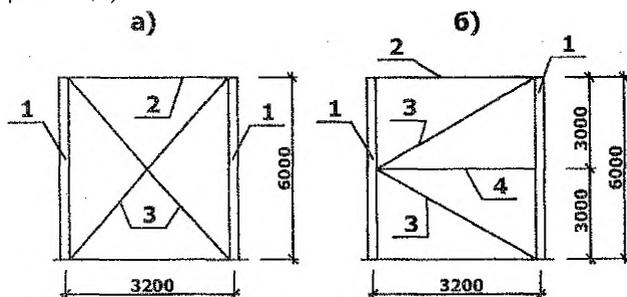
4. ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ ЖЕСТКОСТИ И УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСА ЗДАНИЯ

В зданиях из отдельных поперечных рамных каркасов пространственная жесткость создается системой следующих связей:

- вертикальные связи по колоннам ряда (см. рис. 4.1);

- вертикальные (наклонные) связи между фермами (см. рис. 4.2);
- скатные связи по верхнему поясу фермы (см. рис. 4.3).

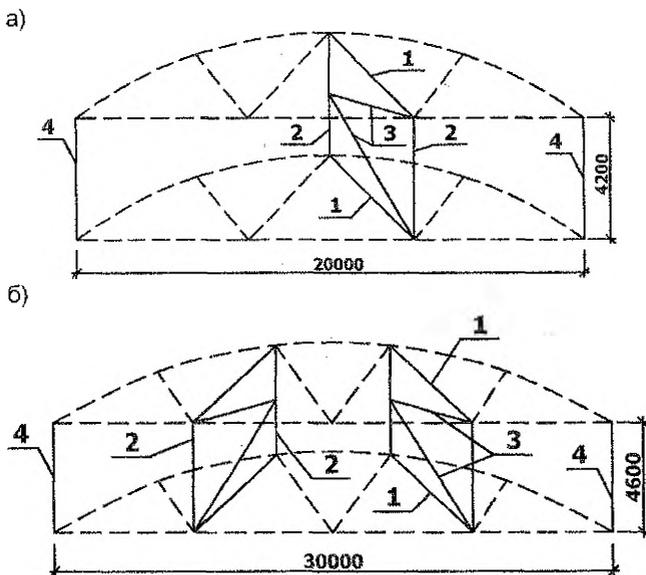
Вертикальные связи по колоннам ряда включают обвязочный брус, связывающий колонны поверху и выполняющий роль распорки, раскосов в виде букв X, N, V (см. рис. 4.1,а). При большой высоте колонн для устойчивости их из плоскости рамы могут ставиться дополнительные распорки по высоте колонны (см. рис. 4.1,б).



а) – вариант без дополнительных распорок; б) – вариант с дополнительной распоркой посередине высоты колонны;

1 - колонна; 2 - обвязочный брус; 3 - раскос; 4 - дополнительная распорка

Рисунок 4.1. Вертикальные связи по колоннам



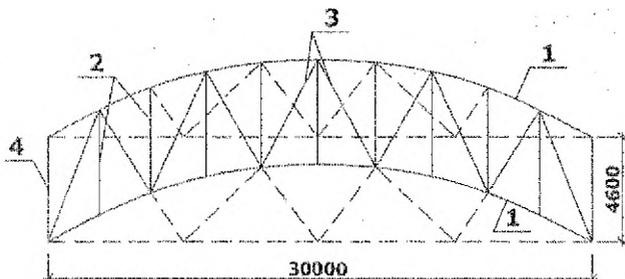
а) – пролет до 24 м; б) – пролет свыше 24 м;

1 - раскос максимальной длины; 2 - распорка;
3 - вертикальная (наклонная) связь; 4 - обвязочный брус

Рисунок 4.2. Вертикальные (наклонные) связи

Вертикальные (наклонные) связи между каждой парой ферм располагаются в плоскости стоек или раскосов (при отсутствии стоек). Эти связи воспринимают усилия, появляющиеся от вертикальных нагрузок при выходе ферм из проектного положения. В сегментных фермах при пролете до 24 м наклонные связи устанавливаются в плоскости одного из раскосов, идущего от конькового узла (см. рис. 4.2,а), при пролетах от 24 до 36 м – в плоскости двух раскосов максимальной длины (см. рис. 4.2,б).

Скатные связи устраиваются в виде ферм, поясами которых служат верхние пояса двух стропильных ферм. Стойками служат распорки. Раскосы могут быть выполнены из бруса или досок. Связевые фермы рекомендуется располагать в плоскости верхнего пояса основных ферм (см. рис. 4.3).



1 - верхний пояс строительной фермы; 2 - распорка; 3 - раскос; 4 - обвязочный брус

Рисунок 4.3. Скатные связи

Две поперечные рамы здания, связанные системой связей, создают неизменяемый пространственный блок. Такие блоки образуются в торцах здания и по длине с расстоянием между ними до 30 м.

Схемы связей зависят от их геометрических размеров и могут быть такими, как показано на рисунке 4.4.

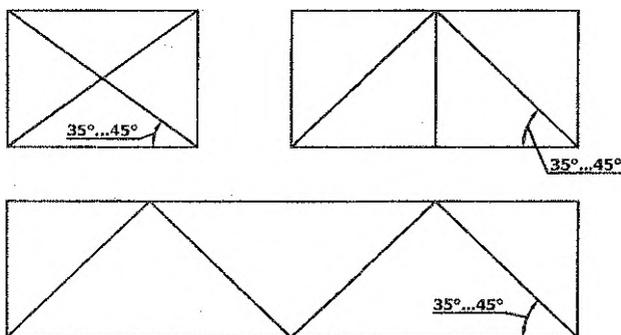


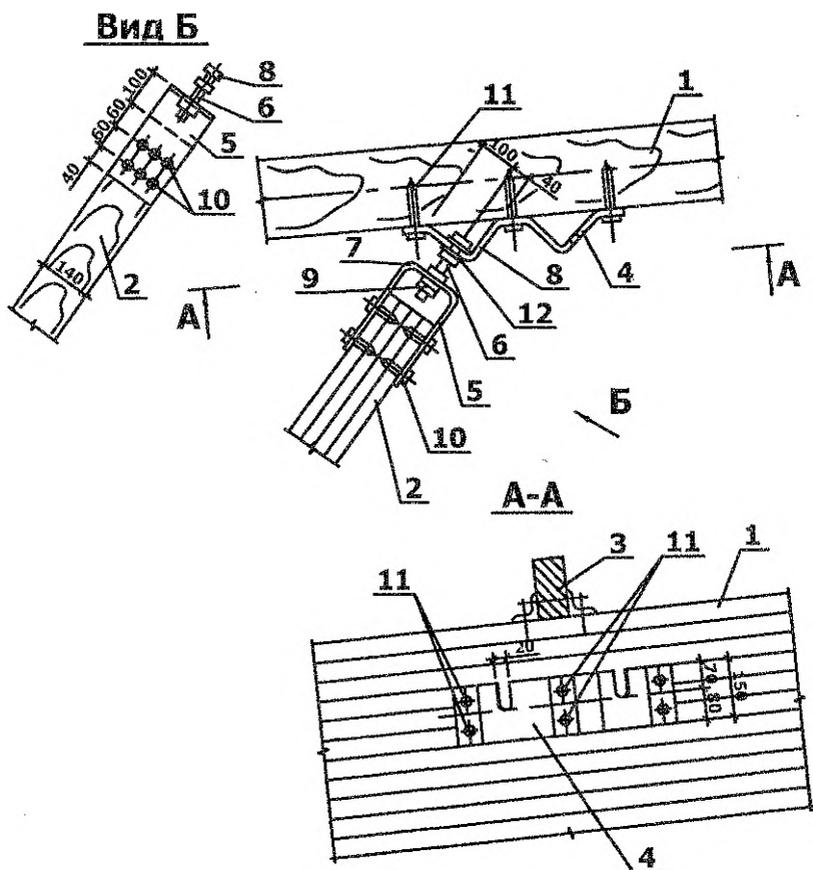
Рисунок 4.4. Геометрические схемы связей жесткости

При разработке спецификации связей необходимо определить их длину графическим или аналитическим способом, а затем размеры поперечного сечения исходя из предельной гибкости $\lambda_{\max}=200$ (табл. 7.2 [1]) по аналогии с

подбором сечения обвязочного бруса (см. п. П.2.4). Следует иметь в виду, что при длине связей свыше 6 м их необходимо выполнять дощатоклееными.

Подбор сечения дощатоклееных связей может быть выполнен по методике, изложенной для определения сечения раскосов (см. п. П.1.3.2).

При конструировании узлов крепления связей к колоннам и фермам необходимо предусмотреть возможность корректировки конструкции в процессе монтажа и во время эксплуатации. Это достигается с помощью натяжного устройства (см. рис. 4.5).



1—верхний пояс стропильной фермы; 2—раскос связевой фермы; 3—прогон кровли; 4—гнутая накладка 150×8 мм; 5—хомут 140×8 мм; 6—болт $\varnothing 16$ мм; 7—гайка; 8—головка болта; 9—контргайка; 10—винт $\varnothing 8$ мм, $l=70$ мм; 11—винт $\varnothing 10$ мм, $l=120$ мм; 12—шайба

Рисунок 4.5. Узел крепления раскоса связевой фермы

Приложение А

(справочное)

Усилия в элементах фермы находятся в результате умножения коэффициентов таблицы на погонную нагрузку и пролет фермы $N = \alpha \times q \times l$.

Длины раскосов и панелей нижнего пояса, а также хорды панелей верхних поясов находятся в результате умножения коэффициентов на пролет фермы $L = \beta \times l$.

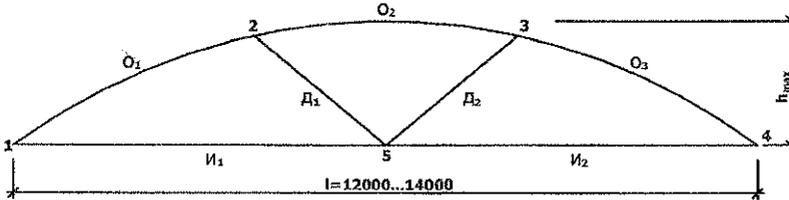


Рис. А.1. Схема сегментной фермы с числом панелей верхнего пояса равным 3

Таблица А.1.1 Усилия в стержнях фермы пролетом l и высотой $h_{\max} = 1/6 \times l$ от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 3

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента (хорды)
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O_1	-0,51374	-0,82426	-0,19653	-0,24663	0,35477
	O_2	-0,37024	-0,74046	-0,13492	-0,20238	0,35477
	O_3	-0,31052	-0,82426	-0,10021	-0,19847	0,35477
Нижний пояс	I_1	0,46719	0,74047	0,17871	0,22427	0,5
	I_2	0,27329	0,74047	0,09113	0,18049	0,5
Решетка	D_1	-0,12611	0	-0,05697	-0,02849	0,23074
	D_2	0,12611	0	0,05697	0,02849	0,23074

Таблица А.2.1 Усилия в стержнях фермы пролетом l и высотой $h_{\max} = 1/7 \times l$ от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 3

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента (хорды)
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O_1	-0,62822	-0,99812	-0,23941	-0,30105	0,3461
	O_2	-0,46509	-0,93018	-0,16900	-0,25350	0,3461
	O_3	-0,36990	-0,99812	-0,12327	-0,24298	0,3461
Нижний пояс	I_1	0,58545	0,93017	0,22311	0,28055	0,5
	I_2	0,34472	0,93017	0,11487	0,22643	0,5
Решетка	D_1	-0,14523	0	-0,06532	-0,03266	0,2167
	D_2	0,14528	0	0,06532	0,03266	0,2167

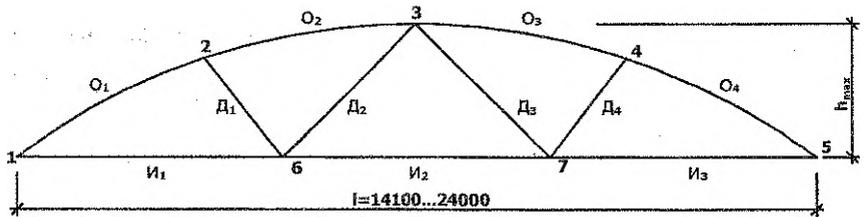


Рис. А.2. Схема сегментной фермы с числом панелей верхнего пояса равным 4

Таблица А.3.1 Усилия в стержнях фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/6 \times l$ от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 4

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента (хорды)
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O ₁	-0,55331	-0,82269	-0,21693	-0,25825	0,2670
	O ₂	-0,44538	-0,74775	-0,16039	-0,20677	0,2670
	O ₃	-0,30237	-0,74775	-0,09276	-0,17295	0,2670
	O ₄	-0,26938	-0,82269	-0,08264	-0,19111	0,2670
Нижний пояс	И ₁	0,49012	0,72874	0,19215	0,22875	0,3333
	И ₂	0,37502	0,75004	0,11504	0,17256	0,3334
	И ₃	0,23862	0,72874	0,07320	0,16928	0,3333
Решетка	Д ₁	-0,08200	0,01517	-0,05493	-0,04002	0,1570
	Д ₂	0,09137	-0,01688	0,06121	0,04460	0,2357
	Д ₃	-0,10825	-0,01688	-0,03321	-0,00260	0,2357
	Д ₄	0,09717	0,01517	0,02981	0,00234	0,1570

Таблица А.4.1 Усилия в стержнях фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/7 \times l$ от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 4

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента (хорды)
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O ₁	-0,62896	-0,93733	-0,21271	-0,24867	0,26255
	O ₂	-0,52102	-0,87304	-0,15632	-0,19738	0,26255
	O ₃	-0,35203	-0,87304	-0,08212	-0,16028	0,26255
	O ₄	-0,30837	-0,93733	-0,07192	-0,17827	0,26255
Нижний пояс	И ₁	0,57495	0,85678	0,19444	0,22731	0,3333
	И ₂	0,43753	0,87506	0,10207	0,15311	0,3334
	И ₃	0,28183	0,85678	0,06574	0,16296	0,3333
Решетка	Д ₁	-0,08943	0,01189	-0,06012	-0,04830	0,14157
	Д ₂	0,10334	-0,01373	0,06946	0,05580	0,21951
	Д ₃	-0,11707	-0,01373	-0,02731	-0,00742	0,21951
	Д ₄	0,10132	0,01189	0,02364	0,00642	0,14157

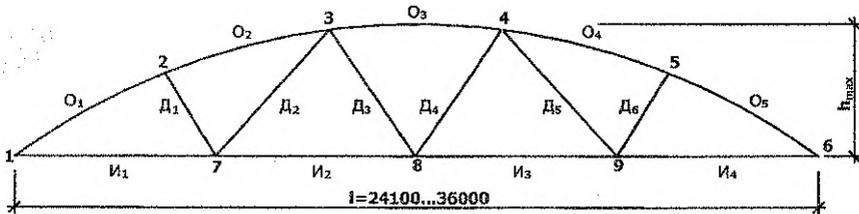


Рис. А.3. Схема сегментной фермы с числом панелей верхнего пояса равным 5

Таблица А.5.1 Усилия в стержнях фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/6 \times l$ от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 5

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента (хорды)
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O_1	-0,57258	-0,82647	-0,27092	-0,31323	0,2139
	O_2	-0,49060	-0,75523	-0,20323	-0,24733	0,2139
	O_3	-0,37330	-0,74660	-0,12913	-0,19369	0,2139
	O_4	-0,26463	-0,75523	-0,08821	-0,18983	0,2139
	O_5	-0,25389	-0,82647	-0,08463	-0,22023	0,2139
Нижний пояс	$И_1$	0,49836	0,71934	0,22416	0,26099	0,25
	$И_2$	0,43908	0,74661	0,15575	0,20701	0,25
	$И_3$	0,30753	0,74661	0,10251	0,18039	0,25
	$И_4$	0,22098	0,71934	0,07367	0,18575	0,25
Решетка	$Д_1$	-0,04616	0,02122	-0,05328	-0,04205	0,1231
	$Д_2$	0,05299	-0,02439	0,06117	0,04827	0,2145
	$Д_3$	-0,11824	0	-0,04785	-0,02393	0,1923
	$Д_4$	0,11824	0	0,04785	0,02393	0,1923
	$Д_5$	-0,07738	-0,02439	-0,02579	-0,00479	0,2145
	$Д_6$	0,06738	0,02122	0,02247	0,00417	0,1231

Таблица А.6.1 Усилия в стержнях фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/7 \times l$ от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 5

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента (хорды)
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O_1	-0,65037	-0,94059	-0,32895	-0,39385	0,21028
	O_2	-0,57205	-0,87953	-0,27931	-0,34807	0,21028
	O_3	-0,39817	-0,79634	-0,19733	-0,29600	0,21028
	O_4	-0,30748	-0,87953	-0,13753	-0,27719	0,21028
	O_5	-0,29022	-0,94089	-0,12981	-0,29429	0,21028
Нижний пояс	$И_1$	0,58694	0,84866	0,29687	0,35545	0,25
	$И_2$	0,51181	0,87209	0,23351	0,31408	0,25
	$И_3$	0,36028	0,87209	0,16114	0,27789	0,25
	$И_4$	0,26192	0,84866	0,11715	0,26559	0,25
Решетка	$Д_1$	-0,05237	0,01622	-0,04417	-0,02883	0,10877
	$Д_2$	0,06348	-0,01963	0,05354	0,03495	0,19938
	$Д_3$	-0,12444	0	-0,05943	-0,02971	0,17269
	$Д_4$	0,12444	0	0,05943	0,02971	0,17269
	$Д_5$	-0,08311	-0,01963	-0,03717	-0,01040	0,19938
	$Д_6$	0,06859	0,01622	0,03068	0,00860	0,10877

Приложение Б (рекомендуемое)

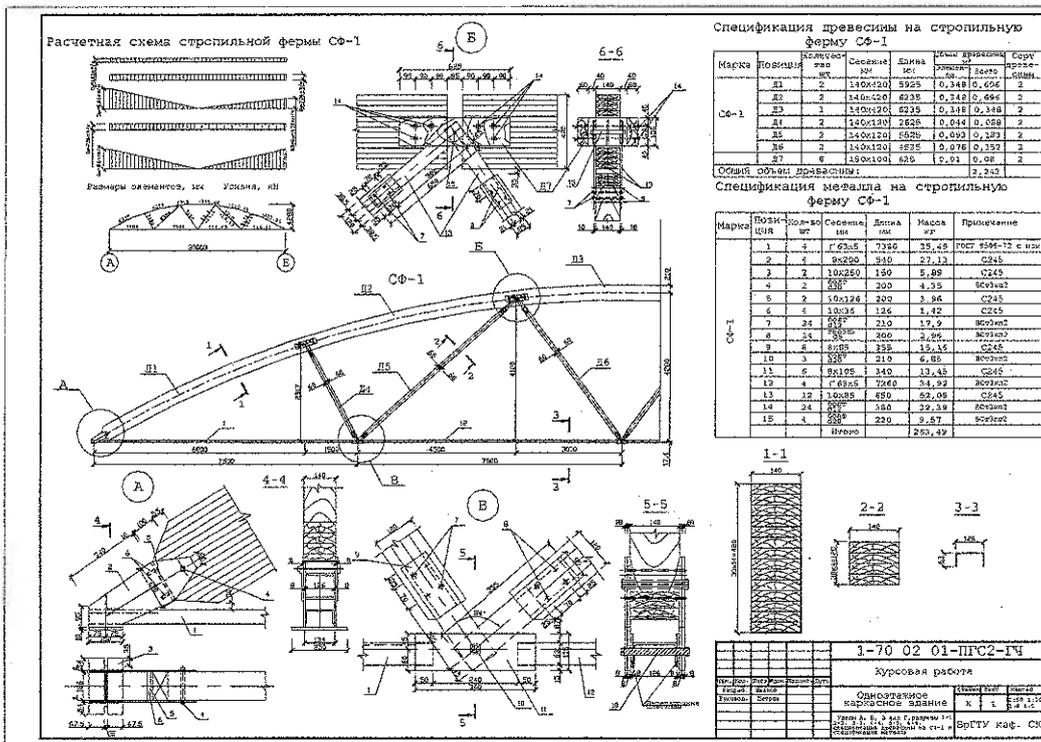


Рисунок Б.1. Рекомендуемая компоновка первого листа графической части (формат А2)

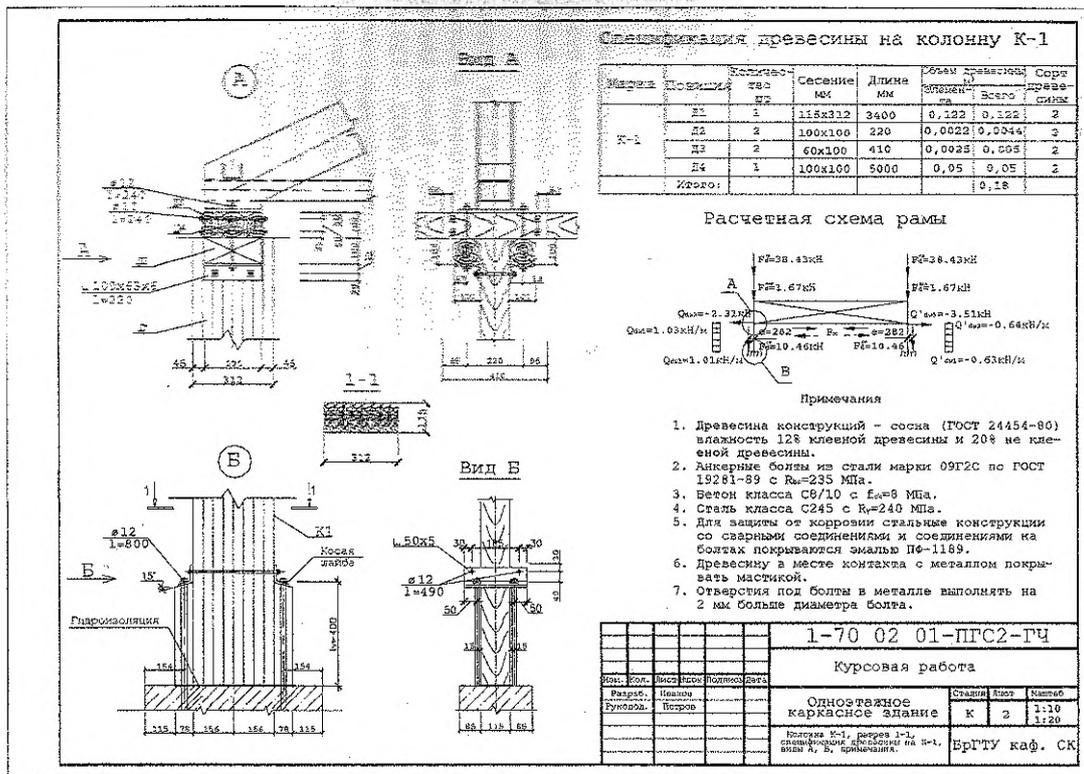


Рисунок Б.2. Рекомендуемая компоновка второго листа графической части (формат А3)

Литература

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Деревянные конструкции: СНБ 5.05.01-2000. – Введ. 01.07.01. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2001. – 70 с.
2. Госстрой СССР. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – Введ. 01.01.1987. – М.: Госстрой СССР, 1988. – 36 с.
3. Госстрой СССР. Строительные нормы и правила. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 (Дополнения. Разд. 10 Прогобы и перемещения). – Введ. 01.01.1989. – М.: Государственный строительный комитет СССР, 1989. – 8 с.
4. Базенков, Т.Н. Стандарт университета. Оформление материалов курсовых и дипломных проектов (работ), отчетов по практике. Общие требования и правила оформления. СТ БГУ 01–2002: учеб. издание / Т.Н. Базенков, А.А. Кондратчик, И.И. Обухова – Брест, 2002. – 48 с.
5. Госстрой СССР. Строительные нормы и правила. Стальные конструкции: СНиП II-23-81*. – Введ. 01.01.1982. – М.: Госстрой СССР, 1990. – 96 с.
6. Лихтарников, Я.М. Расчёт стальных конструкций: справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 2-е изд, перераб. и доп. – Киев: 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. 01.07.03. – Минск: Министерство строительства и архитектуры Республики Беларусь, 2003. – 139 с.
9. Шурин, А.Б. Справочные материалы для проектирования стальных конструкций зданий и сооружений: справ. пособие / А.Б. Шурин, А.В. Мухин. – Брест, 2004. – 83 с.

Учебное издание

Составители: Жук Василий Васильевич
Черноиван Николай Вячеславович

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

по выполнению курсовой работы по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для студентов специальности 1-70 02 01
«Промышленное и гражданское строительство»
заочной (сокращенной) формы обучения

Ответственный за выпуск: Черноиван Н.В.

Редактор: Строкач Т.В.

Компьютерная верстка: Кармаш Е.Л.

Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 19.03.2008 г. Формат 60x84¹/₁₆. Усл. печ. л. 2,33.
Уч. изд. л. 2,5. Заказ № 308. Тираж 200 экз. Отпечатано на ризографе
УО «Брестский государственный технический университет».
224017, Брест, ул. Московская, 267.