

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 70 02 01

«Промышленное и гражданское строительство»

дневной и заочной форм обучения

Брест 2005

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

Они могут быть использованы как студентами-заочниками, так и студентами дневного обучения для выполнения курсового проекта.

Указания содержат основные принципы расчета и конструирования ограждающих и несущих конструкций каркаса здания с применением древесины и стали, приводятся примеры расчета дощатого настила под теплое и холодное покрытия, консольно-балочного и неразрезного прогонов, клефанерной панели, сегментной деревометаллической фермы, статический расчет поперечной рамы и подбор сечения колонны. 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.

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. Конструирование и расчет настилов.....	5
2.2.1 Расчет настилов.....	6
Пример 1 (двойной настил).....	6
Пример 2 (одинарный настил).....	8
2.3. Расчет и конструирование прогонов.....	11
Пример 3 (консольно-балочный прогон).....	12
Пример 4 (неразрезной прогон).....	13
2.4. Расчет и конструирование клефанерных панелей и щитов.....	16
2.4.1. Порядок расчета клефанерных панелей и щитов.....	17
Пример 5 (клефанерная панель).....	18
2.5. Расчет и конструирование сегментной деревометаллической фермы.....	23
Пример 6 (деревометаллическая ферма).....	24
3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ КОЛОННЫ.....	38
Пример 7 (клееная колонна).....	39
Приложение А.....	48
Приложение Б.....	55
Список использованной литературы.....	58

1. ОБЩАЯ ЧАСТЬ

1.1. Состав курсового проекта и рекомендации по его выполнению

Курсовой проект предусматривает разработку следующих разделов:

- конструктивное решение покрытия и расчет ограждающих конструкций;
- 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 сопряжения колонны с фундаментом;
- разработка мероприятий по обеспечению долговечности деревянных конструкций в процессе эксплуатации.

Курсовой проект 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 трех листах (формат А2), которые содержат чертеж фермы (разрешается вычерчивать половину фермы); опорный и два промежуточных узла фермы; чертеж колонны; узлы сопряжения фермы с колонной и колонны с фундаментом; чертеж ограждающей конструкции; совмещенные планы и разрезы с обозначением мест установки связей; спецификацию древесины и других материалов на все конструкции; примечания. Все чертежи выполняются в соответствии с ЕСКД, СТ БГТУ 01–2002 и СНБ 5.05.01-2000. Примерная 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 ограждающих и несущих конструкций, разрабатываемых в курсовом проекте, 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.

Значения $K_{св}$ для рассматриваемых конструкций приведены по ходу изложения материала.

Плотность древесины и фанеры 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 района по снегу 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]. Рас-

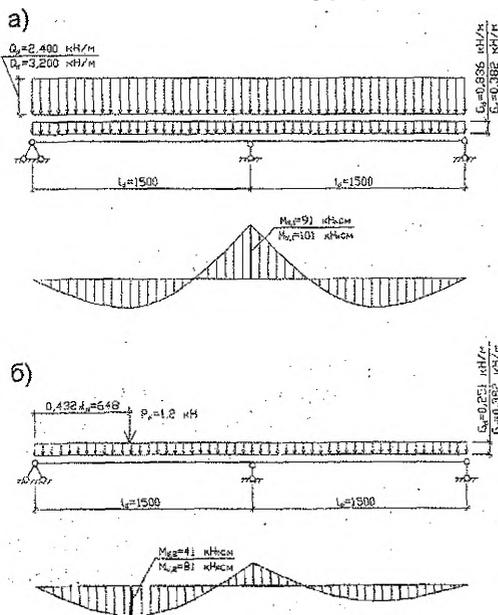
четные сопротивления других пород устанавливаются путем умножения величин расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 6.5 [1], на переходные коэффициенты K_x , указанные в табл. 6.6 [1]. Расчетные сопротивления умножают на значение коэффициента K_{mod} (табл. 6.4 [1]) в зависимости от условий эксплуатации и класса длительности нагружения. Класс длительности нагружения зависит от вида воздействия и принимается по табл. 6.3 [1]. Также расчетные сопротивления умножают на коэффициенты условий работы согласно п. 6.1.4.4 [1].

Модуль упругости древесины независимо от породы принимается равным: вдоль волокон $E_0=10^4$ МПа (п. 6.1.5.1 [1]); модуль упругости фанеры – по табл. 6.12 [1]. Модуль упругости древесины и фанеры для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, следует определять путем умножения их величин на коэффициент K_{mod} (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_m либо умножать на коэффициент γ_n нормативные или расчетные нагрузки в зависимости от вида расчета.

2.2. Конструирование и расчет настилов



- а) – при первом сочетании нагрузок;
б) – при втором сочетании нагрузок.

Рисунок 2.1. Расчетная схема настила (подписи над чертой – к примеру 2, подписи под чертой – к примеру 1)

Настилы применяются в качестве основания под кровли из рулонных материалов. Под рулонные неутепленные кровли выполняются двойные настилы: верхний защитный слой из досок толщиной 16...22 мм и шириной не более 100 мм, укладываемый под углом 30°...45° к нижнему; нижний рабочий слой из досок толщиной 19...32 мм (по расчету) и шириной 100...150 мм, которые для лучшего проветривания укладывают с зазором 20...150 мм. Оба слоя прошиваются гвоздями и ими же крепятся к прогонам или к скатным брусам.

В отапливаемых зданиях для укладки утеплителя применяют одинарный настил. Доски по ширине соединяют встык, в четверть или с зазором, в зависимости от типа теплоизоляционного материала.

При выполнении рабочего настила следует иметь в виду, что доски должны иметь длину, достаточную для перекрытия не менее двух пролетов.

2.2.1 Расчет настилов

Расчету подлежит только рабочий слой настила, который рассчитывается на прочность и прогиб и при этом условно рассматривается как двухпролетная неразрезная балка с пролетами l , равными шагу прогонов. Настилы следует рассчитывать согласно п. 7.4.2 [1] на следующие сочетания нагрузок:

- а) постоянная и временная от снега (расчет на прочность и прогиб);
- б) постоянная и временная от сосредоточенного груза 1 кН с коэффициентом надежности, равным $\gamma_f=1,2$ (расчет только на прочность).

При сплошном одинарном настиле или при разреженном настиле с расстоянием между осями досок не более 150 мм, нагрузку от сосредоточенного груза следует передавать на две доски, а при расстоянии более 150 мм – на одну доску. При двойном настиле (рабочем и защитном, направленном под углом к рабочему) или при одинарном настиле с распределительным диагональным брусом сосредоточенный груз следует распределять на ширину 500 мм рабочего настила.

Расчетная схема настила показана на рис. 2.1.

Изгибающие моменты и относительный прогиб:

$$M_{d,1} = \frac{(G_d + Q_d) \times l_d^2}{8} \quad (2.2)$$

$$M_{d,2} = 0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d, \text{ где } P_d = P_k \times \gamma_f \quad (2.3)$$

$$\frac{u_{\max}}{l_d} = \frac{2,13 \times (G_k + Q_k) \times l_d^3}{384 \times E_0 \times I_d} \leq \left[\frac{u_{\max}}{l_d} \right] \quad (2.4)$$

Прочность проверяют по формуле:

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1, \text{ где } \sigma_{m,d} = \frac{M_{d,\max}}{W_d} \quad (2.5)$$

Принимаем расчетное сопротивление изгибу для древесины сосны 3-го сорта $f_{m,d}=13 \text{ МПа}$ (п. 6.1.4.3 [1]), значение предельного относительного прогиба – табл. 19 [5].

Пример 1

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под неутепленную трехслойную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом $L=20 \text{ м}$ с расчётной высотой $3,125 \text{ м}$, установленным с шагом $B=3,8 \text{ м}$. Класс условий эксплуатации – 3, класс ответственности здания – II, район строительства по снегу – VI. Древесина – пихта 3-го сорта.

Для холодной кровли по прогонам принимаем двойной настил, состоящий из защитного слоя досок толщиной 19 мм, шириной 100 мм и рабочего слоя из досок шириной 150 мм, толщиной 32 мм, уложенных с зазором 100 мм. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м.

Рассмотрим коньковый участок покрытия, где угол наклона $\alpha \approx 0^\circ$. Поэтому при определении нагрузки можно считать, что вес на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия равен весу, приходящемуся на 1 м^2 поверхности покрытия. Нагрузки на настил вычисляем в табличной форме.

Таблица 2.1 Нагрузки на 1 м² двойного настила

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коеф-нт надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Рулонная кровля	0,100	1,3	0,130
Защитный настил 0,019×600/100*	0,114	1,1	0,125
Рабочий настил 0,15×0,032×600×[(1/(0,15+0,1))/100]	0,115	1,1	0,127
ИТОГО:	$G_k=0,329$		$G_d=0,382$

В таблице 2.1:

- 100* – коэффициент для определения нагрузки в кН;
- 0,1 кН/м² – нормативная нагрузка от рулонной кровли согласно главе 4 [10];
- коэффициент надежности по нагрузке γ_f принят согласно табл. 1 [2];
- плотность древесины пихты для 3 класса условий эксплуатации принята согласно табл. 6.2 [1].

Для VI снегового района $S_0=2,5$ кН/м² (табл. 4 [2]). Согласно п. 5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия: $Q_k=S_0 \times \mu_1=2,5 \times 0,8=2,0$ кПа,

где $\mu_1=1/(8 \times f)=20/(8 \times 3,125)=0,8$ – коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил.3, схема 2 [2]),

здесь $f=1/6,4 \times l=3,125$ м – в данном случае высота фермы при принятом соотношении $f/l=6,4$.

Желательно в курсовом проектировании принимать высоту фермы 1/6 l или 1/7 l, чтобы иметь возможность производить статический расчёт фермы по таблицам приложения А.

При $G_k/S_0=0,329/2,5=0,132 < 0,8$ коэффициент надежности для снеговой нагрузки $\gamma_f=1,6$ согласно п. 5.7 [2].

Тогда $Q_d=Q_k \times \gamma_f=2,0 \times 1,6=3,2$ кПа.

Для расчета принимаем полосу настила шириной $b_d=1$ м.

Нагрузки на 1 погонный метр расчетной полосы равны:

$$F_k=(G_k+Q_k) \times b_d=(0,329+2,0) \times 1=2,329 \text{ кН/м};$$

$$F_d=(G_d+Q_d) \times b_d=(0,382+3,2) \times 1=3,582 \text{ кН/м}.$$

В соответствии с п. 7.4.2.1 [1] рассчитываем настил как двухпролетную балку по одному из двух сочетаний нагрузок (рис. 2.1).

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок (рис. 2.1.а):

$$M_{d,1}=F_d \times l_d^2/8=3,582 \times 1,5^2/8=1,01 \text{ кН} \times \text{м}=101 \text{ кН} \times \text{см},$$

где $l_d=1,5$ м – расчётный пролёт настила.

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок (рис. 2.1.б):

$$M_{d,2}=0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d=0,07 \times 0,382 \times 1,5^2 + 0,207 \times 2,4 \times 1,5=0,81$$

кН×м=81 кН×см.

где $P_d=P_k \times \gamma_f/0,5=1 \times 1,2/0,5=2,4$ кН – сосредоточенная нагрузка в соответствии с пп. 7.4.2.1, 7.4.2.2 [1].

Так как $k_{mod,1} \times M_{d,2}=0,95 \times 81=76,95$ кН×см $< k_{mod,2} \times M_{d,1}=1,05 \times 101=106,05$ кН×см, толщину настила определяем при первом сочетании нагрузок,

где $k_{mod,1}=0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$k_{mod,2}=1,05$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки (табл. 6.4 [1]).

Если $k_{mod,1} \times M_{d,2} > k_{mod,2} \times M_{d,1}$, то толщину настила надо определять при втором сочетании нагрузок.

Требуемый момент сопротивления согласно формуле (2.5) равен:

$$W_d^{TP} = M_d / f_{m,d} = 101 / 1,04 = 97,1 \text{ см}^3,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,8 \times 0,95 / 0,95 = 10,4 \text{ МПа} = 1,04 \text{ кН/см}^2$,

здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа} = 1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу для элементов настила из древесины сосны 3-го сорта (п. 6.1.4.3 [1]);

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

$k_{mod} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надёжности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Принимаем зазор между кромками досок $b_0 = 10 \text{ см}$, тогда:

$$W_d = \frac{100 \times b \times \delta^2}{(b + b_0) \times 6} = \frac{100 \times 15,0 \times 3,2^2}{(15,0 + 10) \times 6} = 102,4 \text{ см}^3,$$

что больше чем $W_d^{TP} = 97,1 \text{ см}^3$.

Определяем запас прочности в соответствии с формулой (2.5):

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_d = 101 / 102,4 = 0,986 \text{ кН/см}^2;$$

$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0,986 / 1,04 = 0,948 < 1$ (запас прочности составляет 5,2%, что допустимо).

Проверка на жёсткость

Определяем относительный прогиб настила от нормативной нагрузки по формуле (2.4):

$$u_{max} / l_d = \frac{2,13 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n}{384 \times E_0 \times I_d} = \frac{2,13 \times 0,02329 \times 0,95 \times 150^3}{384 \times 0,95 \times 10^3 \times 163,8} = \frac{1}{376} < \left[\frac{1}{127,5} \right],$$

где: $F_k = 2,329 \text{ кН/м} = 0,02329 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка (см. табл. 2.1);

$E_0 = 10^4 \times k_{mod} = 10^4 \times 0,95 = 0,95 \times 10^4 \text{ МПа} = 0,95 \times 10^3 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$I_d = W_d \times \delta / 2 = 102,4 \times 3,2 / 2 = 163,8 \text{ см}^4;$$

$1/127,5$ – предельный относительный прогиб для $l_d = 1,5 \text{ м}$, табл. 19 [3].

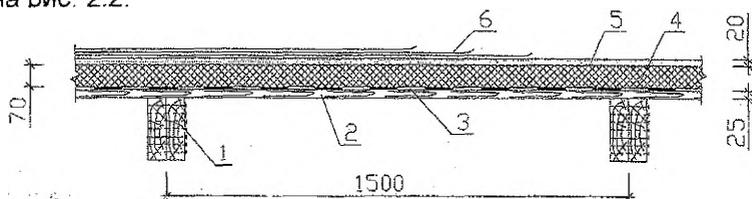
Для второго сочетания нагрузок проверка на жёсткость не производится.

Пример 2

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под утепленную рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом $L=12 \text{ м}$, установленным с шагом $B=4,6 \text{ м}$. Класс условий эксплуатации – I, класс ответственности здания – II, район строительства по снегу – V. Древесина – кедр сибирский 3-го сорта.

Кровля рулонная по цементно-песчаной стяжке толщиной 20 мм, плотностью 1800 кг/м³. Утеплитель толщиной 70 мм, плотностью 100 кг/м³. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м.

Для утепленной кровли принимаем сплошной одинарный настил из досок предварительно толщиной $\delta=22$ мм. Конструкция покрытия показана на рис. 2.2.



1—прогон; 2—настил; 3—пароизоляция из толя; 4—утеплитель; 5—цементно-песчаная стяжка; 6—рулонная кровля (3 слоя стеклоизола).

Рисунок 2.2. Конструктивная схема кровли

Нагрузки на настил определяем в табличной форме.

Таблица 2.2 Нагрузки на настил, кН/м²

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м ²
Рулонная кровля	0,10	1,3	0,13
Цементно-песчаная стяжка 0,02×1800/100*	0,36	1,3	0,468
Утеплитель 0,10×70/100*	0,07	1,3	0,091
Пароизоляция	0,02	1,3	0,026
Настил 0,022×500/100*	0,11	1,1	0,121
ИТОГО:	$G_k=0,66$		$G_d=0,836$

В таблице 2.2:

- 100* — коэффициент для определения нагрузки в кН;
- 0,1 кН/м² — нормативная нагрузка от рулонной кровли согласно главе 4 [10];
- коэффициент надежности по нагрузке γ_f принят согласно табл. 1 [2];
- плотность древесины кедр сибирского для 1 класса условий эксплуатации принята согласно табл. 6.2 [1].

В дипломном проектировании толщина утеплителя должна приниматься согласно теплотехнического расчёта.

Для V снегового района $S_0=2,0$ кН/м² (табл. 4 [2]). Согласно п. 5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия: $Q_k=S_0 \times \mu_f=2,0 \times 0,75=1,5$ кПа,

где $\mu_f=l/(8 \times f)=12/(8 \times 2,0)=0,75$ — коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил.3, схема 2 [2]),

здесь $f=1/6 \times l=2,0$ м — в данном случае высота фермы.

При $G_k/S_0=0,66/2,0=0,33 < 0,8$ коэффициент надежности для снеговой нагрузки $\gamma_f=1,6$ согласно п. 5.7 [2].

Тогда $Q_d=Q_k \times \gamma_f=1,5 \times 1,6=2,40$ кПа.

Расчет по первому сочетанию нагрузок (рис. 2.1.а)

Для расчета принимаем полосу настила шириной $b_d=1$ м на горизонтальном (коньковом) участке покрытия.

Нагрузки на 1 погонный метр расчетной полосы равны:

$$F_k=(G_k+Q_k)\times b_d=(0,66+1,5)\times 1=2,16 \text{ кН/м};$$

$$F_d=(G_d+Q_d)\times b_d=(0,836+2,40)\times 1=3,236 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент

$$M_d=F_d\times l_d^2/8=3,236\times 1,5^2/8=0,91 \text{ кН}\times\text{м}=91 \text{ кН}\times\text{см}.$$

Определим толщину настила из условия прочности по формулам (7.21) и (7.22) [1].

$$\text{Требуемый момент сопротивления при } f_{m,d}=f_{m,d}\times k_x\times k_{mod}/\gamma_n=$$
$$=13\times 0,9\times 1,05/0,95=12,93 \text{ МПа}=1,293 \text{ кН/см}^2,$$

где $f_{m,d}=13$ МПа – расчетное сопротивление изгибу настила из древесины сосны 3-го сорта согласно п. 6.1.4.3 [1];

$k_x=0,9$ – переходной коэффициент для кедра сибирского, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);

$k_{mod}=1,05$ – коэффициент условий работы для 1 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$\gamma_n=0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

$$W_d^{TP}=M_d/f_{m,d}=91/1,293=70,4 \text{ см}^3,$$

Определяем толщину настила при $b_d=100$ см:

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \times W_d^{TP}}{b_d}} = \sqrt{\frac{6 \times 70,4}{100}} = 2,06 \text{ см}.$$

По сортаменту (прил. Б, табл. Б.1 [1]) принимаем $\delta=22$ мм.

Определяем запас прочности: $W_d=b_d\times\delta^2/6=100\times 2,2^2/6=80,7 \text{ см}^3$;

$$\sigma_{m,d}=M_d/W_d=91/80,7=1,128 \text{ кН/см}^2;$$

$\sigma_{m,d}/f_{m,d}=1,128/1,293=0,872 < 1$ (запас прочности составляет 12,8%, что допустимо).

Проверяем относительный прогиб:

$$u_{max}/l_d = \frac{2,13 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n}{384 \times E_0 \times k_{mod} \times I_d} = \frac{2,13 \times 0,0216 \times 0,95 \times 150^3}{384 \times 1,05 \times 10^3 \times 88,7} = 1/242 < [1/127,5],$$

где: $E_0=10^4 \times k_{mod}=10^4 \times 1,05=1,05 \times 10^4$ МПа $=1,05 \times 10^3$ кН/см² – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$I_d=b_d\times\delta^3/12=100\times 2,2^3/12=88,7 \text{ см}^4;$$

$1/127,5$ – предельный относительный прогиб для $l_d=1,5$ м, табл. 19 [3].

Расчет по второму сочетанию нагрузок (рис. 2.1.б)

Принимаем доски шириной $b=150$ мм. Тогда сосредоточенный груз передается на две доски и $b_d=2\times b=30$ см.

Произведем подсчет нагрузок на 1 погонный метр расчетной полосы настила (две доски) от собственной массы настила: $G_d=0,836\times 0,3=0,251$ кН/м.

Сосредоточенная нагрузка $P_d=P_k\times\gamma_f=1\times 1,2=1,2$ кН (п. 7.4.2.1 [1]).

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок от действия сосредоточенной нагрузки, распределенной на две доски настила, и собственного веса настила.

$$M_d = 0,07 \times G_d \times l_d^2 + 0,207 \times P_d \times l_d = 0,07 \times 0,251 \times 1,5^2 + 0,207 \times 1,2 \times 1,5 = 0,41 \text{ кН} \times \text{м} = 41 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Определяем запас прочности:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W_d} = 41/24,2 = 1,69 \text{ кН/см}^2 = 16,9 \text{ МПа},$$

$$\text{где } W_d = b_d \times \delta^2 / 6 = 30 \times 2,2^2 / 6 = 24,2 \text{ см}^3;$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 16,9/14,78 = 1,14 > 1,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_m = 13 \times 0,9 \times 1,2 / 0,95 = 14,78 \text{ МПа}$,

здесь $k_{mod} = 1,2$ – коэффициент условий работы для 1 класса условий эксплуатации при учёте монтажной нагрузки (табл. 6.4 [1]).

В связи с тем, что условие прочности не выполняется, увеличиваем толщину доски до 25 мм.

$$\text{Тогда: } W_d = 30 \times 2,5^2 / 6 = 31,25 \text{ см}^3, \quad \sigma_{m,d} = M_d / W_d = 41 / 31,25 = 1,31 \text{ кН/см}^2 = 13,1 \text{ МПа}, \quad \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} = 13,1 / 14,78 = 0,886 < 1.$$

Запас прочности составляет 11,4%, поэтому оставляем принятое сечение досок.

2.3. Расчет и конструирование прогонов

Прогоны, на которые укладывается настил, бывают трех типов: разрезные, консольно-балочные и спаренные неразрезные. Более экономичными по расходу материалов являются консольно-балочные и спаренные неразрезные прогоны.

Консольно-балочные прогоны выполняются из брусьев, соединенных по длине, в местах расположения шарниров косым прирубом. Во избежание смещения под действием случайных усилий в середине косога прируба ставят болты диаметром не менее 8 мм. Такие прогоны применяются при шаге конструкций не более 4,5 м. При расположении шарниров на расстоянии $l_{cr} = 0,15 \times l$ (l – пролет консольно-балочного прогона) и выполнении крайних пролётов длиной $0,85 \times l$ максимальные моменты на опорах и в пролете равны $M_{max} = F_d \times l^2 / 16$, то есть получается равномоментное решение прогона. Максимальный прогиб такого прогона

$$u_{max} = \frac{2 \times F_k \times l^4}{384 \times E_0 \times I_d}$$

Спаренные неразрезные прогоны применяются при шаге конструкций от 4,5 м до 6 м и состоят из двух досок, поставленных на ребро и соединенных гвоздями, забиваемыми конструктивно в шахматном порядке с шагом 50 см. Доски стыкуются вразбежку слева и справа от опор. Стык досок устраивается в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой по всей длине, равен нулю, т.е. на расстоянии $l_{cr} = 0,21 \times l$ от опор и осуществляется при помощи расчетного количества гвоздей $n_{e,f} = M_d^{op} / (2 \times l_{fb} \times R_{fd})$, где $l_{fb} = l_{cr} - 15 \times d$ – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя, учитывая, что каждый гвоздь воспринимает одинаковое усилие R_{fd} , определяемое в зависимости от несущей способности древесины на смятие и гвоздя на изгиб. При этом крайние пролеты l_1 должны быть уменьшены до $0,8 \times l$.

Для всех типов прогонов должно соблюдаться требование $h/b=1,5\dots 2$.

Пример 3

Рассчитать прогон покрытия по исходным данным примера 1.

Определяем собственный вес прогона в покрытии по формуле (2.1):

$$G_k^{пр} = \frac{G_k + Q_k}{1000 / (K_{св} \times l) - 1} = \frac{0,329 + 2,0}{1000 / (9,07 \times 3,8) - 1} = 0,083 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_k=0,329 \text{ кН/м}^2$ – нормативная постоянная нагрузка (табл. 2.1);

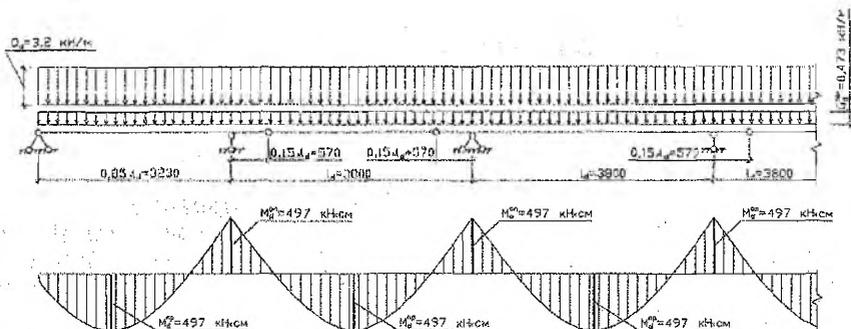
$Q_k=2,0 \text{ кН/м}^2$ – нормативная снеговая нагрузка (пример 1);

$l=B=3,8 \text{ м}$ – пролет прогона, м;

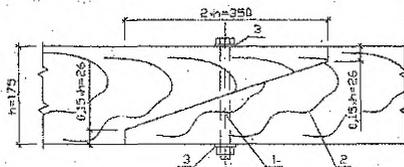
$K_{св}=9,07$ – коэффициент собственного веса прогона для $l=3,8 \text{ м}$.

Коэффициент собственного веса прогона определяем интерполяцией по зависимости $K_{св}=8\dots 12$ при $l=3\dots 6 \text{ м}$.

а)



б)



а) – расчётная схема и эпюра изгибающих моментов; б) – шарнир в виде косо́го прируба; 1 – болт $\varnothing 8 \text{ мм}$, $l=220 \text{ мм}$; 2 – брус сечением 100×175 ; 3 – квадратная шайба $40 \times 40 \times 4 \text{ мм}$.

Рисунок 2.3. К расчёту консольно-балочного прогона

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м^2 плана включая вес прогона:

$$G_k^{пок} = G_k + G_k^{пр} = 0,329 + 0,083 = 0,412 \text{ кН/м}^2;$$

$$G_d^{пок} = G_d + G_k^{пр} \times \gamma_f = 0,382 + 0,083 \times 1,1 = 0,473 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_d=0,382 \text{ кН/м}^2$ – расчётная постоянная нагрузка (табл. 2.1);

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

Полная погонная нагрузка на прогон:

$$F_k = (G_k^{пок} + Q_k) \times a_d = (0,412 + 2,0) \times 1,5 = 3,62 \text{ кН/м};$$

$$F_d = (G_d^{пок} + Q_k) \times a_d = (0,473 + 3,2) \times 1,5 = 5,51 \text{ кН/м};$$

где $a_d=1,5 \text{ м}$ – расстояние между прогонами.

Поскольку пролет прогона $l=3,8 \text{ м} < 4,5 \text{ м}$, принимаем конструкцию равномоментного консольно-балочного прогона.

Максимальный изгибающий момент над промежуточной опорой (рис. 2.3.а):

$$M_d^{пр} = F_d \times l^2 / 16 = 5,51 \times 3,8^2 / 16 = 4,97 \text{ кН} \times \text{м} = 497 \text{ кН} \times \text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления согласно формуле (2.5) равен:

$$W_d^{пр} = M_d / f_{m,d} = 497 / 1,04 = 478 \text{ см}^3,$$

где $f_{m,d} = f_{m,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 13 \times 0,8 \times 0,95 / 0,95 = 10,4 \text{ МПа} = 1,04 \text{ кН/см}^2$,
здесь $f_{m,d} = 13 \text{ МПа} = 1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу элементов прямоугольного сечения из древесины сосны 2-го сорта (табл. 6.5 [1]);

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

$k_{mod} = 0,95$ – коэффициент условий работы для 3 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Приняв ширину сечения прогона $b=10,0 \text{ см}$, определяем его требуемую высоту сечения:

$$h_{тр} = \sqrt{\frac{6 \times W_d^{пр}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 478}{10}} = 16,94 \text{ см}.$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов (прил. Б, табл. Б.1 [1]) принимаем $h=17,5 \text{ см}$.

Определяем запас прочности:

$$W_d = b \times h^2 / 6 = 10 \times 17,5^2 / 6 = 510,4 \text{ см}^3, \quad \sigma_{m,d} = M_d / W_d = 497 / 510,4 = 0,974 \text{ кН/см}^2;$$

$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 0,974 / 1,04 = 0,936 < 1$ (запас прочности составляет 6,4%, что допустимо).

Проверяем принятое сечение по жесткости:

$$u_{max} / l = \frac{2 \times F_k \times l^3 \times \gamma_n}{384 \times E_0 \times k_{mod} \times I_d} = \frac{2 \times 0,0362 \times 0,95 \times 380^3}{384 \times 0,95 \times 10^3 \times 4466} = 1/432 < [1/163].$$

где: $F_k = 3,62 \text{ кН/м} = 0,0362 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка;

$E_0 = 10^4 \times k_{mod} = 10^4 \times 0,95 = 0,95 \times 10^4 \text{ МПа} = 0,95 \times 10^3 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$I_d = b \times h^3 / 12 = 10 \times 17,5^3 / 12 = 4466 \text{ см}^4;$$

$1/163$ – предельный относительный прогиб для $l=3,8 \text{ м}$, табл. 19 [3].

В соответствии с п. 7.4.2.3 [1] шарниры в консольно-балочном прогоне осуществляем в виде косога прируба (рис. 2.3.б).

Пример 4

Рассчитать прогон покрытия по исходным данным примера 2.

Определяем собственную массу прогона в покрытии:

$$G_k^{пр} = \frac{G_k + Q_k}{1000 / (K_{сб} \times l) - 1} = \frac{0,675 + 1,5}{1000 / (10,1 \times 4,6) - 1} = 0,106 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_k = 0,66 + (0,025 - 0,022) \times 500 / 100 = 0,675 \text{ кН/м}^2$ – уточнённая нормативная постоянная нагрузка (табл. 2.2);

$Q_k = 1,5 \text{ кН/м}^2$ – нормативная снеговая нагрузка (см. пример 2);

$l=B=4,6$ м – пролет прогона, м;

$K_{CB}=10,1$ – коэффициент собственной массы прогона для $l=4,6$ м.

Коэффициент собственного веса прогона определяем интерполяцией по зависимости $K_{CB}=8 \dots 12$ при $l=3 \dots 6$ м.

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м² плана включая массу прогона:

$$G_k^{пок} = G_k + G_k^{пр} = 0,675 + 0,106 = 0,781 \text{ кН/м}^2;$$

$$G_d^{пок} = G_d + G_k^{пр} \times \gamma_f = 0,853 + 0,106 \times 1,1 = 0,969 \text{ кН/м}^2;$$

где $G_k=0,836+(0,025-0,022) \times 500 \times 1,1/100=0,853$ кН/м² – уточнённая расчётная постоянная нагрузка (табл. 2.2),

здесь $\gamma_f=1,1$ – коэффициент надёжности по нагрузке для деревянных конструкций согласно табл. 1 [2].

Полная погонная нагрузка на прогон:

$$F_k = (G_k^{пок} + Q_k) \times a_d = (0,781 + 1,50) \times 1,5 = 3,42 \text{ кН/м};$$

$$F_d = (G_d^{пок} + Q_d) \times a_d = (0,969 + 2,40) \times 1,5 = 5,05 \text{ кН/м};$$

где $a_d=1,5$ м – расстояние между прогонами;

$Q_d=2,4$ кН/м² – расчётная снеговая нагрузка (см. пример 2);

Поскольку пролет прогона $l=4,6$ м > 4,5 м, принимаем конструкцию неразрезного спаренного прогона.

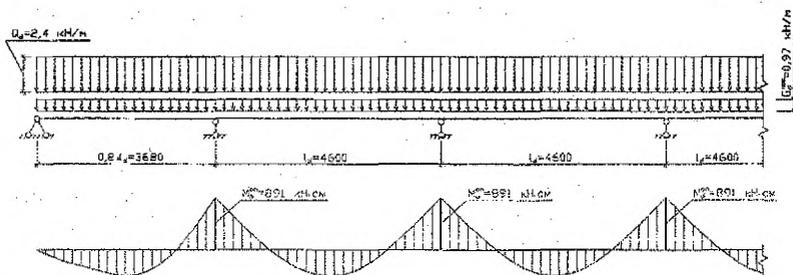
Максимальный изгибающий момент над промежуточной опорой (рис. 2.4.а):

$$M_d^{оп} = F_d \times l^2 / 12 = 5,05 \times 4,6^2 / 12 = 8,91 \text{ кН} \times \text{м} = 891 \text{ кН} \times \text{см}.$$

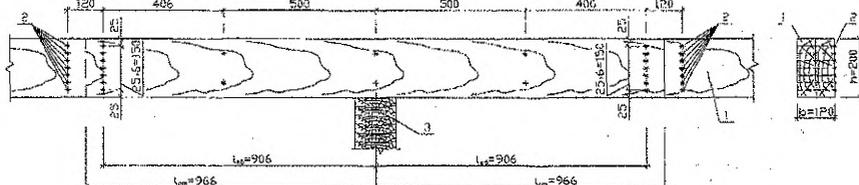
Требуемый момент сопротивления согласно формуле (2.5) равен:

$$W_d^{тр} = M_d^{оп} \times \gamma_n / (f_{m,d} \times k_x \times k_{mod}) = 891 \times 0,95 / (1,3 \times 0,9 \times 1,05) = 689 \text{ см}^3,$$

а)



б)



а) – расчётная схема и эпюра изгибающих моментов; б) – стык прогона; 1 – доска сечением 60×200; 2 – гвоздь $\varnothing 4$ мм, $l=120$ мм; 3 – верхний пояс фермы.
Рисунок 2.4. К расчёту неразрезного прогона

где $f_{m,d}=13 \text{ МПа}=1,3 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление древесины сосны 2-го сорта, табл. 6.5 [1];
 $k_x=0,9$ – переходной коэффициент для кедра сибирского, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);
 $k_{mod}=1,05$ – коэффициент условий работы для 1 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [1]);
 $\gamma_n=0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Приняв прогон из двух досок толщиной по 6,0 см, определяем требуемую высоту сечения прогона:

$$h_{TP} = \sqrt{\frac{6 \times W_d^{TP}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 689}{2 \times 6}} = 18,6 \text{ см.}$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов (прил. Б, табл. Б.1 [1]) принимаем $h=20,0$ см.

Определяем запас прочности: $W_d = b \times h^2 / 6 = 2 \times 6 \times 20^2 / 6 = 800 \text{ см}^3$,
 $\sigma_{m,d} = M_d^{on} \times \gamma_n / W_d = 891 \times 0,95 / 800 = 1,058 \text{ кН/см}^2$;

$\sigma_{m,d} / f_{m,d} = 1,058 / (1,3 \times 0,9 \times 1,05) = 0,861 < 1$ (запас прочности составляет 13,9%, что допустимо).

Проверяем принятое сечение по жесткости:

$$u_{max} / l = \frac{F_k \times l^3 \times \gamma_n}{384 \times E_0 \times k_{mod} \times I_d} = \frac{0,0342 \times 0,95 \times 460^3}{384 \times 1,05 \times 10^3 \times 8000} = 1/1020 < \left[\frac{1}{177} \right],$$

где: $E_0 = 10^4 \times k_{mod} = 10^4 \times 1,05 = 1,05 \times 10^4 \text{ МПа} = 1,05 \times 10^3 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон в соответствии с пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1];

$$I_d = b \times h^3 / 12 = 2 \times 6 \times 20^3 / 12 = 8000 \text{ см}^4;$$

$1/177$ – предельный относительный прогиб для $l=4,6$ м, табл. 19 [3].

В стыке досок прогона ставим гвозди диаметром 4,0 мм, длиной 120 мм в один ряд с каждой стороны стыка (рис. 2.4.6). Несущая способность гвоздя из условий смятия древесины и изгиба нагеля по формулам (9.7)...(9.9) [1]:

$$R_{Id,1} = f_{h,1,d} \times t_1 \times d \times k_{\alpha} = 0,35 \times 5,4 \times 0,4 \times 1 = 0,76 \text{ кН,}$$

где: $t_1 = t_2 - 1,5 \times d = 6,0 - 1,5 \times 0,4 = 5,4 \text{ см,}$

$$f_{h,1,d} = 3,7 \times k_x \times k_{mod} = 3,7 \times 0,9 \times 1,05 = 3,5 \text{ МПа} = 0,35 \text{ кН/см}^2 \text{ при}$$

$t_1/t_2 = 5,4/6,0 = 0,9$ (табл. 9.1, прим. к табл. 9.2 [1]);

$k_{\alpha} = 1$ – коэффициент, учитывающий угол между силой и направлением волокон.

$$R_{Id,2} = f_{h,2,d} \times t_2 \times d = 0,331 \times 6,0 \times 0,4 \times 1 = 0,79 \text{ кН,}$$

где $f_{h,2,d} = 3,5 \times k_x \times k_{mod} \times k_{\alpha} = 3,5 \times 0,9 \times 1,05 = 3,31 \text{ МПа} = 0,331 \text{ кН/см}^2$ при $t_1/t_2 = 5,4/6,0 > 0,5$ (табл. 9.2, прим. к табл. 9.2 [1]).

$$R_{Id,n} = f_{n,d} \times d^2 \times (1 + \beta_{n,max}) \times \sqrt{k_{\alpha}} = 2,43 \times 0,4^2 \times (1 + 0,7746) \times \sqrt{1} = 0,69 \text{ кН,}$$

где $f_{n,d} = 25 \times \sqrt{k_{mod}} \times k_x = 25 \times \sqrt{1,05} \times 0,9 = 24,3 \text{ МПа} = 2,43 \text{ кН/см}^2$ (пп. 9.4.2.3, 9.4.1.11 [1]);

$\beta_n = k_n \times t_1 / d = 0,0632 \times 5,4 / 0,4 = 0,8532$ – по формуле (9.10) [1], но не более $\beta_{n,max} = 0,7746$ (пп. 9.4.1.10, 9.4.2.3 [1]),

здесь $k_n = 0,0632$ – коэффициент, зависящий от типа нагеля, принят для гвоздя согласно п. 9.4.2.3 [1].

Расчётное количество гвоздей:

$$n_{e,r} = M_d^{on} \times \gamma_n / (2 \times l_{TB} \times R_{Id,min}) = 891 \times 0,95 / (2 \times 90,6 \times 0,69) = 6,77 \text{ шт,}$$

где $l_{гв} = l_{ст} - 15 \times d = 0,21 \times 460 - 15 \times 0,4 = 90,6$ см – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя;

$R_{гв, \min} = \min(R_{гв,1}, R_{гв,2}, R_{гв,n}) = 0,69$ кН – расчётная несущая способность одного среза гвоздя в односрезном соединении согласно п. 9.4.1.2 [1].

Принимаем $n_{гв} = 7$ шт и проверяем возможность их однорядного расположения по высоте сечения из условия табл. 9.4. [1]: $(n_{гв} + 1) \times 4 \times d \leq h$; $(7 + 1) \times 4 \times 0,4 = 12,8$ см < 20,0 см, т.е. условие выполняется. В остальной части прогона гвозди располагаем в шахматном порядке через 500 мм по длине доски.

В случае невозможности однорядного расположения гвоздей по высоте сечения их необходимо расположить в два ряда. Тогда $l_{гв} = l_{ст} - 22,5 \times d$.

2.4. Расчет и конструирование клефанерных панелей и щитов

Клефанерные панели и щиты шириной 1...1,5 м и длиной 3...6 м укладываются непосредственно на несущие конструкции покрытий. Панели и щиты состоят из дощатого каркаса и фанерных обшивок, соединенных на клею (рис 2.5). Клефанерные коробчатые панели с двумя обшивками применяются в утепленных покрытиях с рулонной кровлей. Пространство между обшивками заполняется эффективным плиточным утеплителем, приклеенным к нижней обшивке. Клефанерные ребристые щиты с одной верхней обшивкой применяются в холодных покрытиях также с рулонной кровлей.

Каркас панелей и щитов состоит из продольных и поперечных ребер толщиной не менее 30 мм после острожки.

Продольные ребра (сплошные по длине) ставятся на расстоянии не более 54 см для верхней обшивки из берёзовой фанеры и не более 91 см для верхней обшивки из фанеры лиственницы друг от друга из условия работы верхних обшивок на местный изгиб от сосредоточенной силы. Пласти средних ребер панелей не строгаем, а наружные пласти крайних ребер строгаем на 2 мм для приклейки к ним дополнительных брусков, обеспечивающих совместную работу смежных панелей под нагрузкой.

Поперечные ребра жесткости ставятся на расстоянии не более 1,5 м, как правило, в местах расположения стыков фанеры (исходя из максимальных размеров фанерных листов 1525×1525 мм). Рекомендуется поперечные ребра устраивать только в торцах панелей в виде вкладышей, склеенных из обрезков досок, волокна которых направлены вдоль пролёта. В этом случае при сборе нагрузок принимаем, что вес поперечных ребер (вкладышей) составляет 30...35% от веса продольных ребер.

Обшивка панелей и щитов состоит из листов фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ, состыкованных по длине "на ус". Толщина верхней обшивки принимается не менее 8 мм, а нижней – не менее 6 мм. Волокна наружных шпонов фанеры должны иметь продольное направление. Высота сечения панелей и щитов обычно принимается 1/20...1/40 пролета и уточняется в результате расчета.

В панелях осуществляем сквозную естественную вентиляцию поперёк или вдоль панели: если вдоль ската – продольные ребра выполняем составными с короткими прокладками, приклеиваемыми по верху ребер; если поперёк ската – поперечные ребра выполняются пониженной высоты. Высота воздушной вентилируемой прослойки должна быть не менее 20 мм.

2.4.1. Порядок расчета клефанерных панелей и щитов

Предварительно назначаются все геометрические размеры конструкции, руководствуясь выше изложенными рекомендациями. При этом, в первой стадии расчета высоту сечения конструкции, а также сечение обшивок и ребер целесообразно принимать минимальными, увеличивая их в случае необходимости (по результатам расчета). При определении необходимого количества продольных ребер из условия обеспечения устойчивости верхней обшивки при действии сосредоточенной силы (вес человека с инструментом) можно руководствоваться следующей формулой:

$$n = \frac{0,9 \times b \times \gamma_n}{f_{pm,90,d} \times k_{mod} \times (h_i^a)^2} + 1, \quad (2.6)$$

где b — полная ширина сечения панели в мм;

$f_{pm,90,d}$ — расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек волокон наружных слоев в МПа;

k_{mod} — коэффициент условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки;

h_i^a — принятая толщина фанеры верхней обшивки в мм.

Расчет принятого сечения выполняется в следующей последовательности:

1. Определяются приведенные геометрические характеристики поперечного сечения:

$$A_{d,ef} = A_p + (E_0/E_p) \times A_d \quad (2.7)$$

$$I_{d,ef} = I_p + (E_0/E_p) \times A_d \quad (2.8)$$

где A_p , I_p , E_p — соответственно площадь, момент инерции и модуль упругости фанеры верхней обшивки;

A_d , I_d , E_0 — то же, для древесины продольных ребер.

При этом расчетная ширина панели или щита принимается $b_d = 0,9 \times b$ при $l \geq 6 \times a$ и $b_d = 0,15 \times (b/a) \times l$ при $l < 6 \times a$,

где b — полная ширина сечения панели;

a — расстояние между осями продольных ребер.

2. Определяются приведенные моменты сопротивления сечения относительно нижней и верхней грани сечения:

$$W_{d,ef}^{inf} = \frac{I_{d,ef}}{y_0} \quad (2.9)$$

$$W_{d,ef}^{sup} = \frac{I_{d,ef}}{(h - y_0)} \quad (2.10)$$

где $y_0 = S_{d,ef}/A_{d,ef}$ — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до его нижней грани;

h — полная высота сечения панели или щита.

3. Принятое поперечное сечение проверяется из условия прочности:

— для панели — на растяжение нижней обшивки:

$$\sigma_{t,t,d} = M_{max} / W_{d,ef}^{inf} \leq k_p \times f_{pt,0,d} \quad (2.11)$$

— для щита — на растяжение нижней кромки ребра:

$$\sigma_{t,0,d} = M_{max} / W_{d,ef}^{inf} \leq f_{t,0,d} \quad (2.12)$$

где: M_{max} — максимальный изгибающий момент;

$f_{pt,0,d}$ — расчетное сопротивление фанеры на растяжение;

$k_p = 0,6$ — при наличии в фанере обшивок стыков "на ус" (п. 7.3.1.9 [1]);

$f_{t,0,d}$ – расчетное сопротивление древесины ребер на растяжение (табл. 6.5 [1]).

4. Верхняя сжатая обшивка проверяется:

а) на устойчивость:

$$\sigma_{f,c,d} = M_d / (W_{d,ef}^{sup} \times k_{pr}) \leq f_{pc,0,d}, \quad (2.13)$$

где: $k_{pr} = 1 - (a_1/h_t^0)^2 / 5000$ при $a_1/h_t^0 < 50$, $k_{pr} = 1250 / (a_1/h_t^0)^2$ при $a_1/h_t^0 \geq 50$;

a_1 – расстояние между продольными ребрами в свету;

h_t^0 – толщина фанеры сжатой обшивки;

$f_{pc,0,d}$ – расчетное сопротивление сжатию в плоскости листа фанеры.

б) на местный изгиб от действия сосредоточенной силы (монтажной нагрузки) $P_d = 1$ кН с $\gamma_f = 1,2$. При этом фанерная обшивка рассчитывается как балка шириной $b_d = 100$ мм, заземленная в местах приклейки к ребрам (рис. 2.5.в):

$$\sigma_{f,m,d} = M_d / W_d \leq f_{pm,90,d}, \quad (2.14)$$

где: $M_d = P_d \times a / 8$;

$f_{pm,90,d}$ – расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек волокон наружных слоев.

5. Проверяются клеевые швы между шпонами фанеры на скалывание (в пределах ширины продольных ребер):

$$\tau_{f,d} = \frac{V_d \times S_{sd}}{I_{d,ef} \times \sum b_w} \leq f_{pv,0,d}, \quad (2.15)$$

где V_d – максимальная поперечная сила;

S_{sd} – статический момент верхней обшивки относительно центра тяжести приведенного сечения панели или щита;

$\sum b_w$ – суммарная ширина сечения продольных ребер;

$f_{pv,0,d}$ – расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры.

6. Определяется относительный прогиб панели или щита от нормативной нагрузки:

$$u_{max} / l_d = \frac{5 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n}{384 \times E_p \times I_{d,ef} \times 0,7} \leq \left[u_{max} / l_d \right], \quad (2.16)$$

где: F_k – суммарное значение постоянной и снеговой нормативной нагрузки;

0,7 – коэффициент, учитывающий снижение жесткости клеefанерного элемента (вследствие длительности нагрузки и ползучести клеевых соединений);

$\left[u_{max} / l_d \right]$ – предельный относительный прогиб (табл. 19 [3]).

Пример 5

Рассчитаем и запроектируем клеefанерную панель под рулонную кровлю по сегментным фермам пролетом $L = 20$ м. Шаг несущих конструкций $B = 3,2$ м. Утеплитель плотностью $\rho_n = 150$ кг/м³ и толщиной $\delta_n = 50$ мм. Класс условий эксплуатации – 2, класс ответственности здания – II, район строительства по снегу – II. Древесина каркаса – пихта 2-го сорта, обшивки из березовой фанеры марки ФСФ, сорта В/ВВ.

Конструктивное решение

Принимаем клеefанерную панель размерами 1,5×3,2 м (конструктивные размеры 1490×3180 мм). Для верхней обшивки используем фа-

неру толщиной $h_r^B=8$ мм, для нижней $h_r^H=6$ мм. Предварительно назначаем высоту сечения панели $h=(1/36) \times l=(1/36) \times 3200=89$ мм. Требуемая высота сечения ребер $h_w=89-8-6=75$ мм. Назначаем высоту сечения ребер в соответствии с сортаментом пиломатериалов $h_w=75$ мм, что после острожки составит $h_w=75-2 \times 3=69$ мм. Полная высота сечения панели $83/3200=1/39$, что в пределах рекомендуемого значения. Толщину средних ребер принимаем $b_w=32$ мм, что после острожки по пласти для крайних ребер составит $b_{w1}=32-2=30$ мм.

Каркас панели в соответствии с ф. (2.6) принимаем состоящим из 4-х продольных ребер, расстояние между которыми в свету 44,5 см, что не превышает допустимого значения 54,7 см, вычисленного по ф. (2.14). Для обеспечения совместной работы панелей во время эксплуатации к крайним ребрам приклеиваются стыковочные бруски, высота сечения которых принимается половине высоты сечения продольных ребер.

Поперечные ребра устраиваем только в торцах панелей в виде вкладышей, склеенных из обрезков досок, волокна которых направлены вдоль пролёта. При сборе нагрузок принимаем, что вес вкладышей составляет 30% от веса продольных ребер.

Определение нагрузок на панель

Погонные нагрузки на панель определяем в табличной форме.

Таблица 2.3 Нагрузки на панель, кН/м

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м	Кэф-нт надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
1	2	3	4
Рулонная кровля $m_1 \times b/100^* = 9 \times 1,5/100^*$	0,135	1,3	0,175
Фанерные обшивки $(h_r^B + h_r^H) \times \rho_p \times b/100 = (0,008 + 0,006) \times 700 \times 1,5/100$	0,147	1,1	0,162
Продольные ребра (с учетом стыковочных брусков) $(b_{w1} \times n_1 + b_w \times n_2) \times h_w \times \rho/100 = (0,03 \times 3 + 0,032 \times 2) \times 0,069 \times 500/100$	0,053	1,1	0,058
Вкладыши $0,3 \times 0,053$	0,016	1,1	0,018
Утеплитель $\delta_n \times (b - b_{w1} \times n_1 - b_w \times n_2) \times \rho_n/100 = 0,05 \times (1,5 - 0,03 \times 3 - 0,032 \times 2) \times 150/100$	0,101	1,2	0,121
Пароизоляция $m_s \times (b - b_{w1} \times n_1 - b_w \times n_2)/100 = 1 \times (1,5 - 0,03 \times 3 - 0,032 \times 2)/100$	0,014	1,2	0,017
Постоянная нагрузка	$G_k=0,466$		$G_d=0,551$
Снеговая нагрузка $S_{p \times \mu_1} \times b = 0,7 \times 0,75 \times 1,5$	$Q_k=0,788$	1,6	$Q_d=1,260$
Полная нагрузка	$F_k=1,254$		$F_d=1,811$

В таблице 2.3:

- 100* – переходный коэффициент для определения нагрузки в кН от массы элементов в кг;
- $b=1,5$ м – номинальная ширина панели;
- $\rho_p=700$ кг/м³ – плотность березовой фанеры для 2 класса условий эксплуатации принята согласно табл. 6.2 [1];

- $\rho=500 \text{ кг/м}^3$ – плотность древесины пихты для 2 класса условий эксплуатации принята согласно табл. 6.2 [1];
- $n_1=3$ – количество крайних ребер;
- $n_2=2$ – количество средних ребер;
- $\rho_n=90 \text{ кг/м}^3$ – плотность утеплителя;
- $m_s=1 \text{ кг/м}^2$ – масса 1 м² пароизоляции (табл. 2.3 [4]);
- $m_r=9 \text{ кг/м}^2$ – масса 1 м² рулонной кровли (табл. 2.3 [4]);
- $S_0=0,7 \text{ кН/м}^2$ – снеговая нагрузка для II снегового района (табл. 4 [2]);
- $\mu_1=L/(8 \times f)=20/(8 \times 3,33)=0,75$ – коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил.3, схема 2 [2]), здесь $f=1/6 \times L=1/6 \times 20=3,33 \text{ м}$ – в данном случае высота фермы;
- $\gamma_f=1,6$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки согласно п. 5.7 [2] при соотношении $G_k/(b \times S_0)=0,466/(1,5 \times 0,7)=0,44 < 0,8$;
- коэффициенты надежности γ_f для постоянных нагрузок приняты согласно табл. 1 [2].

В дипломном проектировании толщина утеплителя должна приниматься согласно теплотехнического расчёта.

Определение усилий в панели

Панель рассчитываем по схеме однопролетной свободно опертой балки. Расчетный пролет панели $l_d = 0,99 \times l = 0,99 \times 3,18 = 3,15 \text{ м}$,

где 0,99 – переходный коэффициент от длины к расчётному пролёту, учитывающий минимальную площадку опирания конструкции.

Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \frac{F_d \times l_d^2}{8} = \frac{1,811 \times 3,15^2}{8} = 2,25 \text{ кН} \times \text{м} = 225 \text{ кН} \times \text{см}.$$

$$\text{Поперечная сила на опоре: } V_d = \frac{F_d \times l_d}{2} = \frac{1,811 \times 3,15}{2} = 2,85 \text{ кН}.$$

Определение приведенных геометрических характеристик сечения

Расчетная ширина обшивки $b_d=0,9 \times b=0,9 \times 149=134,1 \text{ см}$, т.к. $l=3,18 \text{ м} > 6 \times a=6 \times 0,477=2,862 \text{ м}$ (п. 7.3.1.10 [1]).

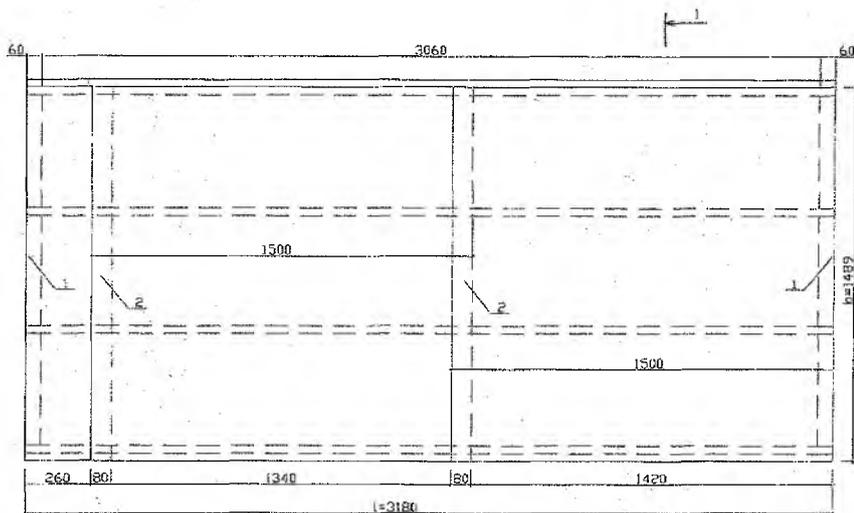
Положение нейтральной оси сечения относительно нижней грани панели:

$$y_0 = \frac{S_{d,ef}}{A_{d,ef}} = \frac{b_d \times [h_t^a \times (h - h_t^a / 2) + h_t^a \times h_t^a / 2]}{b_d \times (h_t^a + h_t^a) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_w + b_{w1}) \times h_w} + \frac{E_0 / E_p \times 2 \times (b_w + b_{w1}) \times h_w \times (h_w / 2 + h_t^a)}{b_d \times (h_t^a + h_t^a) + E_0 / E_p \times 2 \times (b_w + b_{w1}) \times h_w} = \frac{134,1 \times [0,8 \times (8,3 - 0,8 / 2) + 0,6 \times 0,6 / 2]}{134,1 \times (0,8 + 0,6) + 1,05 \times 10^3 / (0,945 \times 10^3) \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9} + \frac{1,05 \times 10^3 / (0,945 \times 10^3) \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9 \times (6,9 / 2 + 0,6)}{134,1 \times (0,8 + 0,6) + 1,05 \times 10^3 / (0,945 \times 10^3) \times 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9} = 4,44 \text{ см},$$

где $E_0=10^4 \times k_{mod}=10^4 \times 1,05=1,05 \times 10^4 \text{ МПа}=1,05 \times 10^3 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины вдоль волокон (пп. 6.1.5.1, 6.1.5.3 [1]);

$E_p=0,9 \times 10^4 \times k_{mod}=0,9 \times 10^4 \times 1,05=0,945 \times 10^4 \text{ МПа}=0,945 \times 10^3 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости берёзовой фанеры (табл. 6.12, п. 6.2.3.2 [1]).

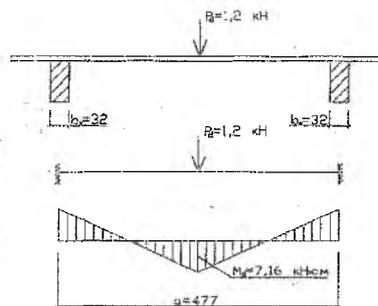
Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси:



а)

а) – план панели;

1 – вкладыш, 2 – стык фанерной обшивки «на ус»;



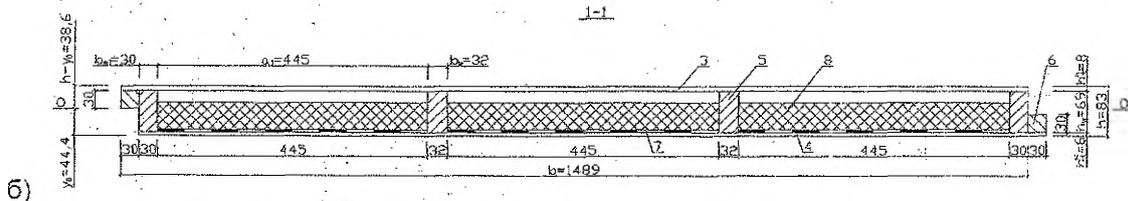
в)

б) – поперечный разрез панели;

в) – расчётная схема верхней обшивки на монтажную нагрузку;

3 – верхняя фанерная обшивка; 4 – нижняя фанерная обшивка; 5 – продольное ребро; 6 – стыковочный брусок; 7 – пароизоляция; 8 – утеплитель;

Рисунок 2.5. Клефанерная панель



б)

$$\begin{aligned}
 I_{d,ef} &= b_d \times [h_t^B \times (h - y_0 - h_t^B / 2)^2 + h_t^H \times (y_0 - h_t^H / 2)^2] + \\
 &+ E_0 / E_p \times [2 \times (b_w + b_{w1}) \times h_w^3 / 12 + 2 \times (b_w + b_{w1}) \times h_w \times (y_0 - h_t^H - h_w / 2)^2] = \\
 &= 134,1 \times \left[0,8 \times \left(8,3 - 4,44 - \frac{0,8}{2} \right)^2 + 0,6 \times \left(4,44 - \frac{0,6}{2} \right)^2 \right] + \frac{1,05 \times 10^3}{0,945 \times 10^3} \times \\
 &\times \left[2 \times (3,2 + 3,0) \times \frac{6,9^3}{12} + 2 \times (3,2 + 3,0) \times 6,9 \times \left(4,44 - 0,6 - \frac{6,9}{2} \right)^2 \right] = 3055 \text{ см}^4
 \end{aligned}$$

Приведенные моменты сопротивления:

$$W_{d,ef}^{inf} = \frac{I_{d,ef}}{y_0} = \frac{3055}{4,44} = 688 \text{ см}^3, \quad W_{d,ef}^{sup} = \frac{I_{d,ef}}{(h - y_0)} = \frac{3055}{(8,3 - 4,44)} = 792 \text{ см}^3.$$

Проверка сечения панели на прочность

Напряжения растяжения в нижней обшивке по формуле (2.11):

$$\sigma_{t,d} = M_{max} / W_{d,ef}^{inf} = 225 / 688 = 0,327 \text{ кН/см}^2 = 3,27 \text{ МПа} < k_p \times f_{pt,0,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 0,6 \times 14 \times 1,05 / 0,95 = 9,28 \text{ МПа},$$

где: $f_{pt,0,d} = 14 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление пятислойной берёзовой фанеры растяжению в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (табл. 6.11 [1]);

$k_p = 0,6$ – коэффициент, учитывающий снижение расчётного сопротивления в стыках фанерной обшивки при усовом соединении, в соответствии с п. 7.3.1.9 [1];

$k_{mod} = 1,05$ – коэффициент условий работы для 2 класса условий эксплуатации при учёте полной снеговой нагрузки (табл. 6.4 [1]);

$\gamma_n = 0,95$ – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности здания (стр. 34 [2]).

Запас прочности $[(9,28 - 3,27) / 9,28] \times 100\% = 64,8\% > 15\%$.

При проверке на растяжение нижней кромки ребра щита следует использовать формулу (2.12).

Проверяем верхнюю обшивку на устойчивость по формуле (2.13) при расстоянии между продольными ребрами каркаса в свету $a_1 = 44,5 \text{ см}$.

Так как $a_1 / h_t^B = 44,5 / 0,8 = 55,6 > 50$, то в соответствии с формулой (2.13):

$$k_{pf} = 1250 / (a_1 / h_t^B)^2 = 1250 / 55,6^2 = 0,404.$$

Напряжения сжатия в обшивке:

$$\sigma_{c,d} = M_d / W_{d,ef}^{sup} = 225 / 792 = 0,284 \text{ кН/см}^2 = 2,84 \text{ МПа} <$$

$$k_{pf} \times f_{pc,0,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 0,404 \times 12 \times 1,05 / 0,95 = 5,36 \text{ МПа};$$

где $f_{pc,0,d} = 12 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры сжатию в плоскости листа вдоль волокон наружных слоёв (табл. 6.11 [1]).

Запас прочности $[(5,36 - 2,84) / 5,36] \times 100\% = 47,0\% > 15\%$.

Проверяем верхнюю обшивку на местный изгиб от сосредоточенной нагрузки $P_d = P_k \times \gamma_f = 1 \times 1,2 = 1,2 \text{ кН}$ (п. 7.3.1.12 [1]), как пластинку, заделанную в местах приклеивания к ребрам (рис. 2.5.в).

Изгибающий момент: $M_d = P_d \times a / 8 = 1,2 \times 47,7 / 8 = 7,16 \text{ кН} \times \text{см}$,

где $a = 47,7 \text{ см}$ – максимальное расстояние между осями продольных ребер.

Момент сопротивления $W_d = 100 \times 0,8^2 / 6 = 10,7 \text{ см}^3$.

Напряжения изгиба:

$$\sigma_{r,m,d} = M_d / W_d = 7,16 / 10,7 = 0,669 \text{ кН/см}^2 = 6,69 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{r,m,d} / f_{pm,90,d} = 6,69 / 8,21 = 0,815 < 1,$$

где $f_{pm,90,d} = f_{pm,90,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 6,5 \times 1,2 / 0,95 = 8,21 \text{ МПа}$,

здесь: $f_{pm,90,d} = 6,5 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление семислойной берёзовой фанеры изгибу из плоскости листа поперек волокон наружных слоев (табл. 6.11 [1]);

$k_{mod} = 1,2$ – коэффициент условий работы для 2 класса условий эксплуатации при учёте кратковременного действия монтажной нагрузки (табл. 6.4 [1]). /

Проверяем на скалывание по клеевым швам в месте приклейки обшивки к ребрам, по формуле (2.15):

$$\tau_{f,d} = \frac{V_d \times S_{sd}}{I_{d,ef} \times \sum b_w} = \frac{2,85 \times 371}{3055 \times 12,4} = 0,028 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 0,28 \text{ МПа} < f_{pv,0,d} \times k_{mod} / \gamma_n = 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 0,88 \text{ МПа}.$$

где: $f_{pv,0,d} = 0,8 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление берёзовой фанеры скалыванию между шпонами в плоскости листа вдоль волокон наружных слоев (табл. 6.11 [1]);

$S_{sd} = b_d \times h_f^2 \times (h - y_0 - h_f / 2) = 134,1 \times 0,8 \times (8,3 - 4,44 - 0,8 / 2) = 371 \text{ см}^3$ – статический момент сдвигаемой части приведенного сечения относительно нейтральной оси;

$\sum b_w = 2 \times (3,0 + 3,2) = 12,4 \text{ см}$ – суммарная ширина ребер.

Запас прочности $[(0,88 - 0,28) / 0,88] \times 100\% = 68,2\% > 15\%$.

Проверка сечения панели на жесткость

Определяем относительный прогиб панели от нормативной нагрузки по формуле (2.16):

$$u_{\max} / l_d = \frac{5 \times F_k \times l_d^3 \times \gamma_n}{384 \times E_p \times I_{d,ef} \times 0,7} = \frac{5 \times 0,01254 \times 315^3 \times 0,95}{384 \times 945 \times 3055 \times 0,7} = \frac{1}{417} < \left[\frac{1}{153,3} \right],$$

где: $F_k = 1,254 \text{ кН/м} = 0,01254 \text{ кН/см}$ – полная нормативная нагрузка (см. табл. 2.3);

$E_p = 0,9 \times 10^4 \times k_{mod} = 0,9 \times 10^4 \times 1,05 = 9450 \text{ МПа} = 945 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости берёзовой фанеры вдоль волокон наружных слоев в соответствии с табл. 6.12 и п. 6.2.3.2 [1];

0,7 – коэффициент в соответствии с формулой (2.16);

1/153,3 – предельный относительный прогиб для $l = 3,2 \text{ м}$, табл. 19 [3].

Запас жёсткости $[(1/153,3 - 1/417) / (1/153,3)] \times 100\% = 63,3\% > 15\%$.

Поскольку наименьший запас прочности (из всех расчетных условий) превышает 15%, сечение панели следовало бы изменить. Однако, толщина продольных и поперечных ребер, а также толщины фанерных обшивок приняты минимально допустимыми, а высоту ребер нельзя уменьшать исходя из обеспечения вентилируемой воздушной прослойки, поэтому принятое сечение оставляем без изменения.

2.5. Расчет и конструирование сегментной деревометаллической 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.

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

Желательно в курсовом проектировании принимать высоту фермы $1/6 \times l$ или $1/7 \times l$, чтобы иметь возможность производить статиче-ский расчёт фермы по таблицам приложения 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 времен-ной нагрузки по всему пролету и временной (снеговой) – на половине пролета. Расчетную длину сжатых элементов ферм при расчете на ус-тойчивость 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 6

По исходным данным примера 5 рассчитать сегментную деревоме-таллическую ферму пролётом $L=20$ м с нижним поясом из стальных не-равнобоких уголков.

П.6.1. Конструктивная схема фермы

Принимаем сегментную ферму с разрезным верхним поясом из до-щатоклееных блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рис. 2.6. 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:

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

Длина дуги верхнего пояса:

$$S_{\text{ар}} = \pi \times r \times \alpha / 180^\circ = 3,14 \times 16,68 \times 73,67^\circ / 180^\circ = 21,45 \text{ м,}$$

где α – центральный угол, $\sin(\alpha/2) = l/(2 \times r) = 20/(2 \times 16,68) = 0,600$, откуда $\alpha = 73,67^\circ$.

В соответствии с заданной схемой фермы длину верхнего пояса разбиваем на четыре равные панели, а нижний пояс – на три. Длина панели верхнего пояса $S_p = S_{\text{ар}}/3 = 21,45/3 = 7,15$ м.

Линейные размеры элементов фермы определяем без учета строи-тельного подъема по табл. А.3.1 прил. А.

П.6.2. Статический расчет

Нагрузка от покрытия на 1 м^2 горизонтальной проекции:

$$G_{\text{к}}^{\text{пок}} = G_{\text{к}}/b = 0,466/1,5 = 0,311 \text{ кН/м}^2; \quad G_{\text{д}}^{\text{пок}} = G_{\text{д}}/b = 0,551/1,5 = 0,367 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_{\text{к}} = 0,466 \text{ кН/м}$ – нормативная постоянная нагрузка на клеефа-нерную панель (см. табл. 2.3);

$G_{\text{д}} = 0,551 \text{ кН/м}$ – расчётная постоянная нагрузка на клеефанер-ную панель (см. табл. 2.3);

$b = 1,5 \text{ м}$ – номинальная ширина клеефанерной панели.

Нагрузка от снега: $Q_k = Q_k/b = 0,788/1,5 = 0,525$ кН/м²;
 $Q_d = Q_d/b = 1,26/1,5 = 0,84$ кН/м²;

где $Q_k = 0,788$ кН/м – нормативная снеговая нагрузка на клефанерную панель (см. табл. 2.3);

$Q_d = 1,260$ кН/м – расчетная снеговая нагрузка на клефанерную панель (см. табл. 2.3).

Нагрузка от собственного веса фермы по формуле (2.1):

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

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

Постоянная нагрузка от покрытия на 1 м² горизонтальной проекции с учетом коэффициента $S_{\text{ар}}/l = 21,45/20 = 1,072$ и массы фермы равна:

нормативная $G_k = 0,311 \times 1,072 + 0,053 = 0,387$ кН/м²;

расчетная $G_d = 0,387 \times 1,072 + 0,053 \times 1,1 = 0,452$ кН/м²,

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

Снеговая нагрузка, распределенная по треугольнику:

$Q_{k,\Delta} = S_0 \times \mu_2 = 0,7 \times 2 = 1,4$ кН/м²; $Q_{d,\Delta} = Q_{k,\Delta} \times \gamma_f = 1,4 \times 1,6 = 2,24$ кН/м²,

где $\gamma_f = 1,6$ – коэффициент надежности для снеговой нагрузки при отношении $G_k/S_0 = 0,387/0,7 = 0,553 < 0,8$, согласно п. 5.7 [2];

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

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

Снеговая нагрузка на 1 п.м.: $Q_d = Q_d \times B = 0,84 \times 3,2 = 2,69$ кН/м;

$Q_{d,\Delta} = Q_{d,\Delta} \times B = 2,24 \times 3,2 = 7,17$ кН/м.

Для определения расчетных усилий в элементах сегментных ферм рассматриваются следующие 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. 2.6):

— равномерно распределенная по всему пролету;

— распределенная по закону треугольника на каждой половине пролета;

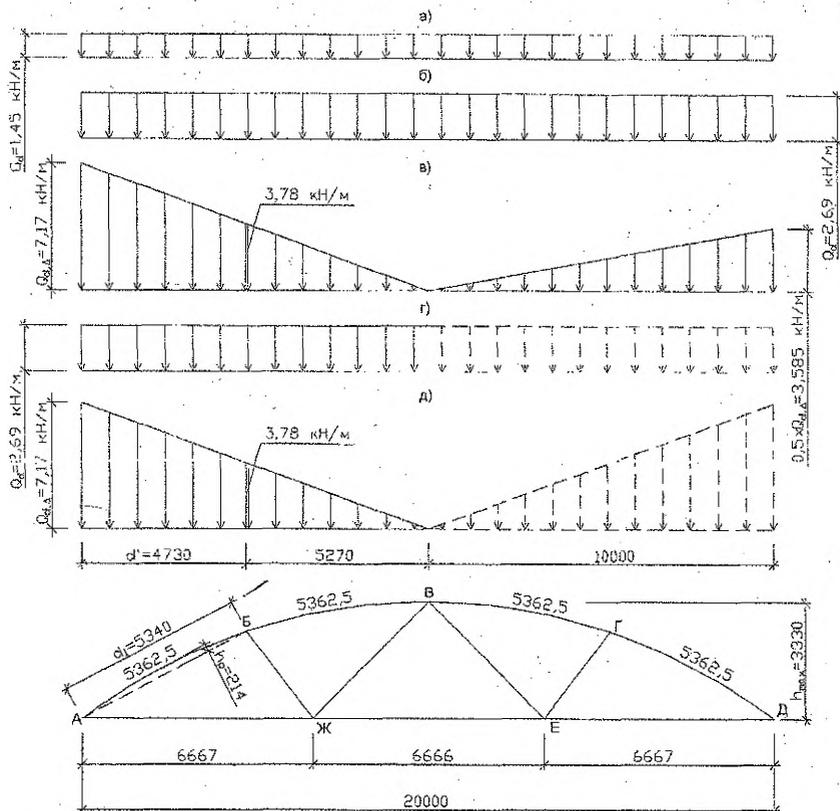
Таблица 2.4 Усилия в элементах фермы, кН

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



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

Рисунок 2.6. Возможные варианты загрузки сегментной фермы

- 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).

Полученные усилия сводим в таблицу 2.4.

П.6.3. Конструктивный расчет

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

П.6.3.1. 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

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

здесь: d_1 – длина хорды АБ;

d' – ее горизонтальная проекция (рис. 2.6).

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:

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

За расчетные усилия по 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 $l_z = l_y = 4,714 \text{ м}$. 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 $h = 30 \times 8 = 240 \text{ мм}$).

Геометрические характеристики сечения пояса:

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

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

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

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

$\sigma_{m,d} = M_d / W_d$ – расчетное 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 $\sigma_{c,0,d} = N_d / A_{sup}$ – расчётное сжимающее напряжение;

k_c – коэффициент продольного изгиба, определяемый по

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

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

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

$$\lambda_z = l_d / i_z,$$

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

$l_{d,z} = \mu_0 \times l_z$ – расчётная длина элемента;

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

Таким образом:

$$l_{d,z} = 1 \times 534,0 = 534,0 \text{ см}; \quad i_z = \sqrt{13250 / 276} = 6,93 \text{ см};$$

$$\lambda_z = 534,0 / 6,93 = 77,1 < \lambda_{max} = 120 \text{ (табл. 7.2 [1])};$$

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 300 \times f_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}} = 76,95; \quad k_c = 76,95^2 / (2 \times 77,1^2) = 0,498;$$

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

где: $f_{c,0,d} = 14$ 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]);

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

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

$k_h = 1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5$ м (табл. 6.7 [1]);

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

$k_\gamma = 1$ – коэффициент, учитывающий отношение радиуса кривизны к толщине доски, при $r/b = 1668 / 3,0 = 556 > 250$ (табл. 6.9 [1]);

$$\sigma_{c,0,d} = 54,97 / 276,0 = 0,199 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{m,d} = 762 / 1104 = 0,690 \text{ кН/см}^2;$$

$$f_{m,d} = f_{c,0,d} = 1,263 \text{ кН/см}^2 \text{ согласно п. 6.1.4 [1];}$$

$$k_{m,c} = 1 - 0,199 / (0,498 \times 1,263) = 0,684;$$

$0,199/1,263+0,69/(0,684 \times 1,263)=0,957 < 1$, то есть принятое сечение удовлетворяет условиям прочности с запасом прочности в 4,3%, что допустимо.

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_{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:

$$l_{d,y}=1 \times 0,5 \times 534,0=267,0 \text{ см}; i_y=\sqrt{3042/276}=3,32 \text{ см};$$

$$\lambda_y=267,0/3,32=80,4 < \lambda_{max}=120 \text{ (табл. 7.2 [1])};$$

$$k_c=76,95^2/(2 \times 80,4^2)=0,458; k_{inst}=140 \times 0,115^2 \times 1,75/(0,5 \times 5,34 \times 0,24)=5,06,$$

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

$$\text{Тогда } 0,199/(0,458 \times 1,263) + [0,69/(5,06 \times 0,684 \times 1,263)]^2=0,37 < 1,$$

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

П.6.3.2. 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. 2.4. Расчет ведём для самого длинного раскоса ВЖ.

Исходя из предельной гибкости $h=1/z/(0,289 \times \lambda_{max})=4,714/(0,289 \times 150)=0,109$ м. Принимаем сечение раскосов $b \times h=115 \times 120$ мм. Проверяем сечение по формуле (7.11) [1]:

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

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

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

$$l_{d,y}=1 \times 471,4=471,4 \text{ см}; i_y=\sqrt{1521/138,0}=3,32 \text{ см};$$

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

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

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

где $N_d=6,31$ кН – максимальное сжимающее усилие в раскосе ВЖ (табл. 2.4);

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

здесь $f_{c,0,d}=14$ 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]);
 $k_x=0,8$ – переходной коэффициент для пихты, учитывающий породу древесины (табл. 6.6 [1]);
 $k_{под}=1,05$ – коэффициент условий работы для учёта класса условий эксплуатации и класса длительности нагружения (табл. 6.4 [1]);
 $k_h=1$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при $h < 0,5$ м (табл. 6.7 [1]);
 $k_\delta=1,02$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=30$ 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.6.3.3. Подбор сечения нижнего пояса

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

где: $N=62,1$ кН – максимальное усилие в панелях нижнего пояса (табл. 2.4);

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

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

$A_{тр}=62,1 \times 0,95 / (24 \times 0,95) = 2,59$ см². Из условия обеспечения гибкости панелей меньше предельной, принимаем $2 \angle 75 \times 50 \times 6$ (ГОСТ 8510-86*) общей площадью $F=2 \times 7,25=14,5$ см² $> 2,59$ см². 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 $80 \times i_x = 80 \times 1,42 = 113,6$ 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*:
 $i_x=2,38$ см; $I_x=2 \times 40,92=81,84$ см⁴; $W_{x,min}=81,84 / (7,5-2,38)=15,98$ см³.

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

$M=G_d \times l_n^2 / 8 = 1,138 \times 666,7^2 / 8 = 63230$ Н×см= $63,23$ кН×см.

Напряжение в середине второй панели нижнего пояса:

$\sigma = 62,1 / 14,5 + 63,23 / 15,98 = 8,24$ кН/см²= $82,4$ МПа $< R_y \times \gamma_d / \gamma_n = 240 \times 0,95 / 0,95 = 240$ МПа.

Гибкость пояса в вертикальной плоскости:

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

П.6.3.4. Конструирование и расчет узлов

П.6.3.4.1. Опорный узел (рис. 2.7)

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 принята 0,8 см.

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

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

где $f_{см,0,d} = f_{см,0,d} \times k_x \times k_{mod} / \gamma_n = 14 \times 0,8 \times 1,05 / 0,95 = 14,7 \text{ МПа} = 1,238 \text{ кН/см}^2$,

здесь $f_{см,0,d} = 14 \text{ МПа}$ – 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: $l_n = A_{он} / b_n = 55,02 / 11,5 = 4,8 \text{ см}$. Принимаем $l_n = 2 \times h / 3 = 2 \times 24,0 / 3 = 16,0 \text{ см}$. Тогда: $\sigma_{см,0,d} = 68,12 / (11,5 \times 16,0) = 0,37 \text{ кН/см}^2 < f_{см,0,d} = 1,238 \text{ кН/см}^2$.

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 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.

Расчёт ведём по формулам теории упругости, приведенным в [6]. Расчётные пролёты опертой по четырём сторонам плиты (рис. 2.7): $a = 8,4 + 0,8 = 9,2 \text{ см}$, $b = 10,0 + 0,8 = 10,8 \text{ см}$.

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

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

Крайние участки упорной плиты рассмотрим как консоли. Расчёт ведём для полосы шириной 1 см. При $c = 3,4 \text{ см}$ –
 $M_k = \sigma_{см,0,d} \times c^2 / 2 = 0,37 \times 3,4^2 / 2 = 2,14 \text{ кН} \times \text{см}$.

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

$$t_{пл,y} \geq \sqrt{6 \times M_{\max} \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{6 \times 2,14 \times 0,95 / (24 \times 10)} = 0,71 \text{ см},$$

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

Принимаем $t_{пл,y} = 8 \text{ мм}$.

Проверяем общую прочность упорной плиты на изгиб. Расчёт ведём приближенно как расчёт балок таврового сечения (рис. 2.7) пролётом, равным расстоянию между осями вертикальных фасонки $l = 10,0 + 0,8 = 10,8 \text{ см}$.

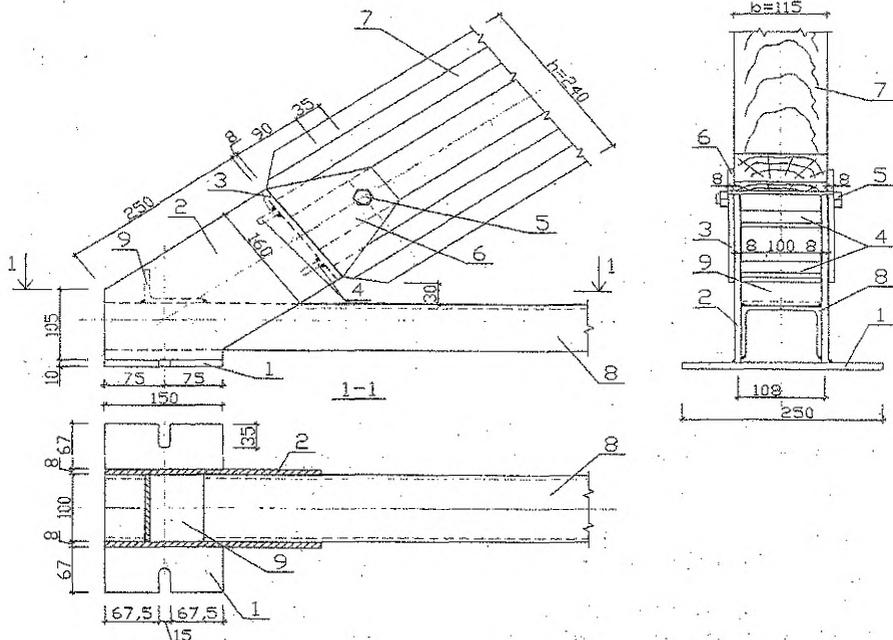
Нагрузка на рассматриваемую полосу плиты: $N = O_1 / 2 = 68,12 / 2 = 34,06 \text{ кН}$, где $O_1 = 68,12 \text{ кН}$ – максимальное сжимающее усилие в опорной панели верхнего пояса (табл. 2.4).

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

Изгибающий момент в балке таврового сечения:

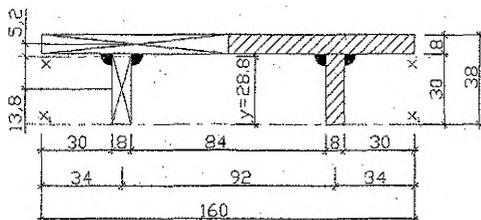
$$M = 34,06 \times 10,8 / 4 - 2,96 \times 10,8^2 / 8 = 48,81 \text{ кН} \times \text{см}.$$

По рис. 2.8 определяем момент сопротивления заштрихованной части сечения:



1 – опорная плита; 2 – вертикальные фанонки сварного башмака; 3 – упорная плита; 4 – рёбра жёсткости упорной плиты; 5 – болт $\varnothing 14$ мм, $l=160$ 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 2.7. Опорный узел фермы



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

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

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

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

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

Рисунок 2.8. Упорная плита башмака с рёбрами жёсткости

$$\sigma = 48,81 / 2,93 = 16,66 \text{ кН/см}^2 = 166,6 \text{ МПа}$$

$$< R_{y \times \gamma_d} / \gamma_{fn} = 240 \times 1,0 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$$

Рассчитываем опорную плиту (рис. 2.7). Полагаем, что опорная плита башмака опирается на брус из такой же древесины, что и ферма. Принимаем размеры опорной плиты $b_{\text{пл}} \times l_{\text{пл}} = 15 \times 25$ см.

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

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

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

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

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

Длина опорной плиты $l_{пл}$ может корректироваться в соответствии с требованиями п. 7.4.

Максимальная опорная реакция фермы:

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

Напряжения смятия под опорной плитой:

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

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

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

Толщину опорной плиты (рис. 2.7) находим из условия изгиба:

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

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

где: $c = 7,1$ см – вылет консоли;

$a = 10,8$ см – пролёт среднего участка.

При ширине расчётной полосы в 1 см находим толщину плиты:

$$t_{пл,оп} \geq \sqrt{6 \times M_{max} \times \gamma_n / (R_y \times \gamma_c)} = \sqrt{6 \times 3,18 \times 0,95 / (24 \times 10)} = 0,87 \text{ см.}$$

Принимаем $t_{пл,оп} = 10$ 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 $R_w = 215$ МПа (табл. 56 [5]). В соответствии с табл. 38* [5] принимаем по обушку катет шва $k_{f,o} = 6$ мм, а по перу $k_{f,n} = 5$ мм. Для выбранных катетов швов при полуавтоматической сварке $\beta_1 = 0,9$ и $\beta_2 = 1,05$ (табл. 34* [5]). Для стали класса С245 $R_{un} = 370$ МПа (табл. 51* [5]) и соответственно $R_{wz} = 0,45 \times R_{un} = 0,45 \times 370 = 166,5$ МПа. Т.к. $R_{wz} \times \beta_2 = 166,5 \times 1,05 = 174,8$ МПа $<$ $R_w \times \beta_1 = 215 \times 0,9 = 193,5$ МПа расчёт ведём по металлу границы сплавления. Тогда, с учётом распределения усилия в первой панели нижнего пояса по перу и обушку (табл. 5.6 [6]), требуемые расчётные длины швов составят:

$$\text{— по перу: } l_{w,n} = 0,32 \times I_1 \times \gamma_n / (R_{wz} \times \beta_2 \times k_{f,n} \times \gamma_c) =$$
$$= 0,32 \times 60,34 \times 0,95 \times 10 / (166,5 \times 1,05 \times 0,5 \times 0,95) = 2,21 \text{ см;}$$

$$\text{— по обушку } l_{w,o} = 0,68 \times I_1 \times \gamma_n / (R_{wz} \times \beta_2 \times k_{f,o} \times \gamma_c) =$$
$$= 0,68 \times 60,34 \times 0,95 \times 10 / (166,5 \times 1,05 \times 0,6 \times 0,95) = 3,91 \text{ см.}$$

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

П.6.3.4.2. Коньковый узел (рис. 2.10)

П.6.3.4.2.1 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.

Расчётную несущую способность одного среза нагеля в двухсрезовом 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]:

$$R_{ld} = \min \left(f_{n,d} \times t_2 \times d \times k_\alpha, f_{n,d} \times d^2 \times (1 + \beta_{n,max}) \times \sqrt{k_\alpha} \right),$$

где $f_{n,d} = 8 \times k_x \times k_{mod} = 8 \times 0,8 \times 1,05 = 6,72$ 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;

$f_{n,d} = 18 \times \sqrt{k_{mod}} \times k_x = 18 \times \sqrt{0,8} \times 1,05 = 16,5$ 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: $R_{ld,1} = 6,72 \times 11,5 \times 1,0 \times 10^{-1} \times 1 = 7,73$ кН,

$$R_{ld,n} = 16,5 \times 1,0^2 \times (1 + 0,6236) \times 10^{-1} \times \sqrt{1} = 2,68 \text{ кН.}$$

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

$$n_{ef} = N_d \times \gamma_n / (R_{ld,min} \times n_s) = 8,29 \times 0,95 / (2,68 \times 2) = 1,47 \text{ шт.},$$

где $N_d = 8,29$ кН – максимальное расчётное усилие в раскосах (табл. 2.4);

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

Таким образом, принимаем количество болтов в соединении $n_n = 2 > n_{ef} = 1,47$, тогда расчётная несущая способность соединения будет равна:

$$R_d = R_{ld,min} \times n_s \times n_n / \gamma_n = 2,68 \times 2 \times 2 / 0,95 = 11,28 \text{ кН} > N_d = 8,29 \text{ кН.}$$

Запас прочности составит: $[(11,28 - 8,29) / 11,28] \times 100\% = 36,2\% > 15\%$, однако, изменение диаметра болта приводит к увеличению запаса прочности.

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

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

$$\sigma = N_{max,+} / A_n = 8,29 / 10,08 = 0,82 \text{ кН/см}^2 = 8,2 \text{ МПа} <$$

$$< R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,05 / 1,0 = 252,0 \text{ МПа.}$$

Также проверим устойчивость стальных пластинок-наконечников из плоскости фермы между точками их закрепления узловым болтом и нагелями (рис. 2.10):

$$N_{max,-} = D_2 = 6,31 \text{ кН}; l_p = 35 \text{ см.}$$

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

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

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

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:

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

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

П.6.3.4.2 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. 2.9). 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

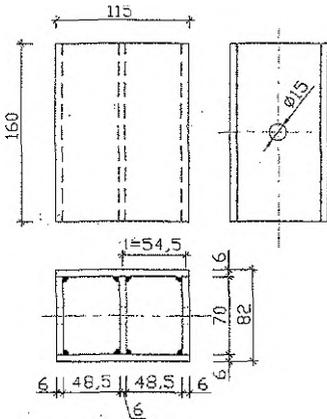


Рисунок 2.9. Сварной вкладыш конькового узла

Изгибающий момент в узловом болте:

$$M_6 = N_r \times e / 2 = 9,81 \times 1,1 / 2 = 5,40 \text{ кН} \times \text{см},$$

где $e = 0,8 + 0,3 = 1,1$ см – эксцентриситет приложения усилия N_r (рис. 2.10).

В узлах верхнего пояса для восприятия монтажных усилий ставим симметричные деревянные накладки (рис. 2.10). Суммарная площадь поперечного сечения накладок должна быть не менее площади поперечного сечения верхнего пояса фермы.

Диаметр болта определяем по формуле: $d = \sqrt[3]{M_6 \times \gamma_n / (0,1 \times R_y \times \gamma_c)}$
 $= \sqrt[3]{5,4 \times 0,95 / (0,1 \times 24 \times 1,0)} = 1,29$ см.

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

$l = 4,85 + 0,6 = 5,45$ см (см. рис. 2.9). Максимальный изгибающий момент:

$$M_{\max} = \sigma_{cm,0,d} \times l^2 / 8 = 0,37 \times 5,45^2 / 8 = 1,37 \text{ кН} \times \text{см}.$$

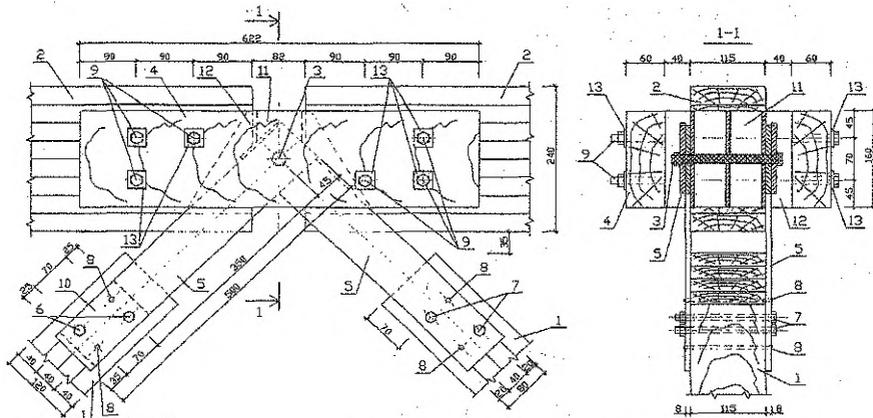
$$\text{Тогда: } \sigma = M_{\max} / W = 1,37 / 0,06 = 22,90 \text{ кН} / \text{см}^2 = 229,0 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c / \gamma_n = 240 \times 1,0 / 0,95 = 252,6 \text{ МПа}.$$

Рассчитываем узловой болт, к которому крепятся раскосы, на изгиб от равнодействующей усилий в раскосах, которую определяем аналитически по теореме косинусов. Из табл. 2.4 выбираем при действии на ферму снеговой нагрузки, распределённой по треугольнику на половине пролёта: $D_2 = 8,29$ кН, $D_3 = -5,25$ кН.

$$\text{Тогда } N_r = \sqrt{D_2^2 + D_3^2} - 2 \times |D_2| \times |D_3| \times \cos(\beta) =$$

$$= \sqrt{8,29^2 + 5,25^2} = 9,81 \text{ кН},$$

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



1 – раскос; 2 – верхний пояс фермы; 3 – узловой болт $\varnothing 14$ мм, $l = 170$ мм; 4 – накладки $100 \times 160 \times 622$ мм; 5 – пластины-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, $l = 150$ 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 2.10. Коньковый узел фермы

П.6.3.4.3. Нижний промежуточный узел (рис. 2.11)

В узле нижнего пояса (рис. 2.11) уголки прерываются и перекрываются пластинами. В центре пластины просверлено отверстие для узлового болта. Исходя из условия размещения сварных швов, прикрепляющих уголки к пластинам, ширину последних назначаем 11,0 см.

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

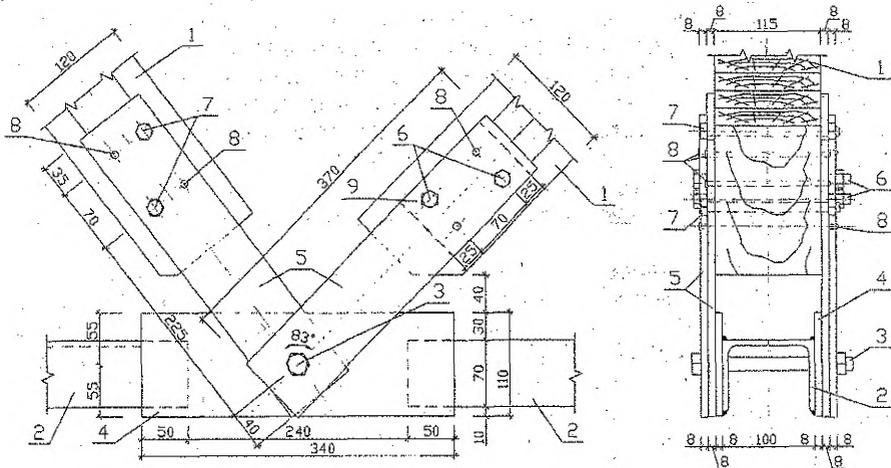
$$d_{0,5} = 1,5 \text{ см}; N_{\max} = I_2 = 62,10 \text{ кН (табл. 2.4); } A_n = 2 \times t_{п.п.} \times (11,0 - 1,5) = 19 \times t_{п.п.} \text{ см}^2;$$

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

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

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.



1 – раскос; 2 – нижний пояс фермы (2 \angle 75 \times 50 \times 6); 3 – узловой болт \varnothing 14 мм, $l=170$ мм; 4 – передаточная пластина 340 \times 110 \times 8 мм; 5 – пластинки-наконечники 370 \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, $l=150$ мм; 9 – подкладка 120 \times 80 \times 8 мм.

Рисунок 2.11. Нижний промежуточный узел фермы

Максимальная разность усилий в смежных панелях нижнего пояса возникает при односторонней снеговой нагрузке, распределённой по треугольнику, и равна: $\Delta I = 21,13 + 27,55 - 21,75 - 16,50 = 10,43 \text{ кН}$ (см. табл. 2.4).

Равнодействующую усилий в раскосах определяем аналитически по теореме косинусов. Из таблицы 2.4 выбираем при действии на ферму снеговой нагрузки, распределённой по треугольнику на половине пролёта: $D_2 = 8,29 \text{ кН}$, $D_1 = -7,44 \text{ кН}$.

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

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

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

Изгибающий момент в узловом болте:

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

где $e = 0,8 + 0,4 = 1,2$ см – эксцентриситет приложения усилия N_f (рис. 2.11).

$$\text{Диаметр болта определяем по формуле: } d = \sqrt[3]{M_b \times \gamma_n / (0,1 \times R_y \times \gamma_c)} = \sqrt[3]{6,26 \times 0,95 / (0,1 \times 24 \times 10)} = 1,35 \text{ см}.$$

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

Прочность на растяжение стальных пластинок-наконечников, ослабленных отверстиями под болты и гвозди проверялась в п.2.3.4.2.1.

3. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ И ПОДБОР СЕЧЕНИЯ КОЛОННЫ

Расчетная схема поперечника здания представляет собой однажды статически неопределимую раму с жестко защемленными 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 курсовом проекте 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 $C_{e3} = -0,5$ 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). 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 $\lambda_{\text{max}} = 120$ (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 40 мм с учетом острожки по пласти 2,5...3 мм и по кромкам 5 мм. Проверка принятого сечения колонны производится как сжатого-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_n (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 непосредственно на фундамент через торец колонны. Расчет анкерных болтов и их крепления к колонне производится на максимальное растягивающее усилие.

Пример 7

По исходным примеров 5 и 6 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.

П.7.1. 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:

$$F_d^{пок} = G_d \times B \times l / 2 = 0,452 \times 3,2 \times 20 / 2 = 14,46 \text{ кН,}$$

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 $h_p = 8,3$ см, принятая равной расчетной нагрузке от покрытия (см. п. П.6.2);

$G_k^{кр} = 0,10$ 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:

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

Тогда расчетное давление от собственной массы колонны:

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

где $\rho = 500$ 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:

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

где $Q_{d,s}=0,84 \text{ кН/м}^2$ – расчетная снеговая нагрузка на 1 м^2 плана покрытия при равномерном распределении по всему пролету (см. п. П.6.2).

П.7.2. 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):

— 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 (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 от высоты колонны) (табл. 6 [2]);

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

Определяем расчетную распределенную нагрузку с подветренной стороны (отсос):

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

— 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 $c_{e3}=-0,5$ – 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 :

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

Угол φ_2 :

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

Угол φ_1 : $\varphi_1=\varphi/2-\varphi_2=36,84^\circ-19,93^\circ=16,91^\circ$,

где $r=16,68$ м – радиус очертания оси верхнего пояса фермы (см. п. 6.1).

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

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

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

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:

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

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 (табл.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 (табл.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 прил. 4 [2]);
 $\cos(\alpha_1) = 0,475$, $\cos(\alpha_2) = 0,173$.

То же, с подветренной стороны:

$$Q'_{d,w,3} = W_0 \times k_1 \times c_{e1} \times \gamma_f \times l_1 \times B \times \cos(\alpha_1) + W_0 \times k_2 \times c_{e2} \times \gamma_f \times l_2 \times B \times \cos(\alpha_2) =$$

$$= 0,48 \times 0,653 \times (-0,4) \times 1,4 \times 4,92 \times 3,2 \times 0,475 + 0,48 \times 0,687 \times (-0,867) \times 1,4 \times 5,80 \times 3,2 \times 0,173 = -1,31 - 1,29 = -2,60 \text{ кН},$$

где $c_e = -0,4$ – аэродинамический коэффициент (схема 3 прил. 4 [2]).

П.7.3. Статический расчет рамы

Поскольку рама является одним рая статически неопределимой системой, то определяем значение лишнего неизвестного, которым является продольное усилие в ригеле “F_X”. Расчет выполняем для каждого вида загрузки:

— 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 (рис. 3.1.6); (при $H < 5$ принять $P = H$)

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

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

— 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:

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

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

здесь $e = 0,5 \times (h_p + h) = 0,5 \times (0,083 + 0,75) = 0,417$ м – расстояние между серединой колонны и стенового ограждения, толщина стенового ограждения принята равной высоте сечения деревянной составляющей покрытия (высоте сечения клефанерной плите).

В дипломном проектировании принимается реальная толщина стенового ограждения.

Примем, что положительное значение неизвестного “F_X” направлено от узлов рамы (на рис. 3.1.6 показано сплошной линией), а изгибающего момента – по часовой стрелке.

Определим изгибающие моменты в заделке рамы.

Для левой колонны:

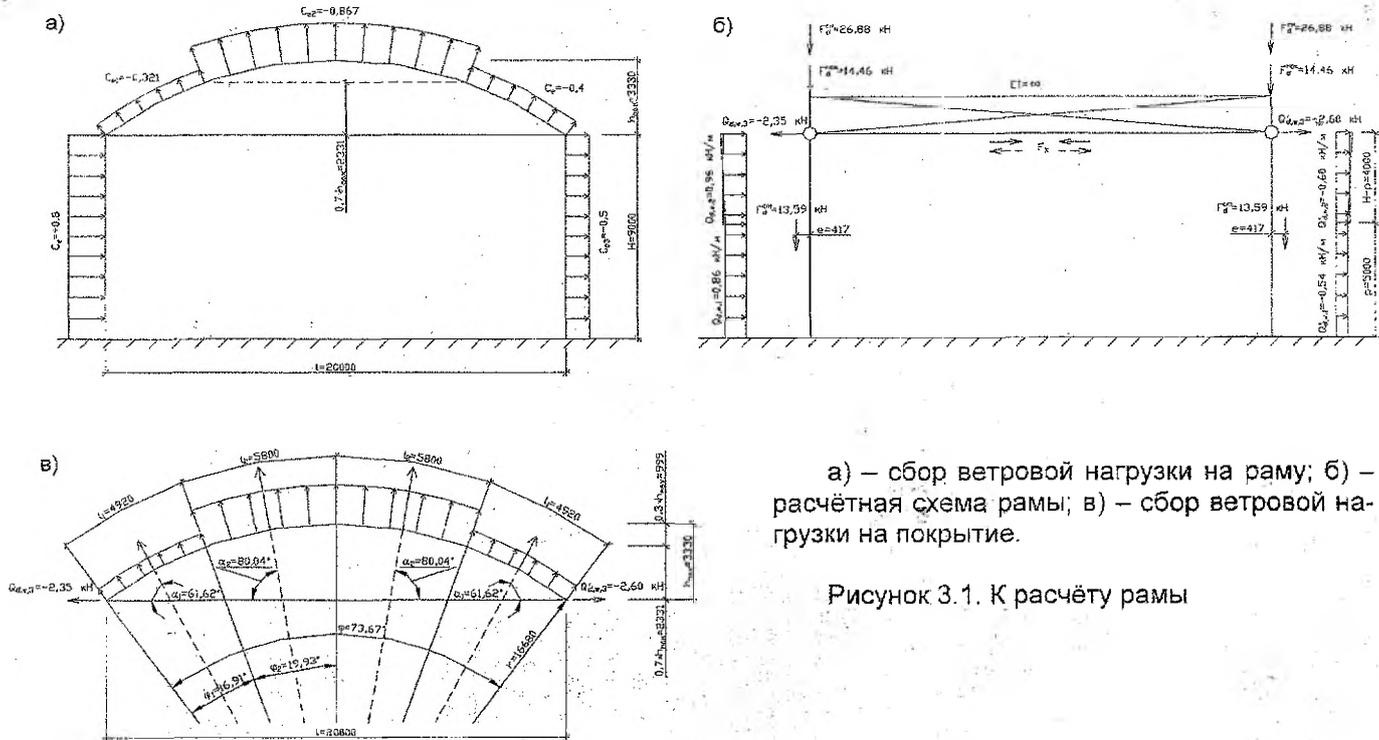
$$M_{dlr} = [(Q_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q'_{d,w,1} \times p^2 / 2 + Q_{d,w,2} \times [(H-p) \times (H+p) / 2] \times \psi_2 + F_{X,cr} \times H + M_{cr}] =$$

$$= [(-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 9,0 + 0,86 \times 5^2 / 2 + 0,96 \times [(9,0 - 5) \times (9,0 + 5) / 2] \times 0,9 + 0,71 \times 9,0 - 5,66] = 30,88 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Для правой колонны:

$$M_{dpr} = [(Q'_{d,w,3} + F_{X,w,1} + F_{X,w,2} + F_{X,w,3}) \times H + Q'_{d,w,1} \times p^2 / 2 + Q'_{d,w,2} \times [(H-p) \times (H+p) / 2] \times \psi_2 + F_{X,cr} \times H + M_{cr}] =$$

$$= [(2,60 + 0,11 + 0,49 - 2,48) \times 9,0 + 0,54 \times 5^2 / 2 + 0,60 \times [(9,0 - 5) \times (9,0 + 5) / 2] \times 0,9 - 0,71 \times 9,0 + 5,66] = 26,40 \text{ кН} \times \text{м}.$$



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

Рисунок 3.1. К расчёту рамы

Поперечная сила в заделке:

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

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

Расчетные усилия:

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

$$N_d=F_d^{\text{пок}}+F_d^{\text{ст}}+F_d^{\text{кол}}+F_d^{\text{сн}}\times\psi_2=14,46+13,59+7,05+26,88\times 0,9=59,29 \text{ кН},$$

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

П.7.4. Подбор сечения колонны

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

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

где $h_{об}\geq B/(0,289\times\lambda_{\text{max}})=320/(0,289\times 200)=5,54$ 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 $B=3,2$ м – шаг несущих конструкций;

$\lambda_{\text{max}}=200$ – 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 учётом установки распорки по середине высоты колонны.

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

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

$\lambda_{\text{max}}=120$ – 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:

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

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 – предварительно принятый диаметр отверстия под болт, крепящий ферму к колонне.

Если $l_{пл}<l_{пл, \text{min}}$, то надо произвести повторный расчёт опорной плиты в соответствии с п. П.6.3.4.1.

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

Геометрические характеристики сечения:

$$A_d=14,0\times 57,6=806,4 \text{ см}^2, \quad W_d=14,0\times 57,6^2/6=7741 \text{ см}^3,$$

$$I_{z, \text{sup}}=14,0\times 57,6^3/12=223000 \text{ см}^4, \quad I_{y, \text{sup}}=57,6\times 14,0^3/12=13170 \text{ см}^4.$$

Проверим сечение сжато-изогнутого элемента по формуле (7.31) [1] (см. п. 6.3.1).

Таким образом: $l_{d,z} = \mu_{0,z} \times l_z = 2,2 \times 892,5 = 1963,5$ см,
 где $\mu_{0,z} = 2,2$ – при одном защемленном и втором свободном конце
 стержня (табл. 7.1 [1]).

$$i_z = \sqrt{223000/806,4} = 16,63 \text{ см};$$

$$\lambda_z = 1963,5/16,6 = 118,3 < \lambda_{\max} = 120 \text{ (табл. 7.2 [1])};$$

$$\lambda_{\text{rel}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 300 \times f_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}} = 76,95; k_c = 76,95^2 / (2 \times 118,3^2) = 0,212;$$

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,d} \times k_{\alpha} \times k_{\text{mod}} \times k_{\text{p}} \times k_{\delta} / \gamma_n = 15 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,97 \times 0,98 / 0,95 =$$

$$= 14,41 \text{ МПа} = 1,441 \text{ кН/см}^2,$$

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]);

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

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

$k_{\text{p}} = 0,97$ – коэффициент, учитывающий высоту сечения, при
 $h = 0,576$ м $> 0,5$ м (табл. 6.7 [1]);

$k_{\delta} = 0,98$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 36$
 мм (табл. 6.8 [1]).

$$\sigma_{c,0,d} = 59,29/806,4 = 0,074 \text{ кН/см}^2; \quad \sigma_{m,d} = 3088/7741 = 0,399 \text{ кН/см}^2;$$

$$f_{m,d} = f_{c,0,d} = 1,441 \text{ кН/см}^2 \text{ согласно п. 6.1.4 [1];}$$

$$k_{m,c} = 1 - 0,074 / (0,212 \times 1,441) = 0,759;$$

$$0,074 / 1,441 + 0,399 / (0,759 \times 1,441) = 0,42 < 1, \text{ то есть принятое сечение}$$

удовлетворяет условиям прочности.
 Как видно из расчёта на прочность недонапряжение составляет 58%,
 однако уменьшение высоты сечения по условию предельной гибкости
 невозможно.

Проверим принятое сечение на устойчивость плоской формы де-
 формирования по формуле (7.35) [1] (см. п. 6.3.1).

Исходя из предположения, что связи, уменьшающие расчётную дли-
 ну колонн из плоскости изгиба, ставятся по середине их высот:

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

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

$$i_y = \sqrt{13170/806,4} = 4,04 \text{ см};$$

$$\lambda_y = 446,2/4,04 = 110,6 < \lambda_{\max} = 120 \text{ (табл. 16 [3])};$$

$$k_c = 76,95^2 / (2 \times 110,6^2) = 0,242;$$

$$k_{\text{inst}} = 140 \times 0,14^2 \times 1,64 / (0,5 \times 892,5 \times 0,576) = 1,75,$$

где $k_{\alpha} = 1,75 - 0,75 \times \alpha = 1,75 - 0,75 \times 0,143 = 1,64$ принято по табл. 7.4 [1] для
 трапециидальной формы эпюры моментов при свободной рас-
 тянутой кромке для нижней половины колонны.

здесь $\alpha = 4,4/30,88 = 0,143$ при моменте в опорном сечении $M_{d,оп} = 30,88$
 кН×м (см. п. 3.3) и моменте по середине высоты колонны в
 той же стойке:

$$M_{d,c} = [(-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 4,5 + 0,86 \times 0,5^2 / 2 + 0,96 \times 4 \times 2,5] \times$$

$$\times 0,9 + 0,71 \times 4,5 - 5,66 = 4,40 \text{ кН×м}.$$

Таким образом:

$$0,074 / (0,242 \times 1,441) + [0,399 / (1,75 \times 0,759 \times 1,441)]^2 = 0,25 < 1,$$

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

Т.е. устойчивость плоской формы деформирования колонны обеспечена.

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

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

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

здесь $V_d = V_d / k_{m,c} = 7,63 / 0,759 = 10,05$ 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;

$$f_{v,0,d} = f_{v,0,d} \times k_x \times k_{mod} \times k_8 / \gamma_n = 1,5 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,98 / 0,95 = 1,49 \text{ МПа},$$

здесь: $f_{v,0,d} = 1,5$ МПа – расчётное сопротивление сосны 2-го сорта скалыванию вдоль волокон при изгибе клееных элементов (табл. 6.5 [1]);

$k_x = 0,8$ – 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]);

$k_8 = 0,98$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta = 36$ мм (табл. 6.8 [1]).

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

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

т.е. условие выполнено.

П.7.5. 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]):

$$N_d = (F_d^{rok} + F_d^{ct} + F_d^{kol}) \times \gamma_f / \gamma_{f,sp} = (14,46 + 13,59 + 7,05) \times 0,9 / 1,1 = 28,72 \text{ кН},$$

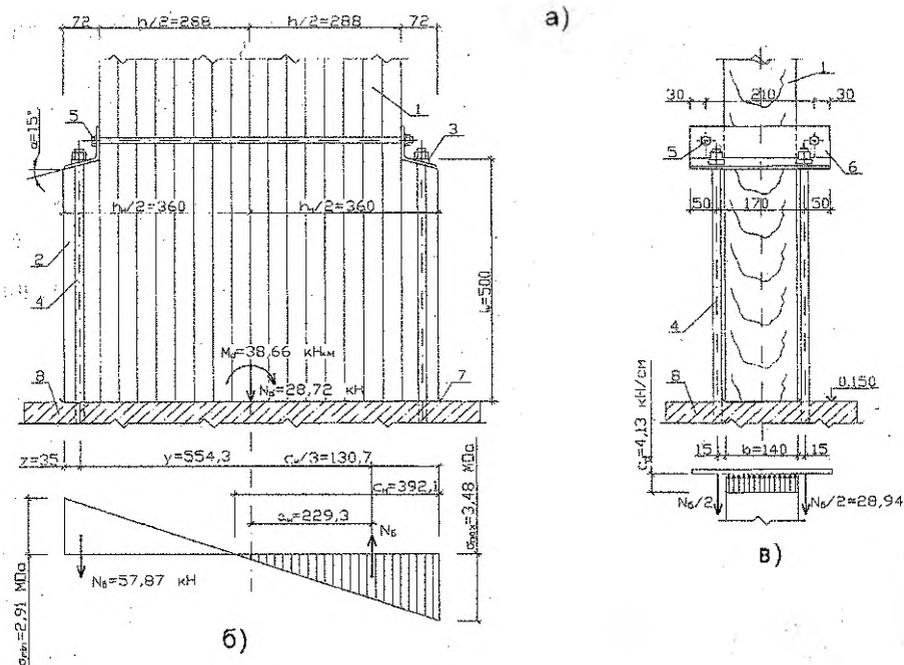
$$M_d = (Q_{d,w,3} + F_{x,w,1} + F_{x,w,2} + F_{x,w,3}) \times H + Q_{d,w,1} \times p^2 / 2 + Q_{d,w,2} \times (H-p) \times (H+p) / 2 + F_{x,ct} \times H \times \gamma_f / \gamma_{f,sp} + M_{ct} \times \gamma_f / \gamma_{f,sp} = (-2,35 - 0,11 - 0,49 + 2,48) \times 9,0 + 0,86 \times 5^2 / 2 + 0,96 \times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

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

$$\sigma_{c,0,d} = 28,72 / 806,4 = 0,036 \text{ кН/см}^2; \quad k_{m,c} = 1 - 0,036 / (0,212 \times 1,441) = 0,882;$$

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

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:



а) – крепление колонны к фундаменту;
 1–колонна; 2–бобышки; 3–косые шайбы; 4–анкерные болты $\varnothing 16$ мм;
 5–болты $\varnothing 12$ мм; 7–гидроизоляция; 8–тяжёлый бетон класса В^{8/10};
 б) – эпюра напряжений на поверхности фундамента;
 6–траверса ($\angle 70 \times 6$);
 в) – расчётная схема траверсы;
 Рисунок 3.2. К расчёту базы колонны

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

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

Для фундамента принимаем бетон класса С^{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]:

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

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:

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

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

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

где $z=3,5$ см – принятое расстояние от края колонны до оси анкерного болта (рис. 3.2.а).

Расстояние z ориентировочно принимается равным половине толщины бобышек.

Находим усилие в анкерных болтах:

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

Требуемая площадь сечения анкерного болта:

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

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

$R_{ba}=185 \text{ МПа}=18,5 \text{ кН/см}^2$ – расчётное сопротивление растяжению анкерных болтов из стали марки ВСт3кп2 по ГОСТ 535-88 (табл. 60* [5]).

Принимаем болты диаметром 16 мм с расчётной площадью поперечного сечения $A_{bn}=1,57 \text{ см}^2$ [ГОСТ 24379.0-80].

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

Изгибающий момент:

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

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

Напряжения изгиба:

$$\sigma=M \times \gamma_n \times (b_v - z_0)/I_x=144,7 \times 0,95 \times (7,0 - 1,94)/37,6=18,5 \text{ кН/см}^2=$$

$$=185,0 \text{ МПа} < R_y \times \gamma_c=240 \times 1,1=264 \text{ МПа,}$$

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

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

Проверяем прочность клевого шва от действия усилия N_6 согласно указаниям п. 9.3.5 [1]. Для этого определяем расчётную несущую способность клевого шва на скалывание по формуле (9.3) [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 формуле (9.4) [1]:

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

$$\text{здесь } f_{v,0,d}=f_{v,0,d} \times k_x \times k_{mod} \times k_s/\gamma_n=2,1 \times 0,8 \times 1,2 \times 0,98/0,95=$$

$$=2,08 \text{ МПа}=0,208 \text{ кН/см}^2,$$

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

$k_x=0,8$ – 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]);

$k_s=0,98$ – коэффициент, учитывающий толщину слоя, при $\delta=36$ мм (табл. 6.8 [1]).

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

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

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

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

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

Т.к. $N_6=57,87 \text{ кН} < R_{v,d}=130,9 \text{ кН}$, то прочность клевого шва обеспечена.

Приложение А (справочное)

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
		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	-0,12511	0	-0,05697	-0,02849	0,23074
	D_2	0,12611	0	0,05697	0,02849	0,23074

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

Длины элементов и координаты узлов находятся в результате умножения коэффициентов на пролет фермы $L=\beta \times l$

Таблица А.1.2 Координаты узлов фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/6 \times l$ с числом панелей верхнего пояса равным 3

№ узла	1	2	3	4	5
X	0	0,32262	0,67738	1	0,5
Y	0	0,14757	0,14757	0	0

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
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O_1	-0,62822	-0,99812	-0,23941	-0,30105	0,4361
	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

Таблица А.2.2 Координаты узлов фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/7 \times l$ с числом панелей верхнего пояса равным 3

№ узла	1	2	3	4	5
X	0	0,32541	0,67459	1	0,5
Y	0	0,11800	0,11800	0	0

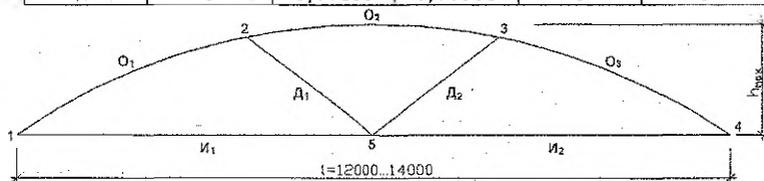


Рисунок А.1. Схема сегментной фермы с числом панелей верхнего пояса равным 3

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
		на //2	на l	на //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	I ₁	0,49012	0,72874	0,19215	0,22875	0,3333
	I ₂	0,37502	0,75004	0,11504	0,17256	0,3333
	I ₃	0,23862	0,72874	0,07320	0,16928	0,3333
Решетка	D ₁	-0,08200	0,01517	-0,05493	-0,04002	0,1570
	D ₂	0,09137	-0,01688	0,06121	0,04460	0,2357
	D ₃	-0,10825	-0,01688	-0,03321	-0,00260	0,2357
	D ₄	0,09717	0,01517	0,02981	0,00234	0,1570

Таблица А.3.2 Координаты узлов фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/6 \times l$ с числом панелей верхнего пояса равным 4

№ узла	1	2	3	4	5	6	7
X	0	0,23648	0,5	0,76352	1	0,33333	0,66667
Y	0	0,12389	0,16667	0,12389	0	0	0

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
		на //2	на l	на //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	I ₁	0,57495	0,85678	0,19444	0,22731	0,3333
	I ₂	0,43753	0,87506	0,10207	0,15311	0,3333
	I ₃	0,28183	0,85678	0,06574	0,16296	0,3333
Решетка	D ₁	-0,08943	0,01189	-0,06012	-0,04830	0,14157
	D ₂	0,10334	-0,01373	0,06946	0,05580	0,21951
	D ₃	-0,11707	-0,01373	-0,02731	-0,00742	0,21951
	D ₄	0,10132	0,01189	0,02364	0,00642	0,14157

Таблица А.4.2 Координаты узлов фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/7 \times l$ с числом панелей верхнего пояса равным 4

№ узла	1	2	3	4	5	6	7
X	0	0,24	0,5	0,76	1	0,33333	0,66667
Y	0	0,10645	0,14286	0,10645	0	0	0

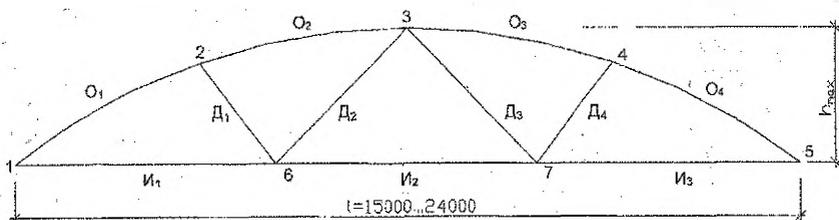


Рисунок А.2. Схема сегментной фермы с числом панелей верхнего пояса равным 4

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
		на //2	на l	на //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	I ₁	0,49836	0,71934	0,22416	0,26099	0,25
	I ₂	0,43908	0,74661	0,15575	0,20701	0,25
	I ₃	0,30753	0,74661	0,10251	0,18039	0,25
	I 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.5.2 Координаты узлов фермы пролетом l и высотой $h_{\max} = 1/6 \times l$ с числом панелей верхнего пояса равным 5

№ узла	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X	0	0,18618	0,39305	0,60695	0,81332	1	0,25	0,5	0,75
Y	0	0,10532	0,15977	0,15977	0,10532	0	0	0	0

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
		на $l/2$	на l	на $l/2$	на l	
Верхний пояс	O ₁	-0,65037	-0,94059	-0,32895	-0,39385	0,21027
	O ₂	-0,57205	-0,87953	-0,27931	-0,34807	0,21027
	O ₃	-0,39817	-0,79634	-0,19733	-0,29600	0,21027
	O ₄	-0,30748	-0,87953	-0,13753	-0,27719	0,21027
	O ₅	-0,29022	-0,94059	-0,12981	-0,29429	0,21027
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

Таблица А.6.2 Координаты узлов фермы пролетом l и высотой $h_{\max}=1/7 \times l$ с числом панелей верхнего пояса равным 5

№ узла	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X	0	0,18977	0,39486	0,60514	0,81023	1	0,25	0,5	0,75
Y	0	0,09057	0,13700	0,13700	0,09057	0	0	0	0

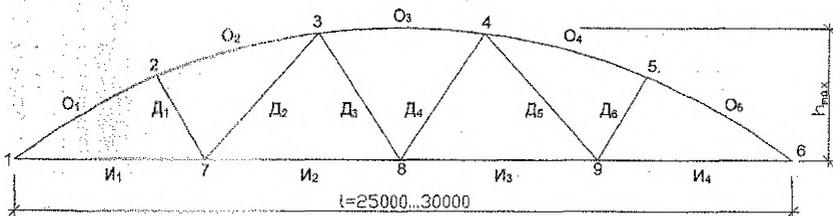


Рисунок А.3. Схема сегментной фермы с числом панелей верхнего пояса равным 5

Приложение Б (рекомендуемое)

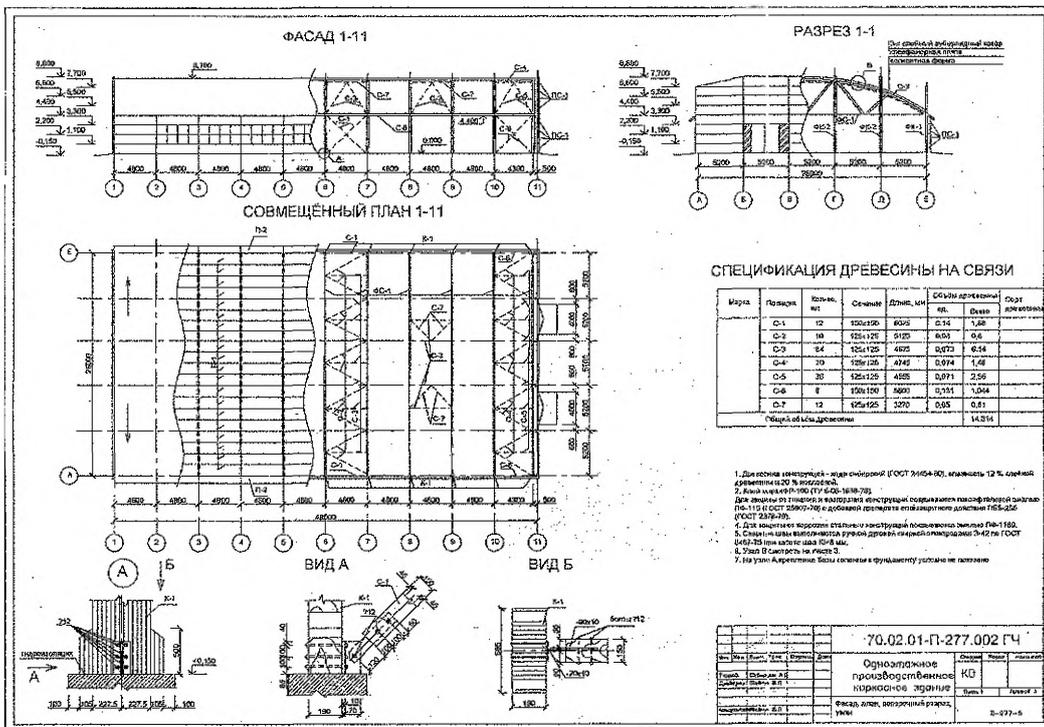


Рисунок Б.1. Примерная компоновка первого листа графической части

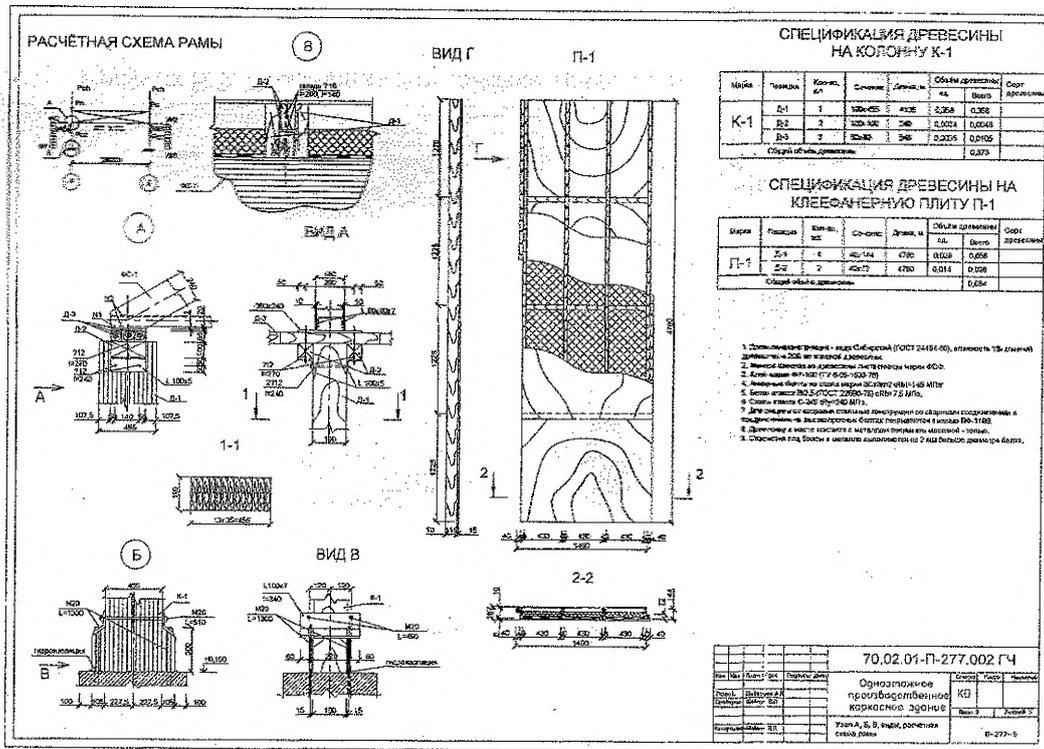


Рисунок Б.2. Примерная компоновка второго листа графической части

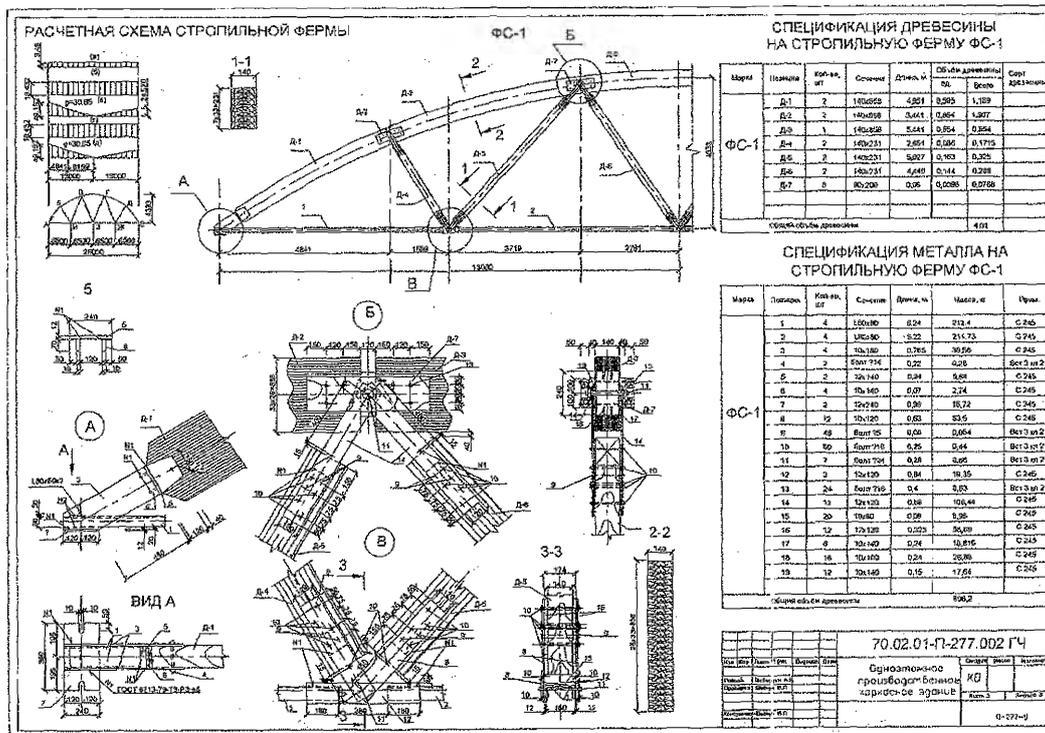


Рисунок Б.3. Примерная компоновка третьего листа графической части

Список использованной литературы

1. СНБ 5.05.01-2000. Деревянные конструкции / Минстройархитектуры РБ.-Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2001. – 72 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. – М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 36 с.
3. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд.10 "Прогибы и перемещения")/ Госстрой СССР.–М.: ЦНИТП Госстроя СССР, 1989. – 8 с.
4. Методические указания по курсовому проектированию по дисциплине "Конструкции из дерева и пластмасс" для студентов специальности Т.19.01 / Брест,1999. – 56 с.
5. СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
6. Расчёт стальных конструкций: Справ. пособие / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладыженский, В.М. Клыков. – 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. – 2-е изд., перераб. и доп. Киев – Донецк: Вища школа, Головное изд-во, 1979. – 272 с.
8. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции / Минстройархитектуры РБ.-Мн.: РУП «Минсктиппроект», 2003. – 139 с.
9. СТ БГТУ 01-2002. Стандарт Университета / УО «БГТУ».–Брест: 2002. – 48 с.
10. Белевич В.Б. Кровельные работы: Учеб. для проф. учеб. заведений. – 3-е изд., перераб. и доп. – М: Выш. школа; Изд. центр «Академия», 2000. – 400 с.

Учебное издание

Составители: Жук Василий Васильевич
Черноиван Николай Вячеславович

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

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

Ответственный за выпуск: Черноиван Н.В.

Редактор: Строкач Т.В.

Корректор: Никитчик Е.В.

Подписано к печати 10.09.2005 г. Формат 60x84 ¹/₁₆. Бумага писчая. Усл. печ. л. 3,3. Уч. изд. л. 3,5. Заказ № 912. Тираж 200 экз. Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный технический университет». 224017, Брест, ул. Московская, 267.