

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ  
БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ  
Кафедра строительных конструкций

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ  
по курсовому проектированию по дисциплине  
**«КОНСТРУКЦИИ ИЗ ДЕРЕВА  
И ПЛАСТМАСС»**

для студентов специальности Т.19.01  
«Промышленное и гражданское строительство»  
заочной и дневной формы обучения.

Брест 1999

Методические указания составлены в соответствии с типовой программой курса "Конструкции из дерева и пластмасс" для специальности Т.19.01 "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 покрытия здания с применением древесины и пластмасс, приводятся примеры расчета дощатого настила под теплое и холодное покрытие, расчета прогонов и клефанерных панелей, сегментной дерево-пластмассовой фермы. В методических указаниях приведена номограмма для расчета настила и таблицы для определения усилий в элементах фермы, необходимые для расчета рассматриваемых конструкций, прочностные и упругие характеристики материалов.

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

# 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 чернилами или шариковой ручкой.

Графическая часть выполняется на трех листах (формат А-2), которые содержат чертеж фермы, опорный и два промежуточных узла фермы; чертеж колонны; узлы сопряжения фермы с колонной и колонны с фундаментом; чертеж ограждающей конструкции; схему связей; спецификацию древесины и других материалов на все конструкции; примечания. Для пролетов 24-30 м разре-

шается вычерчивать половину фермы (обрубная чертёж за осью симметрии). Все чертежи выполняются в карандаше в соответствии с ВСКД.

## II. 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  $g_{с.м.}^n$  в зависимости от ее типа, пролета  $l$ , постоянной  $S^n$  и нормативных нагрузок производят по формуле

$$g_{с.м.}^n = \frac{g^n + S^n}{1000/(k_{с.м.} l) - 1} \quad (2.1)$$

Значения  $k_{с.м.}$  приведены на рис. 2.1.

Плотность древесины при определении собственной массы конструкций зависит от ее породы и условий эксплуатации и принимается по приложению 3 [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. 3 [1]. Расчетные сопротивления других пород устанавливаются путем умножения величин расчетных сопротивлений, приведенных в табл. 3 [1], на переходные коэффициенты  $m_n$ , указанные в табл. 4 [1]. Расчетные сопротивления умножают на значение коэффи-

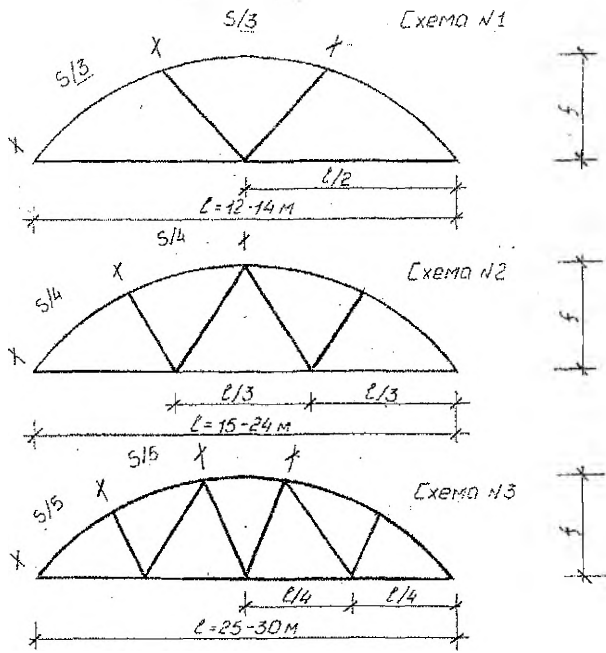


Рис. 2.1. Схемы сегментных ферм  
 $s/L = 1/6 \div 1/7$ ;  $K_{с.м} = 2.5 \div 3.0$ .

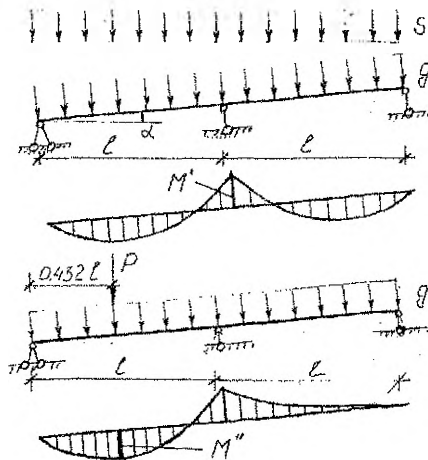


Рис. 2.2. Расчётная схема настила.

циента  $m_b$  (табл. 5 [1]) в зависимости от условий эксплуатации и на коэффициенты условий работы согласно п.3.2 [1].

Модуль упругости древесины независимо от породы принимается равным: вдоль волокон  $E = 10^4$  МПа; поперек волокон  $E = 400$  МПа; модуль упругости фанеры — по табл. 11 [1]. Модуль упругости древесины и фанеры для конструкций, находящихся в различных условиях эксплуатации, следует определять умножением их величин на коэффициент  $m_b$ .

При проектировании конструкций класс ответственности зданий и сооружений учитывают коэффициентом надежности по назначению  $\gamma_n$ :

класса I — I, класса II — 0,95; класса III — 0,9.

При расчете конструкций расчетные сопротивления и модуль упругости материала следует делить на коэффициент  $\gamma_n$ .

## **2.2. Конструирование и расчет настилов**

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  $30^\circ \dots 45^\circ$  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 брускам.

В отапливаемых зданиях для укладки утеплителя применяют одинарный настил. Доски по ширине соединяют впритык, 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 двух пролетов.

## 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.6.14 [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 умножением последнего на коэффициент надежности  $\gamma_f = 1,2$  (расчет только на прочность).

При сплошном 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.2.2.

Изгибающие моменты и прогибы:

$$M_1 = \frac{(g + s) \cdot l^2}{8} \quad (2.2)$$

$$M_2 = 0.07 \cdot g \cdot l^2 + 0.207 \cdot P \cdot l \quad (2.3)$$

$$f = \frac{213 \cdot (g'' + s'') \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq f_u \quad (2.4)$$

Прочность проверяют по формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_u \quad (2.5)$$

Принимают расчетное сопротивление изгибу для древесины сосны третьего сорта  $R = 13$  МПа (табл. 3 [1]), значение предельного прогиба  $f_u$  — табл. 21 [3].

Для расчета по второму сочетанию нагрузок принимают  $R_u = 13 \cdot m_n = 13 \times 1.2 = 15,6$  МПа.

### Пример 1

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под неутепленную трехслойную рубероидную кровлю по сегментным фермам пролетом  $l=18$  м, установленным с шагом  $b = 6$  м для здания с температурно-влажностными условиями эксплуатации Б2 в г. Перми.

Класс ответственности здания - III. Древесина — сосна.

Для холодной кровли по прогонам принимаем двойной настил, состоящий из защитного слоя досок толщиной 16 мм, шириной 100 мм и рабочего слоя из досок шириной 125 мм, толщиной 25 мм, уложенных с зазором 100 мм. Принимаем шаг прогонов равным 1,5 м.

Нагрузки на настил вычисляем в табличной форме.

### Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> двойного настила

Таблица 2.1.

Наименование нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>	Коэф. надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, кН/м <sup>2</sup>
Рубероидная кровля	0.1	1.3	0.13
Защитный настил 0.016 x 500 / 100 *	0.08	1.1	0.088
Рабочий настил 0.125x0.025x500x[(1/(0.125+0.1))/100]	0.07	1.1	0.077
ИТОГО:	$g^H = 0.25$		$g = 0.295$

в таблице 2.1:

100\* — коэффициент для определения нагрузки в кН



Для города Перми  $S_0 = 2$  кПа. Согласно п.5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия

$$S'' = S_0 \cdot \mu_1 = 2 \times 0,75 \times 1 = 1,5 \text{ кПа,}$$

где  $\mu_1 = 1 / (8 \cdot f) = 18 / (8 \times 3) = 0,75$  - коэффициент, учитывающий форму покрытия (прил.3, схема 2[2]);

$$f = 1/6 \cdot l = 3 \text{ м - высота фермы.}$$

При  $g'' / S_0 = 0,25/2 = 0,125 < 0,8$  коэффициент надежности для снеговой нагрузки  $\gamma_f = 1,6$ .

$$\text{Тогда } S = S'' \cdot \gamma_f = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ кПа.}$$

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

Нагрузки на 1 пог.м. расчетной полосы равны:

$$q'' = (g'' + S'') \cdot b = (0,25 + 1,5) \times 1 = 1,75 \text{ кН/м;}$$

$$q = (g + S) \cdot b = (0,295 + 2,4) \times 1 = 2,695 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент при первом сочетании нагрузок

$$M_1 = g \cdot l^2 / 8 = 2,695 \times 1,5^2 / 8 = 0,76 \text{ кН} \cdot \text{м} = 76 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок

$$M_2 = 0,07 \cdot g \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = 0,07 \times 0,295 \times 1,5^2 + 0,207 \times 2,4 \times 1,5 = 0,79 \text{ кН} \cdot \text{м} = 79 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Так как  $M_2 < 1,2 M_1$ , толщину настила определяем при первом сочетании нагрузок. Если  $M_2 > 1,2 M_1$ , то толщину настила определять надо при втором сочетании нагрузок.

Требуемый момент сопротивления равен

$$W_{тр.} = M / R_u = 76 / 1,44 = 52,8 \text{ см}^3,$$

где  $R_d = 13 \cdot m_n \cdot m_b / \gamma_n = 13 \times 1 \times 1 / 0,9 = 14,4 \text{ МПа} = 1,44 \text{ кН/см}^2$ ;

$m_n = 1$  - коэффициент, учитывающий породу древесины табл. 4 [1],

$m_b = 1$  - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации табл. 5 [1],

$\gamma_n = 0,9$  - коэффициент надежности по назначению.

В соответствии с рис. 2.3 по требуемому моменту сопротивления подбираем или уточняем толщину доски рабочего слоя, ширину доски и зазор между кромками досок. При  $\delta = 25 \text{ мм}$  и ширине доски  $b = 125 \text{ мм}$  необходим зазор  $b_0 = 11,9 \text{ см}$ . Принимаем  $b_0 = 10 \text{ см}$  (всегда в сторону уменьшения), тогда

$$W = \frac{100 \cdot b \cdot \delta^2}{(b + b_0) \cdot 6} = \frac{100 \cdot 12,5 \cdot 2,5^2}{(12,5 + 10) \cdot 6} = 57,8 \text{ см}^3,$$

что больше чем  $W_{np} = 52,8 \text{ см}^3$ .

#### Проверка на жесткость

$$f/l = 2,13 q^n \gamma_n l^3 / (384 E I) = 2,13 \times 0,175 \times 0,9 \times 150^3 / (384 \times 10^3 \times 72) = 1/191 < [1/135],$$

где:  $E = 10^4 \text{ МПа} = 10^3 \text{ кН/см}^2$  модуль упругости древесины;

$$I = W \cdot \delta / 2 = 57,8 \times 2,5 / 2 = 72 \text{ см}^4;$$

$f_{и} = 1/135$  - предельный прогиб для  $l = 1,5 \text{ м}$ , табл. 21 [3].

Для второго сочетания нагрузок проверка на жесткость не производится.

#### Пример 2.

Запроектировать и рассчитать дощатый настил под утепленное плоское покрытие промышленного здания с температурно-влажностными условиями эксплуатации АЗ в г. Тамбове. Кровля рубероидная трехслойная с уклоном 0,2 по цементной стяжке толщиной 20 мм,  $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ . Утеплитель толщиной

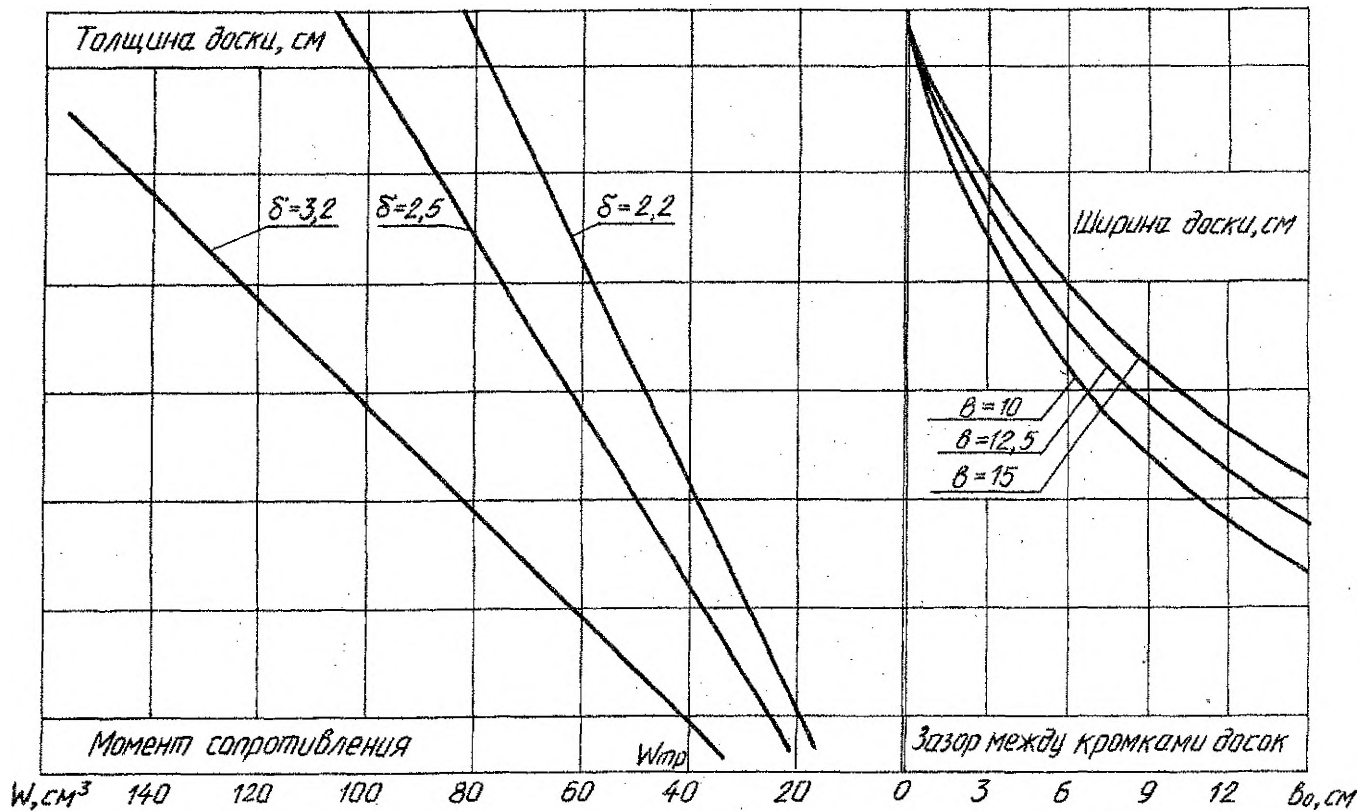


Рис. 2.3. Номограмма для расчета настила.

100мм,  $\rho=500\text{кг/м}^3$ . Шаг прогонов - 1,5 м. Древесина - пихта. Класс ответственности здания - II.

Для утепленной кровли принимаем сплошной одинарный настил из досок толщиной  $\delta = 19$  мм. Конструкция покрытия показана на рис. 2.4

Нагрузки на настил определяем в табличной форме.

### Нагрузки на настил, $\text{кН/м}^2$

Таблица 2.2.

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагр. $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Рубероидная кровля	0,100	1,300	0,130
Цементная стяжка $0,02 \times 2000/100^*$	0,400	1,300	0,520
Утеплитель $0,1 \times 500/100^*$	0,500	1,300	0,650
Пароизоляция	0,020	1,300	0,026
Настил $0,019 \times 600/100^*$	0,114	1,100	0,125
Итого	$g^u=1,134$		$g=1,451$
Снеговая нагрузка $1 \times 1 \times 0,85$	0,850	1,400	1,190

100\* - переходный коэффициент для определения нагрузки в кН.

Для г. Тамбова  $S_0 = 1 \text{ кН/м}^2$ . Согласно п. 5.1 [2] нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия

$$S^u = S_0 \cdot \mu \cdot k = 1 \times 1 \times 0,85 \text{ кПа}; \mu = 1, \text{ т.к. } \alpha < 25 \text{ и } k = 0,85$$

(п.5.5 [2] при  $V = 5 \text{ м/с}$  карта 2 прил. 5 [2].)

При  $q^u/S_0 = 1,134/1 = 1,134 > 0,8$   $\gamma_f = 1,4$  для снеговой нагрузки (п. 5.7 [2]). Снеговая нагрузка в [2] дана на  $1\text{м}^2$  горизонтальной проекции кровли.

Приведем ее к  $1 \text{ м}^2$  кровли:  $S = S \cdot \cos \alpha$ .

Полная нагрузка на  $1\text{м}^2$  кровли:  $q = g + S \cdot \cos \alpha$ .

Настил подвержен изгибу только от нормальной составляющей  $q_n = q \cdot \cos \alpha$ .

Скатная составляющая сжимает или растягивает настил (в зависимости от того,

Рубероидная кровля  
 Цементная стяжка  
 Фибролит  
 Пароизоляция  
 Настил

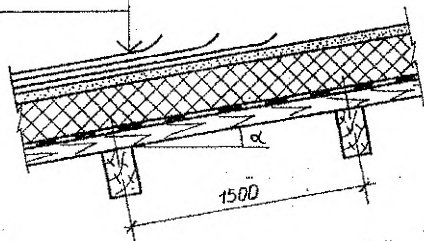


Рис. 2.4. Конструктивная схема кровли.

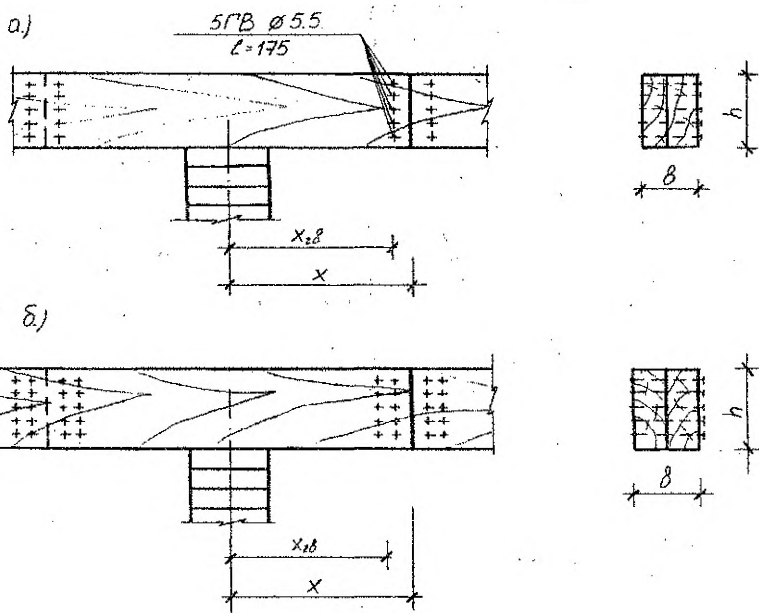


Рис. 2.5. Стык прогона:

а - при однорядной расстановке гвоздей;  
 б - при двухрядной расстановке гвоздей.

где он закреплен). При малых уклонах кровли ( $\alpha < 10^\circ$ ) скатная составляющая может не учитываться.

$$\text{Тогда } q_x = q \cdot \cos \alpha = (g + S \cdot \cos \alpha) \cos \alpha.$$

Произведем подсчет нагрузок на 1 пог. м расчетной полосы настила, равной 1м  $q_x^H = (1,134 + 0,85 \times 0,98) \times 0,98 = 1,93 \text{ кН/м}$ ,

$$q_x = (1,451 + 1,19 \times 0,98) \times 0,98 = 2,56 \text{ кН/м, где } \cos \alpha = 0,98 \text{ для угла } \alpha = 11^\circ 30'$$

Расчет по первому сочетанию нагрузок

Максимальный изгибающий момент

$M = q_x l^2 / 8 = 2,56 \times 1,5^2 / 8 = 0,72 \text{ кН}\cdot\text{м} = 72,0 \text{ кН}\cdot\text{см}$ . Определим толщину настила из условия прочности по формуле (2.5). Требуемый момент сопротивления при  $R_n = 13 \cdot m_n \cdot m_b / \gamma_n = 13 \times 0,8 \times 0,9 / 0,95 = 9,85 \text{ МПа} = 0,985 \text{ кН/см}^2$ ,

где:  $m_n = 0,8$  - коэффициент, учитывающий породу древесины, табл.4 [1];

$m_b = 0,9$  - коэффициент, учитывающий условия эксплуатации табл.5 [1];

$\gamma_n = 0,95$  - коэффициент, учитывающий класс здания.

$W_{тр} = M / R_n = 72,0 / 0,985 = 73,1 \text{ см}^3$ . Определяем толщину настила при  $b = 100 \text{ см}$ .

$$\delta = \sqrt{\frac{6W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 73,1}{100}} = 2,1 \text{ см}$$

По сортаменту принимаем  $\delta = 22 \text{ мм}$

Проверяем прогиб

$$f = 2,13 q_x^H l^4 \gamma_n / (384 E J m_b) = 2,13 \times 0,0193 \times 150^4 \times 0,95 / (384 \times 1000 \times 88,7 \times 0,9) = 0,65 \text{ см,}$$

$$\text{где } J = b\delta^3 / 12 = 100 \times 2,2^3 / 12 = 88,7 \text{ см}^4.$$

$$f/l = 0,65/1,50 = 1/231 < [1/135],$$

где  $f_{\text{н}} = 1/135$  - табл. 21[3].

Расчет по второму сочетанию нагрузок.

Принимаем доски шириной 150 мм. Тогда сосредоточенный груз передается на две доски и  $b_{\text{расч}} = 2b = 30$  см. Произведем подсчет нагрузок на 1 пог. м расчетной полосы настила от собственной массы настила.

$$q_{\text{х.с.м}} = 1,451 \times 0,3 \times 0,98 = 0,43 \text{ кН/м. Сосредоточенная нагрузка}$$

$$P_x = P \cdot \gamma_f \cdot \cos \alpha = 1 \times 1,2 \times 0,98 = 1,176 \text{ кН.}$$

Максимальный изгибающий момент при втором сочетании нагрузок от действия монтажной нагрузки, распределенной на две доски настила и собственной массы настила.

$$M = 0,07 q_{\text{х.с.м}} l^2 + 0,207 P_x \cdot l = 0,07 \times 0,43 \times 1,5^2 + 0,207 \times 1,176 \times 1,5 = 0,43 \text{ кНм} = 43 \text{ кНсм.}$$

Проверяем прочность для принятой толщины досок

$$\delta = M / W = 43 / 24,2 = 17,8 \text{ МПа} > R_d m_n = 9,85 \times 1,2 = 11,8 \text{ МПа,}$$

$$\text{где: } W = b_{\text{расч}} \cdot \delta^2 / 6 = 30 \times 2,2^2 / 6 = 24,2 \text{ см}^3;$$

$m_n = 1,2$  - коэффициент, учитывающий кратковременное действие монтажной нагрузки, табл. 6 [1].

В связи с тем, что условие прочности не выполняется, увеличиваем толщину доски до 32 мм, так как при толщине досок 25 мм условие прочности также не выполняется.

$$W = 30 \times 3,2^2 / 6 = 51,2 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = M / W = 43 / 51,2 = 0,84 \text{ кН/см}^2 = 8,4 \text{ МПа} < 11,8 \text{ МПа.}$$

### 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 12 мм. Такие прогоны применяются при шаге конструкций не более 4,5 м. При расположении шарниров на расстоянии  $X = 0,15 \cdot l$  ( $l$  - пролет консольно-балочного прогона) максимальные моменты на опорах и в пролете равны  $M = gl^2/16$ , то есть получается равномоментное решение прогона. Максимальный прогиб такого прогона  $f = 2q l^4 \gamma_n / (384EJ)$ .

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  $X = 0,21 l$  от опор и осуществляется при помощи расчетного количества гвоздей  $n = M_{оп} / (2X_{гв} T_{гв})$ , где  $X_{гв} = X - 15 d_{гв}$  - расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя, учитывая, что каждый гвоздь воспринимает одинаковое усилие  $T_{гв}$ , определяемое в зависимости от несущей способности древесины на смятие и гвоздя на изгиб. При этом крайние пролеты  $l$  должны быть уменьшены до  $0,8 l$ . Для всех типов прогонов должно соблюдаться требование  $h/b = 1,5 \div 2$ .



### Пример 3.

Рассчитать прогон покрытия по исходным данным примера 1.

Определяем собственную массу прогона в покрытии

$$g_{c.m}^H = \frac{g_{кр}^H + S^H}{1000 / (k_{c.p} \cdot l) - 1} = \frac{0,25 + 1,5}{1000 / (12 \times 6) - 1} = 0,136 \text{ кН/м}^2$$

где  $g^H$  и  $S^H$  - нормативная постоянная и снеговая нагрузки (табл. 2.1);

$l=b=6\text{ м}$  - пролет прогона, м;

$K_{c.m}$  - коэффициент собственной массы прогона (для  $l=3...6\text{ м}$   $K_{c.m}=8...12$ ).

Постоянная нагрузка от покрытия на  $1\text{ м}^2$  плана включая массу прогона

$$g_n^H = g_{кр}^H + g_{c.m}^H = 0,25 + 0,136 = 0,386 \text{ кН/м}^2$$

$$g_n = g_{кр} + g_{c.m} \cdot \gamma_f = 0,289 + 0,136 \times 1,1 = 0,445 \text{ кН/м}^2$$

Полная погонная нагрузка на прогон

$$q^H = (g_n^H + S^H) \cdot a = (0,386 + 1,5) \times 1,5 = 2,83 \text{ кН/м}$$

$$q = (g_n + S) \cdot a = 0,445 + 2,4) \times 1,5 = 4,27 \text{ кН/м}$$

где  $a = 1,5\text{ м}$  - расстояние между прогонами.

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

Максимальный изгибающий момент над промежуточной опорой

$$M_{оп} = ql^2/12 = 4,27 \times 6^2 / 12 = 12,80 \text{ кН}\cdot\text{м} = 1280 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

Требуемый момент сопротивления  $W_{тр} = M_{оп} \cdot \gamma_n / (R_u m_d m_b)$ .

$$W_{тр} = 1280 \times 0,9 / 1,3 \times 1 \times 1 = 886 \text{ см}^3,$$

где  $R_u = 13\text{ Мпа} = 1,3\text{ кН/см}^2$  - расчетное сопротивление древесины 2-го

сорта, табл. 3 [1].

Значения величин  $m_n$ ,  $m_b$ ,  $\gamma_n$  - см. пример 2.

Принимаем прогон из двух досок толщиной по 7,5 см. Тогда требуемая высота сечения прогона будет равна

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6W_{mp}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 886}{2 \times 7,5}} = 18,8 \text{ см}$$

В соответствии с сортаментом пиломатериалов (табл. 17 [3]) принимаем  $h = 20$  см. Так как сечение принято из условия прочности, то проверяем его только по жесткости

$$\frac{f}{l} = \frac{g^n l^3 \gamma_n}{384 E J} = \frac{0,0283 \times 600^3 \times 0,9}{384 \times 1000 \times 10000} = \frac{1}{698} < \frac{1}{200}$$

$$\text{где: } I = bh^3/12 = 2 \times 7,5 \times 20^3 / 12 = 10000 \text{ см}^4;$$

$$f_u = 1/200 - \text{предельный прогиб для } l = 6 \text{ м, табл. 21 [3].}$$

В стыке досок прогона ставим гвозди диаметром 5,5 мм, длиной = 175 мм в один ряд с каждой стороны стыка (рис 2.5а). Несущая способность гвоздя из условий смятия древесины и изгиба нагеля:

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d_{гв} \cdot m_n = 0,35 \times 7,5 \times 0,55 \times 1 = 1,55 \text{ кН,}$$

$$T_a = K_n \cdot a_1 \cdot d_{гв} \cdot m_n = 0,37 \times 6,67 \times 0,55 \times 1 = 1,36 \text{ кН,}$$

$$\text{где: } a_1 = a - 1,5d_{гв} = 7,5 - 1,5 \times 0,55 = 6,67 \text{ см;}$$

$$K_n = 0,37 \text{ при } = 6,67/7,5 = 0,8 \text{ (табл. 18[1]).}$$

$$T_u = (2,5d_{гв} + 0,01a_1^2) \sqrt{m_n} = (2,5 \times 0,55 + 0,01 \times 6,67^2) \sqrt{1} = 1,2 \text{ кН, но не более}$$

$$T_n = 4d_{гв} \sqrt{m_n} = 4 \times 0,55^2 \sqrt{1} = 1,21 \text{ кН}$$

Необходимое количество гвоздей

$$n = M_{on} \cdot \gamma_n / (2X_{гв} \cdot T_{min}) = 1152 \times 0,9 / (2 \times 117,75 \times 1,2) = 4,08 \text{ шт,}$$

где  $X_{гв} = X - 1,5d_{гв} = 0,21 \times 600 - 1,5 \times 0,55 = 117,75$  см. Принимаем  $n = 5$  шт

и проверяем возможность их однорядного расположения по высоте сечения из

условия:  $(n+1)4d_{гв} \leq h$ ;  $(5+1) \times 4 \times 0,55 = 13,2 \text{ см} < 20,0 \text{ см}$ , 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 (рис.2.5 б). Тогда  $X_{гв} = X - 22,5d_{гв}$ .

#### **2.4. Расчет и конструирование клефанерных панелей и щитов.**

Клефанерные павели 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. 2.6). Клефанерные коробчатые панели с двумя обшивками применяются в утепленных покрытиях с рулонной кровлей. Пространство между обшивками заполняется эффективным плиточным утеплителем. Клефанерные ребристые щиты с одной верхней обшивкой применяются в холодных покрытиях с рулонной кровлей.

Каркас панелей и щитов состоит из продольных и поперечных ребер толщиной не менее 32 мм. Продольные ребра (сплошные по длине) ставятся на расстоянии не более 50 см друг от друга из условия работы верхних обшивок на местный изгиб от сосредоточенной силы. Поперечные ребра жесткости ставятся на расстоянии не более 1,5 м в местах расположения стыков фанеры (исходя из максимальных размеров фанерных листов 1525x1525мм).

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.

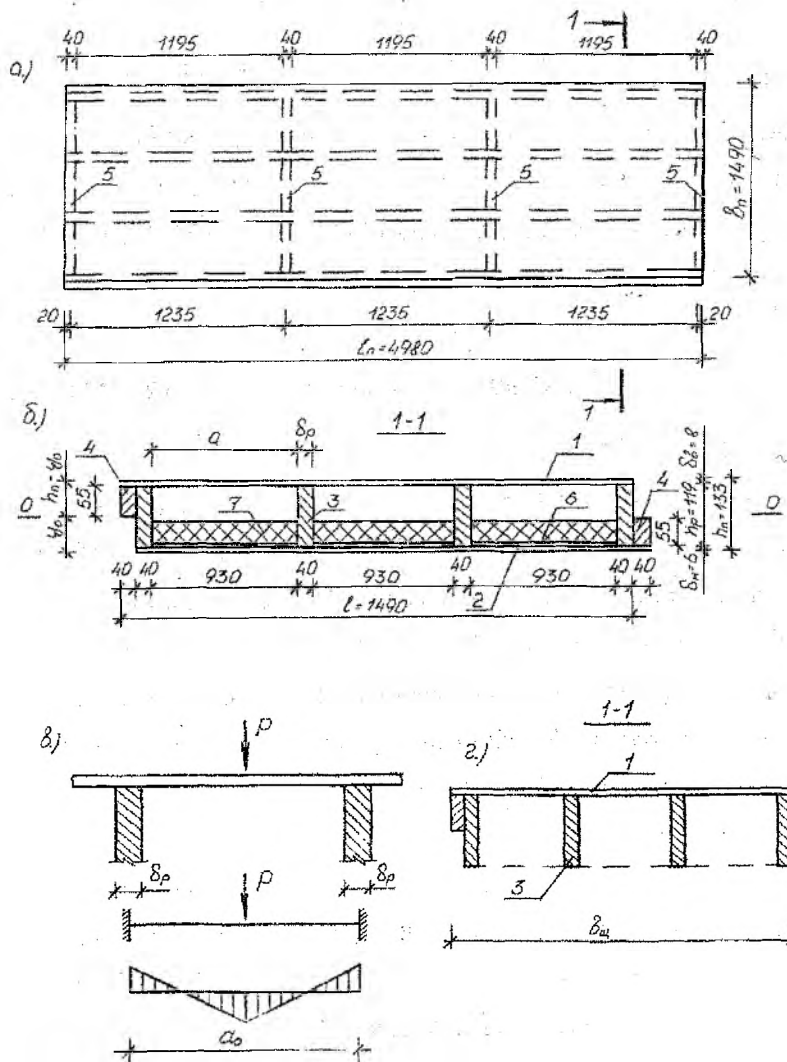


Рис. 2.6. Клефанерная панель и щит:

а - план панели или щита; б - поперечный разрез панели; в - расчётная схема верхней обшивки на монтажную нагрузку; г - поперечный разрез щита. 1 - верхняя фанерная обшивка; 2 - нижняя фанерная обшивка; 3 - продольное ребро; 4 - стыковочный брусок; 5 - поперечные ребра; 6 - парoisоляция; 7 - утеплитель.

### *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). Расчет принятого сечения выполняется в следующей последовательности:

1. Определяются приведенные геометрические характеристики поперечного сечения:

$$F_{пр} = F_{ф} + (E_{д}/E_{ф}) \times F_{д} \quad (2.6)$$

$$J_{пр} = J_{ф} + E_{д}/E_{ф} \times J_{д} \quad (2.7)$$

где  $F_{ф}$ ,  $J_{ф}$ ,  $E_{ф}$  - соответственно площадь, момент инерции и модуль упругости фанеры верхней обшивки;

$F_{д}$ ,  $J_{д}$ ,  $E_{д}$  - то же, для древесины продольных ребер.

При этом расчетная ширина панели или щита принимается  $b_{расч} = 0,9b$

при  $l \geq 6a_0$  и  $b_{расч} = 0,15(l/a_0) \cdot b$  при  $l < 6a_0$ ,

где  $b$  - полная ширина сечения;  $a_0$  - расстояние между продольными ребрами по осям.

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

$$W_{пр}^н = J_{пр}/Y_0 \quad (2.8)$$

$$W_{пр}^в = J_{пр}/(h_n - Y_0) \quad (2.9)$$

где  $Y_0$  - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до его нижней грани;  $h_n$  - полная высота сечения панели или щита.

3. Принятое поперечное сечение проверяется из условия прочности:

- для панели - на растяжение нижней обшивки

$$\sigma_p = \frac{M_{\max} c}{W_{np}^H} \leq R_{\text{ф.р.}} K_{\text{ф.}}; \quad (2.10)$$

- для щита - на растяжение нижней кромки ребра

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{np}^H} \leq R_p, \quad (2.11)$$

где:  $M_{\max}$  - максимальный изгибающий момент;

$R_{\text{ф.р.}}$  - расчетное сопротивление фанеры на растяжение;

$K_{\text{ф.}}=1$  - при отсутствии стыков;

$K_{\text{ф.}}=0,6$  - при наличии в фанере обшивок стыков «на ус»;

$R_p$  - расчетное сопротивление древесины ребер на растяжение.

4. Верхняя сжатая обшивка проверяется:

а) на устойчивость

$$\sigma_c = \frac{M_{\max} c}{(W_{np}^c \varphi_{\sigma})} \leq R_{\text{ф.с.}} \quad (2.12)$$

где:  $\varphi_{\sigma} = 1 - \frac{(a/\delta_a)^2}{5000}$  при  $a/\delta_a < 50$ ,  $\varphi_{\sigma} = \frac{1250}{(a/\delta_a)^2}$  при  $a/\delta_a \geq 50$ ;

$a$  - расстояние между продольными ребрами в свету;

$\delta_a$  - толщина обшивки;

$R_{\text{ф.с.}}$  - расчетное сопротивление фанеры на сжатие.

б) на местный изгиб от действия сосредоточенной силы (монтажной нагрузки)  $P^H = 1 \text{ кН}$  с  $\gamma_f = 1,2$ . При этом фанерная обшивка рассчитывается как балка шириной  $b=100$  см, защемленная в местах приклейки к ребрам:

$$\sigma_u = M / W \leq R_{\text{ф.и.}} m_n, \quad (2.13)$$

где:  $M = Pa_0/8$  ( $a_0$  - расстояние между ребрами в осях);

$R_{\text{ф.и.}}$  - расчетное сопротивление фанеры на изгиб поперек волокон наружных слоев;

$m_n = 1,2$  - коэффициент, учитывающий кратковременное действие монтажной нагрузки (табл. 6 [1]).

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

$$\tau_u = \frac{Q_{\max} S_{np}}{(J_{np} \sum \delta_p)} \leq R_{фск} \quad (2.14)$$

где  $Q_{\max}$  - максимальная поперечная сила;

$S_{np}$  - статический момент верхней обшивки относительно центра тяжести приведенного сечения панели или щита;

$\sum \delta_p$  - суммарная ширина сечения продольных ребер;

$R_{фск}$  - расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры.

6. Определяется относительный прогиб панели или щита от нормативной нагрузки

$$f = 5 \times q l^4 / (384 E_{ф} \cdot J_p \times 0,7) \leq f_u \quad (2.15)$$

где:  $q^H$  - суммарное значение постоянной и снеговой нормативной нагрузки; 0,7 - коэффициент, учитывающий снижение жесткости клеефанерного элемента (вследствие длительности нагрузки и ползучести клеевых соединений);  $f_u$  - предельный прогиб (табл. 21 [3]).

#### Пример 4.

Рассчитать и запроектировать клеефанерную панель под рубероидную кровлю в г. Витебске (уклон кровли 0,2). Шаг несущих конструкций  $b=5$ м. Утеплитель -  $\rho = 40$  кг/м<sup>3</sup> толщиной  $\delta = 50$  мм. Условия эксплуатации А1, класс ответственности здания II. Древесина каркаса - сосна 1-го сорта, обшивки из березовой фанеры марки ФСФ, сорта В/ВВ.

### Конструктивное решение

Принимаем клеефанерную панель размерами 1,5x5 м (конструктивные размеры 1490 x 4980 мм) рис. 2.6. Для верхней обшивки используем фанеру толщиной  $\delta_v = 8$  мм, для нижней  $\delta_n = 6$  мм. Предварительно назначаем высоту сечения панели  $h_n = (1/35)l_n = (1/35) \times 5000 = 142$  мм. Требуемая высота сечения ребер  $h_p = 142 - 8 - 6 = 128$  мм. Назначаем высоту сечения ребер в соответствии с сортаментом пиломатериалов  $h_p = 125$  мм, что после острожки составит  $h_p = 125 - 2 \times 3 = 119$  мм. Полная высота сечения панели  $133/5000 = 1/38$ , что в пределах рекомендуемого значения. Толщину ребер принимаем  $\delta_p = 44$  мм, что после острожки по пласти составит  $\delta_p = 44 - 2 \times 2 = 40$  мм.

Каркас панели состоит из 4-х продольных ребер, расстояние между которыми в свету 43 см, что не превышает допустимого значения 50 см. 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 принимаем такого же сечения как и продольные и располагаем их через 1235 мм, исходя из максимальной длины отсека 1500 мм, рис. 2.6.

### Определение нагрузок на панель

Погонные нагрузки на панель определяем в табличной форме

Таблица 2.3.

Нагрузки на панель, кН/м

Подсчет нагрузок	Нормат. нагрузка	Коэф. надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетн. нагрузка
3 слоя рубероида $mb/100^* = 9 \times 1,5/100^*$	0,1350	1,3	0,1750
Фанерные обшивки $(\delta_v + \delta_n)pb/100 = (0,08 + 0,06) \times 700 \times 1,5/100$	0,1470	1,1	0,1620
Продольные ребра (с учетом стыковочных брусков) $\delta_p h_p / 100 = 0,04 \times 0,119 \times 5 \times 500/100$	0,1190	1,1	0,1300



продолжение таблицы 2.3.

Подсчет нагрузок	Нормат. нагрузка	Кэф. надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетн. нагрузка
Поперечные ребра $\frac{\delta_p h_p n_p}{l_n} / 100 = \frac{0,04 \times 0,119 \times 0,43 \times 15 \times 500}{4,98} / 100$	0,0300	1,1	0,0330
Утеплитель $\frac{\delta_{ym} a_x l_{om} n_0 \rho}{l_n} / 100 =$ $= \frac{0,05 \times 0,43 \times 1,195 \times 12 \times 40}{4,98} / 100$	0,0250	1,2	0,0320
Пароизоляция $\frac{a \times l_{om} n \times t}{l_n} / 100 =$ $= \frac{0,43 \times 1,195 \times 12 \times 1}{4,98} / 100$	0,0124	1,2	0,0150
Постоянная нагрузка	$q_n^H=0,4700$		$q_n=0,550$
Снеговая нагрузка $S_{0\mu b}=1,0 \times 1 \times 1,5$	1,5000	1,6	2,4000
Полная нагрузка	$q^H=1,9700$		$q=2,9500$

В таблице 2.3:

100\* - переходный коэффициент для определения нагрузки в кН от массы элементов в кг;

$b=1,5\text{м}$  - номинальная ширина панели;

$\rho=700\text{кг/м}^3$  - плотность березовой фанеры для условий эксплуатации А1;

$\rho=500\text{кг/м}^3$  - плотность древесины сосны для условий эксплуатации А1;

$n=15$  - количество участков поперечных ребер;

$n_0=12$  - количество отсеков, заполняемых утеплителем и пароизоляцией;

$\rho=40\text{ кг/м}^3$  - плотность утеплителя;

$m=1\text{ кг/м}^2$  - масса пароизоляции;

$S_0 = 1000 \text{ Н/м}^2 = 1,0 \text{ кН/м}^2$  - снеговая нагрузка для III снегового р-на;

$\mu = 1$  при  $\alpha \leq 25^\circ$ ;

$\gamma_f = 1,6$  - коэффициент надежности снеговой нагрузки при соотношении

$$q_n^{II}/(bS_0) = 0,47/(1,5 \times 1,0) = 0,31 < 0,8$$

### *Определение усилий в панели.*

Панель рассчитываем по схеме однопролетной свободно опертой балки.

Расчетный пролет панели  $l = 0,99l_n = 0,99 \times 4,98 = 4,93 \text{ м}$ . Максимальный

$$\text{изгибающий момент } M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,95 \times 4,93^2}{8} = 8,96 \text{ кН}\cdot\text{м} = 896 \text{ кН}\cdot\text{см}.$$

$$\text{Поперечная сила на опоре } Q = \frac{ql}{2} = \frac{2,95 \times 4,93}{2} = 7,28 \text{ кН}.$$

### *Определение приведенных геометрических характеристик сечения*

Расчетная ширина обшивки  $b_{np} = 0,9b = 0,9 \times 149 = 134,1 \text{ см}$ .

Положение нейтральной оси сечения относительно нижней грани панели

$$y_0 = \frac{S_{np}}{F_{np}} = \frac{b_{np} [\delta_s (h_n - \delta_s / 2) + \delta_n x \delta_n / 2] + E_q / E_\phi x 4 \delta_p (h_p / 2 + \delta_n)}{b_{np} (\delta_s + \delta_n) + E_q / E_\phi x 4 \delta_p x h_p} =$$
$$= \frac{134,1 [0,8(13,3 - 0,8/2) + 0,6 \times 0,6/2] + 10^3 / (0,9 \times 10^3) x 4 x 4 x 1,9(11,9/2 + 0,6)}{134,1(0,8 + 0,6) + 10^3 / (0,9 \times 10^3) x 4 x 4 x 11,9}$$

= 7,0 см.

Здесь  $E_d = 10^4 \text{ МПа} = 10^3 \text{ кН/см}^2$  - модуль упругости древесины

(п. 4.1 [3]);

$E_\phi = 0,9 \times 10^4 \text{ МПа} = 0,9 \times 10^3 \text{ кН/см}^2$  - модуль упругости фанеры

(п. 4.2 [3]).

Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned}
 J_{np} = & b_{np} [\delta_a^3 / 12 + \delta_a (h_n - y_0 - \delta_a / 2)^2 + \delta_n^3 / 12 + \delta_n (y_0 - \delta_n / 2)^2] + \\
 & + E_q / E_{\phi} \times 4 [\delta_p h_p (y_0 - \delta_n - h_p / 2)^2] = 134,1 [0,8^3 / 12 + 0,8 (13,3 - 7 - 0,8 / 2)^2 + \\
 & + 0,6^3 / 12 + 0,6 (7,0 - 0,6 / 2)^2] + 10^3 / (0,9 \times 10^3) \times 4 [4 \times 11,9^3 / 12 + 4 \times \\
 & \times 11,9 (7,0 - 0,6 - 11,9 / 2)^2] = 10393 \text{ см}^4
 \end{aligned}$$

Приведенные моменты сопротивления:

$$W_{np}^n = \frac{J_{np}}{Y_0} = \frac{10393}{7,0} = 1483 \text{ см}^3, \quad W_{np}^s = \frac{J_{np}}{(h_n - y_0)} = \frac{10393}{(13,3 - 7,0)} = 1650 \text{ см}^3$$

### Проверка сечения панели на прочность.

Напряжения растяжения в нижней обшивке:

$$\begin{aligned}
 \sigma_p = M / W_{np}^n = 896 / 1483 = 0,600 \text{ кН/см}^2 = 6 \text{ МПа} < k_{\phi} R_{\phi p} m_b / \gamma_n = 0,6 \times \\
 \times 14 \times 1 / 0,95 = 8,84 \text{ МПа},
 \end{aligned}$$

где:  $R_{\phi p} = 14 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление фанеры растяжению (табл. 12 [3]);  $k_{\phi} = 0,6$  в соответствии с (2.10);  $m_b = 1$  для условий эксплуатации АІ;  $\gamma_n = 0,95$  - для II класса ответственности здания.

Проверяем верхнюю обшивку на устойчивость при расстоянии между продольными ребрами каркаса  $a = 43 \text{ см}$  (рис. 2.6)

$a / \delta_b = 43 / 0,8 = 53,7 > 50$ . Тогда в соответствии с (2.12)

$$\varphi_{\phi} = 1250 / (a / \delta_b)^2 = 1250 / 53,7^2 = 0,435$$

Напряжения сжатия в обшивке

$$\begin{aligned}
 \sigma_c = M / (W_{np}^s \cdot \varphi_{\phi}) = 896 / (1650 \times 0,435) = 1,25 \text{ кН/см}^2 = 12,5 \text{ МПа} < \\
 < R_{\phi c} \cdot m_b / \gamma_n = 12 \times 1,0 / 0,95 = 12,6 \text{ МПа};
 \end{aligned}$$

где  $R_{\phi c} = 12 \text{ МПа}$  - расчетное сопротивление сжатию семислойной фанеры, табл. 12 [3].

Запас прочности  $((12,5 - 12,6) / 12,6) \times 100\% = 0,79\% < 15\%$

Проверяем верхнюю обшивку на местный изгиб от сосредоточенной силы  $P=1,2\text{кН}$  (рис 2.6)

Изгибающий момент

$$M=P \cdot a_0/8=1,2 \times 47/8=7,05 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где  $a_0=47$  см -расстояние между осями продольных ребер.

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

Напряжения изгиба в соответствии с (2.13)

$$\begin{aligned} \sigma_{из} &= M/W=7,05/10,7=0,66 \text{ кН/см}^2=6,6 \text{ МПа} < R_{ф.из} m_b m_n / \gamma_n = \\ &= 6,5 \times 1,0 \times 1,2 / 0,95 = 8,21 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

где:  $R_{ф.из}=6,5\text{МПа}$  - расчетное сопротивление фанеры изгибу поперек волокон наружных слоев, табл. 12 [3];

$m_n=1,2$  - коэффициент, учитывающий кратковременное действие монтажной нагрузки.

Проверяем на скалывание по клеявым швам в месте приклейки обшивки к ребрам, по формуле (2.14)

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q S_{np}}{J_{np} \times \delta_p} = \frac{7,28 \times 633}{9893 \times 16} = 0,026 \text{ кН/см}^2 = 0,26 \text{ МПа} < R_{ф.ск} m_b / \gamma_n = \\ &= 0,8 \times 1/0,95 = 0,842 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

где:  $R_{ф.ск}=0,8\text{МПа}$  - расчетное сопротивление фанеры скалыванию между шпонами в плоскости листа (табл. 12 [3]);

$$S_{np}=b_{np} \delta_b (h_{np}-y_0-\delta/2) = 134,1 \times 0,8(13,3-7,0-0,8/2)=633 \text{ см}^3;$$

Суммарная ширина ребер  $\sum \delta_p = 4 \times 4 = 16$  см.

### Проверка сечения панели на жесткость

Определяем относительный прогиб панели от нормативной нагрузки по формуле 2.15

$$f/l = \frac{5q^n l^3 \gamma_n}{384E_\phi J_{\text{пр}} \cdot 0,7} = \frac{5 \times 0,0197 \times 493^3 \times 0,95}{384 \times 900 \times 10393 \times 0,7} = \frac{1}{213} < \left[ \frac{1}{183} \right]$$

где:  $q^n = 1,52 \text{ кН/м} = 0,0152 \text{ кН/см}$  - полная нормативная нагрузка;

$E_\phi = 0,9 \times 10^4 \text{ МПа} = 900 \text{ кН/см}^2$  - модуль упругости березовой фанеры, п. 4.2 [3];

0,7 - коэффициент в соответствии с (2.15);

$f_{\text{н}} = 1/183$  - для  $l=5$  м, табл. 21 [3].

Поскольку наименьший запас прочности (из всех расчетных условий) не превышает 15%, сечение панели оставляем без изменения.

## 2.5. Расчет и конструирование сегментной деревопластмассовой фермы

Из всех видов ферм наиболее рациональными по расходу материалов являются сегментные фермы (рис. 2.1), 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. Перспективными являются фермы с нижним поясом из стеклопластиков.

Проектирование фермы следует выполнять в соответствии в п.п. 6.21...6.24 [1]. Строительная высота ферм принимается  $f = (1/6...1/7) l$ , а очертание верхнего пояса - по дуге окружности.

Усилия в элементах ферм определяются в предположении шарниров в узлах с использованием таблиц приложения 1. Расчетные значения усилий в поясах ферм определяются от действия постоянной и временной нагрузки по всему пролету и временной (снеговой) - на половине пролета. Расчетную длину сжатых элементов ферм при расчете на устойчивость следует принимать в соответствии с п.п. 4.12 и 6.23 [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 5.

По исходным данным примеров 1 и 3 рассчитать сегментную деревопластмассовую ферму пролетом 18м с нижним поясом из стеклопластика типа СВМ.

#### *Конструктивная схема фермы.*

Принимаем сегментную ферму с разрезным верхним поясом из дощатоклееных блоков. Геометрические размеры фермы представлены на рис.2.7. Расчетный пролет фермы  $l = 18$  м. Расчетная высота фермы  $f = l/6 = 18/6 = 3$  м. Решетка фермы треугольная. Радиус оси верхнего пояса

$$R = \frac{l^2 + 4f^2}{8f} = \frac{18^2 + 4 \times 3^2}{8 \times 3} = 15 \text{ м}$$

Длина дуги верхнего пояса

$$S_d = \pi R \alpha / 180^\circ = 3,14 \times 15 \times 73,74^\circ / 180^\circ = 19,3 \text{ м}$$

где  $\alpha$ - центральный угол,

$$\sin(\alpha/2) = l/(2R) = 18/(2 \times 15) = 0,6; \text{ откуда } \alpha = 73,74^\circ.$$

В соответствии с заданной схемой фермы длину верхнего пояса разбиваем на четыре равные панели, а нижний пояс - на три. Длина панели верхнего пояса  $S_{\text{п}} = S_d/4 = 19,3/4 = 4,825$  м

Линейные размеры элементов фермы определяем без учета строительного подъема по табл.3 прил. 1.

#### **Статический расчет**

**Определение нагрузок.** Нагрузка от покрытия на  $1\text{ м}^2$  горизонтальной проекции (пример 3)  $g_{\text{п}}^{\text{н}} = 0,386 \text{ кН/м}^2$ ;  $g_{\text{п}} = 0,445 \text{ кН/м}^2$ . (Нагрузка на  $1\text{ м}^2$  от клефанерной панели (шита) определяется путем деления их погонной нагрузки на ширину панели (щита)). Нагрузка от снега  $S^{\text{н}} = 1,5 \text{ кН/м}^2$ ,  $S = 2,4 \text{ кН/м}^2$ . Нагрузка от собственной массы фермы

$$g_{с.м.}^H = (g_{II}^H + S^H) / [1000 / (K_{с.м.} / l) - 1] = (0,386 + 1,5) / [1000 / (2,5 \times 18) - 1] = 0,089 \text{ кН/м}^2,$$

где  $K_{с.м.} = 2,5$  - коэффициент собственной массы для деревопластмассовых ферм.

Постоянная нагрузка от покрытия на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции с учетом коэффициента  $S_0 / l = 19,8 / 18 = 1,07$  и массы фермы равна:

$$\text{нормативная } g^H = 0,386 \times 1,07 + 0,089 = 0,500 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{расчетная } g^P = 0,445 \times 1,07 + 0,089 \times 1,1 = 0,574 \text{ кН/м}^2.$$

Снеговая нагрузка, распределенная по треугольнику:

$$S_{\Delta}^H = S_0 \mu_2 = 2,0 \times 2 = 4 \text{ кН/м}^2; \quad S_{\Delta} = S_{\Delta}^H \gamma_f = 4 \times 1,6 = 6,4 \text{ кН/м}^2;$$

где:  $\gamma_f = 1,6$  - коэффициент надежности для снеговой нагрузки при отношении  $q^H / S_0 = 0,602 / 2 = 0,251 < 0,8$ , п. 5.7 [2];

$\mu_2 = 2$  - коэффициент, учитывающий форму покрытия для снеговой нагрузки по второму варианту, табл. 4 [3].

Постоянная нагрузка на 1 п.м:  $q = q \times B = 0,574 \times 6 = 3,44 \text{ кН/м}$ .

Снеговая нагрузка на 1 п.м  $S = S \times B = 2,4 \times 6 = 14,4 \text{ кН/м}$ ;

$$S_{\Delta} = S_{\Delta} B = 6,4 \times 6 = 38,4 \text{ кН/м};$$

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 сегментных ферм снеговой и ветровой нагрузками приведен в приложении 3[2]. Однако, поскольку ветровая нагрузка разгружает ферму, в расчете ее не учитывают.

В расчете сегментных ферм рассматривают 4 варианта нагружения снеговой нагрузкой (рис.2.7):

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

Определяем усилия в элементах фермы от постоянной и временной нагрузок. Усилия в элементах фермы можно определить аналитическим (способ моментной точки, способ проекции) или графическим (путем построения диаграммы Максвелла-Кремоны) способами, либо по таблицам приложения 1 (от погонной нагрузки).

Полученные усилия сводим в таблицу 2.4.

#### Конструктивный расчет.

При проектировании условимся, что для изготовления деревянных элементов сегментных ферм будет использована древесина сосны 2-го сорта по ГОСТ 24454-80, а для изготовления пластмассовых элементов - стеклопластики: АГ-4С (ГОСТ 20437-75Е), СВАМ (ГОСТ 12249-77), КАСТ-В (ГОСТ 10292-74 Б)

#### Подбор сечения панелей верхнего пояса

Изгибающий момент в панелях разрезного верхнего пояса сегментных ферм определяется по формуле  $M=M_0 - Nf_0$ ;

где:  $M_0$  - изгибающий момент в свободно лежащей балке пролетом  $d$ ;

$N$  - продольная сила;

$f_0$  - стрела подъема панели, определяемая по формуле  $f_0 = d^2/8R =$   
 $= 4,86 / (8 \times 15) = 0,192 \text{ м,}$

где:  $d$  - длина хорды АБ;

$d^1$  - ее горизонтальная проекция (рис. 2.7).



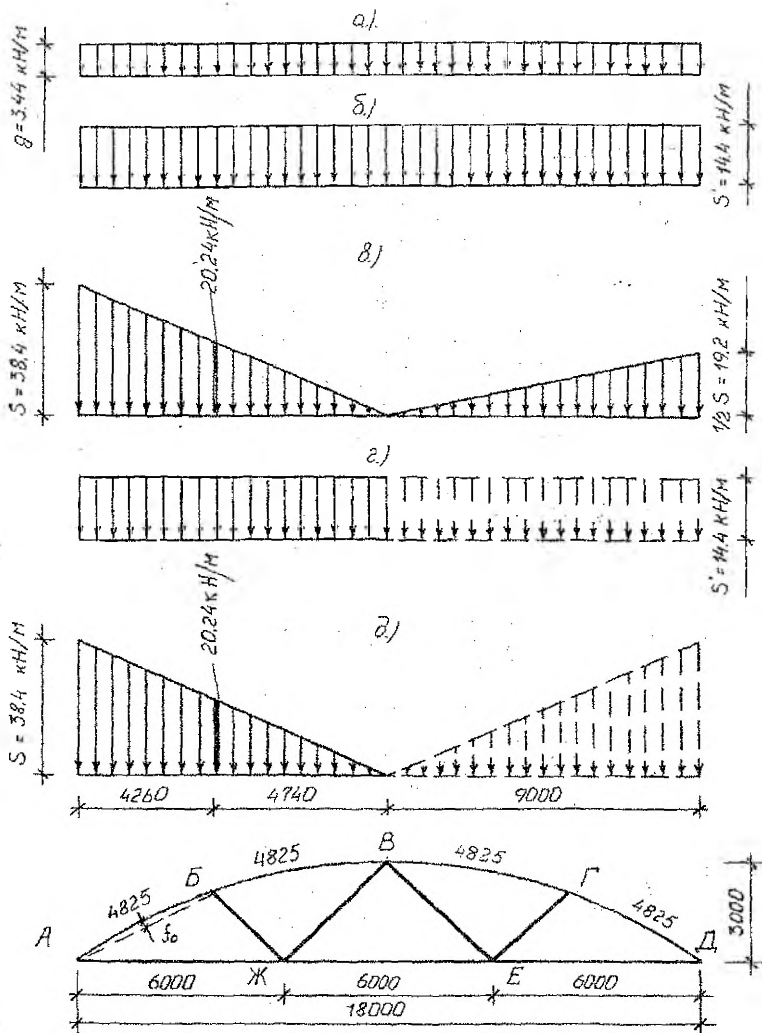


Рис. 2.7. Возможные варианты загрузки сегментной фермы:

- а - постоянная нагрузка по всему пролёту и одна из временных снеговых;
- б - равномерно распределённая снеговая по всему пролёту;
- в - распределённая по закону треугольника по всему пролёту;
- г - равномерно распределённая снеговая нагрузка на левой или правой половине пролёта;
- д - распределённая по закону треугольника на левой или правой половине пролёта.

## Усилия в элементах фермы, кН

Таблица 2.4

Элементы фермы	Стержни	От постоянной нагрузки $q = 3,44$ кН/м	От снеговой нагрузки $S = 14,4$ кН/м			От снеговой нагрузки $S_{\Delta} = 38,4$ кН/м			Расчетные усилия	
			слева	справа	по пролету	слева	справа	по пролету	+	-
Верхний пояс	O <sub>1</sub>	-143,42	-69,82	-143,42	-213,24	-149,94	-57,12	-178,50		264,18
	O <sub>2</sub>	-115,44	-78,37	-115,44	-193,81	-110,86	-64,11	-142,92		240,11
	O <sub>3</sub>	-78,37	-115,44	-78,37	-193,81	-64,11	-110,86	-119,55		240,11
	O <sub>4</sub>	-69,82	-143,42	-69,82	-213,24	-57,12	-149,94	-132,09		264,18
Нижний пояс	И <sub>1</sub>	45,12	127,04	61,85	188,89	132,81	50,59	158,11	234,01	
	И <sub>2</sub>	46,45	97,20	97,20	194,40	79,51	79,51	119,26	240,85	
	И <sub>3</sub>	45,12	61,85	127,04	188,89	50,59	132,81	117,00	234,01	
Решетка	Д <sub>1</sub>	0,94	-21,25	25,19	-3,94	-37,97	20,60	-27,67	26,13	37,03
	Д <sub>2</sub>	-1,04	23,68	-28,06	-4,38	42,31	-22,95	30,83	41,27	29,10
	Д <sub>3</sub>	-1,04	-28,06	23,68	-4,38	-22,95	42,31	-1,80	41,27	29,10
	Д <sub>4</sub>	0,94	25,19	-21,25	3,94	20,60	-37,9	1,62	26,13	37,03

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

- постоянная (q) и снеговая (S) по всему пролету

$$M=(3,44+14,4) \times 4,26^2/8-264,18 \times 0,192=-10,25 \text{ кНм};$$

- постоянная (q) и снеговая (S<sub>Δ</sub>) по всему пролету

$$M=(3,44+20,24) \times 4,26^2/8+(38,4-20,24) \times 4,26/16-(50,94+178,5) \times 0,192=30,26 \text{ кНм};$$

- постоянная (q) по всему пролету и снеговая (S) слева

$$M=(3,44+14,4) \times 4,26^2/8-(50,94+143,42) \times 0,192=3,15 \text{ кНм};$$

- постоянная (q) по всему пролету и снеговая (S) справа

$$M=3,44 \times 4,26^2/8-(50,94+69,82) \times 0,192=-15,38 \text{ кНм};$$

- постоянная (q) по всему пролету и снеговая (S<sub>Δ</sub>) слева

$$M=(3,44+20,24) \times 4,26^2/8+(38,4-20,24) \times 4,26/16-(50,94+149,94) \times 0,192=35,74 \text{ кНм};$$

- постоянная (q) по всему пролету и снеговая (S<sub>Δ</sub>) справа

$$M=3,44 \times 4,26^2/8-(50,94+57,12) \times 0,192=-12,94 \text{ кНм}.$$

За расчетные усилия по панели АБ принимаем  $M=35,74 \text{ кНм}$  и  $N=200,88 \text{ кН}$ .

Ширину сечения верхнего пояса и элементов решетки принимаем одинаковой. Подберем ее из условия предельной гибкости  $\lambda_{\text{тр}}=150$  (табл.16 [3]) для самого длинного раскоса ВЖ, у которого  $l_{\text{ох}}=l_{\text{оу}}=4,24 \text{ м}$ . Тогда  $b=l_{\text{ох}}/(0,289\lambda_{\text{тр}})=4,24/(0,289 \times 150)=0,098 \text{ м}$ . Исходя из условия обеспечения минимальной площади опирания конструкций покрытия (не менее 55 мм) ширину верхнего пояса принимаем равной 115мм. В соответствии с п.5.7[1] и сортаментом (табл.

17 [3]), толщину досок с учетом острожки принимаем равной 33 мм. Принимаем верхний пояс сечением  $b \times h = 115 \times 462$  мм (где  $h = 33 \times 14 = 462$  мм).

Геометрические характеристики сечения пояса:

$$F = 11,5 \times 46,2 = 531,3 \text{ см}^2, \quad W = 11,5 \times 46,2^2 / 6 = 4091 \text{ см}^3.$$

Проверим сечение сжато-изогнутого элемента по формуле:

$$N/F_{\text{расч}} + M_d/W_{\text{расч}} < R_c$$

где  $M_d$  - изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый по деформационной схеме по формуле  $M_d = N/\xi$ ,

где  $\xi$  - коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы  $N$  вследствие прогиба элемента, определяем по формуле

$$\xi = 1 - N/(\varphi F_{\text{бп}} R_c),$$

где  $\varphi$  - коэффициент продольного изгиба, определяемый по формуле

$$\varphi = 3000/\lambda^2,$$

$$\text{где: } \lambda = l_0 / r; \quad l_0 = \mu \times l;$$

$\mu = 1$  - при шарнирно-закрепленных концах стержня,

$R_c$  - расчетное сопротивление древесины сжатию, определяемое с учетом положений п.3.1. и п.3.2. [1]

$$R_c = R_c m_{\text{п}} m_{\text{в}} m_{\text{б}} m_{\text{сл}} m_{\text{гн}} / \gamma_{\text{п}}$$

где:  $R_c = 14$  МПа - расчетное сопротивление сосны сжатию для 2-го сорта при ширине сечения более 11 см и не менее 13 см, табл.9 [3];

$m_{\text{п}} = 1$  - переходной коэффициент, учитывающий породу древесины, табл. 10 [3];

$m_{\text{в}} = 1$  - коэффициент условий работы, табл. 11[3];

$m_{\text{б}} = 1$  - коэффициент, учитывающий высоту сечения, табл. 14 [3];

$m_{\text{сл}} = 1$  - коэффициент при толщине слоя 33 мм, табл. 15 [3];

$m_{\text{гн}} = 1$  - коэффициент при  $R/\delta = 1500/3,3 = 454 > 250$ , табл. 13 [3].

Таким образом,  $R_c = 14 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 \times 1 / 0,9 = 15,55 \text{ МПа} = 1,555 \text{ кН/см}^2$

$$\lambda = 1 \times 4,8 / (0,289 \times 0,462) = 36,0; \quad \varphi = 3000 / 36^2 = 2,31;$$

$$\xi = 1 - 200,83 / (2231 \times 531,3 \times 1,555) = 0,895;$$

$$M_d = 35,74 / 0,895 = 39,93 \text{ кНм} = 3993 \text{ кН см};$$

$$\sigma = 200,88 / 531,3 + 3993 / 4091 = 1,36 \text{ кН/см}^2 = 13,6 \text{ МПа} < 15,55 \text{ МПа}$$

Проверим принятое сечение на устойчивость плоской фермы деформирования по формуле

$$N / (\varphi_y F_{br} R_c) + (M_d / (\varphi_m R_u W_{br}))^n < 1$$

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

$\varphi_m$  - коэффициент, определяемый по формуле  $\varphi_m = 140b^2 k_\phi / (l_p h)$ ,

где:  $k_\phi$  - коэффициент, зависящий от формы эяоры изгибающих моментов на участке, определяемый по табл. 2 прил. 4 [1];

$l_p$  - расстояние между опорными сечениями.

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

$$\lambda_y = 0,5 \times 4,81 / (0,289 \times 11,5) = 72,36; \quad \varphi_y = 3000 / 72,36^2 = 0,573$$

$$\varphi_m = 140 \times 0,115^2 \times 1,75 / (0,5 \times 4,81 \times 0,462) = 2,92;$$

$$200,88 / (0,573 \times 531,3 \times 1,555) + [3993 / (2,92 \times 4091 \times 1,555)]^2 = 0,477 < 1$$

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

### Расчет раскосов

Все раскосы проектируем клееными одинакового сечения из досок толщиной 33 мм и шириной 115 мм. За расчетное усилие принимаем сжимающее усилие для самого длинного раскоса по табл. 2.4.

Исходя из предельной гибкости  $h=l_{ок}/(0,289\lambda_{пр})=4,24/(0,289 \times 150)=0,098$  м. Принимаем сечение раскосов  $b \times h=115 \times 132$  мм. Проверяем сечение:

$$\lambda = 4,24 / (0,289 \times 0,115) = 127,6; \varphi = 3000 / 127,6^2 = 0,184$$

$$\sigma = 29,10 / (0,184 \times 11,5 \times 13,2) = 1,08 \text{ кН/см}^2 = 10,8 \text{ МПа} < 15,55 \text{ МПа}$$

### Нижний пояс.

Принимаем пояс из двух круглых стержней из стеклопластика типа АГ-4С. Требуемая площадь сечения пояса  $F_{тр} = N / (R_p m)$ ,

где:  $m$  - коэффициент неравномерности распределения усилий между ветвями (при  $n \geq 2$   $m = 0,85$  п.3.4.[1]);

$R_p = 220 \text{ МПа} = 22 \text{ кН/см}^2$  - расчетное сопротивление АГ-4С растяжению (прил. III).

$F_{тр} = 240,85 / (22 \times 0,85) = 12,88 \text{ см}^2$ . Принимаем два стержня диаметром  $d=30$  мм общей площадью  $F=2 \times 3,14 \times 3,0^2 / 4 = 14,16 \text{ см}^2 > 12,88 \text{ см}^2$ . Для закрепления стержней в узлах фермы устраиваем оголовки, состоящие из двух пластин из стеклопластика типа КАСТ-В (рис.2.8 б), прикрепляемых к стержням на клею ПН-1. В каждом оголовке выбирается паз глубиной  $t=d/2=30/2=15$  мм.

### **Конструирование и расчет узлов**

#### Опорный узел.

Состоит из двух пластин, установленных на опорную плиту и скрепленных с ней клеем ПН-1. К пластинам с помощью нагелей крепятся элементы нижнего и верхнего поясов (рис 2.8 а). Материалом для опорной плиты и пластин служит стеклопластик КАСТ-В, для болтов и нагелей - стеклопластик АГ - 4С (прил. 2).

Определим толщину боковых накладок по формуле

$$\delta_n = Q_1 / (2b_n R_c k_{осл}),$$

где:  $b_n$  - минимальная ширина накладок;

$R_c$  - расчетное сопротивление КАСТ - В сжатию (прил III);

$k_{осл} = 0,85$  - коэффициент, учитывающий ослабление накладок отверстиями.

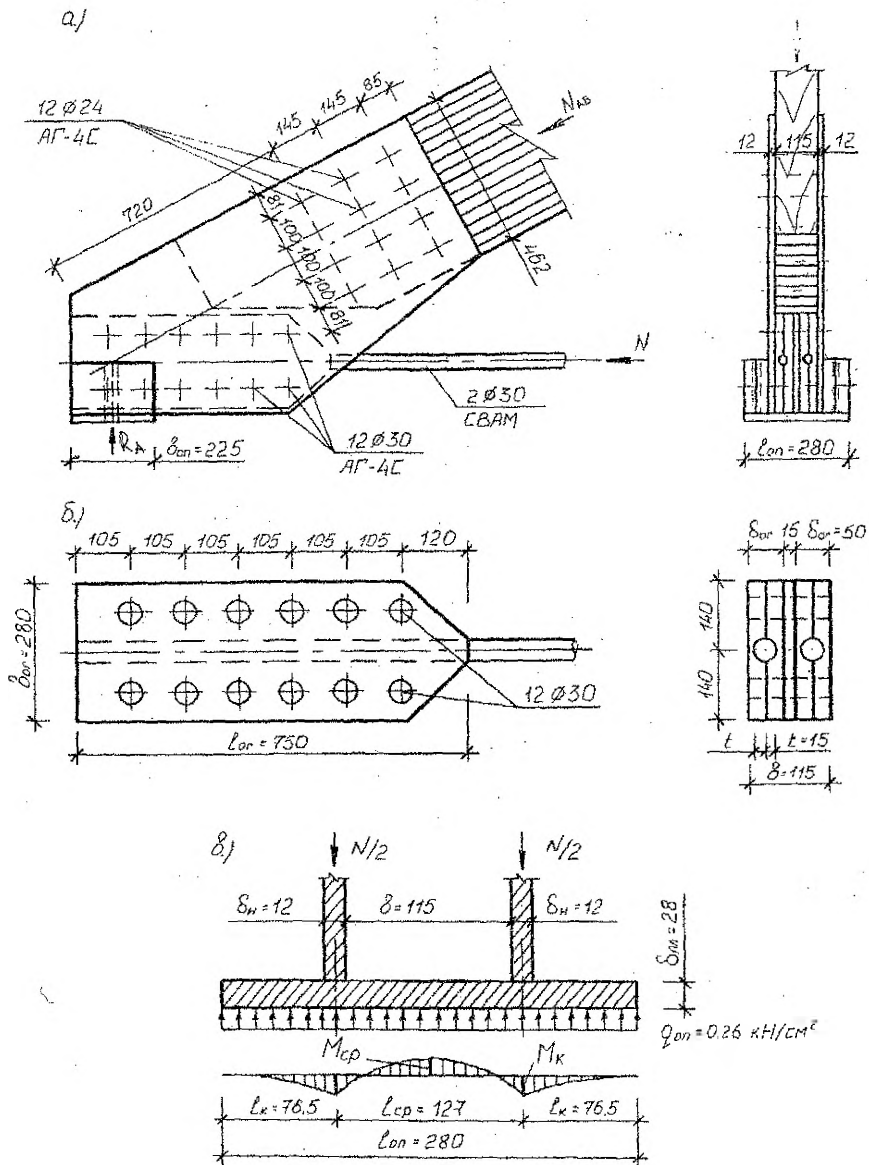


Рис. 2.8. Опорный узел фермы:

а - общий вид узла;

б - конструкция оголовка,

в - расчётная схема опорной плиты.

Примем  $b_H = 46,2$  см, что соответствует высоте сечения верхнего пояса фермы.

$$\delta_H = 264,18 / (2 \times 46,2 \times 4,5 \times 0,85) = 0,75 \text{ см. Принимаем } \delta_H = 8 \text{ мм.}$$

Для крепления верхнего пояса принимаем нагели диаметром  $d = 24$  мм.

Несущая способность одного двусрезного нагеля:

$$\text{- по смятию древесины } T_{см} = 0,5 b d m_{гв} m_{в} n_{ш} = 0,5 \times 11,5 \times 2,4 \times 1 \times 1 \times 2 = 27,6 \text{ кН;}$$

$$\text{- по изгибу нагеля } T_{и} = 1,8 d^2 \sqrt{m_{и} m_{ш}} n_{ш} = 1,8 \times 2,4^2 \sqrt{1 \times 1} \times 2 = 20,74 \text{ кН;}$$

$$\text{- по срезу нагеля } T_{ср} = \pi d^2 R_{ср} n_{ш} / 4 = 3,14 \times 2,4^2 \times 3 \times 2 / 4 = 27,1 \text{ кН;}$$

где:  $m_{гв}$   $m_{в}$  - коэффициенты, принятые по табл. 10 и 11 [3], в соответствии с п. 5.15 [1];

$$R_{ср} = 30 \text{ МПа} = 3 \text{ кН/см}^2 \text{ - расчетное сопротивление срезу стеклопластика АГ-4С (прил. III);}$$

$n_{ш}$  - число расчетных швов одного нагеля.

Требуемое количество нагелей определяем по полученной минимальной несущей способности  $T_{мин} = 20,74$  кН.

$$n = Q_1 \gamma_n / T_{мин} = 264,18 \times 0,9 / 20,74 = 11,4 \text{ шт. Принимаем 12 нагелей, из них 4 болта. При конструировании боковых накладок их размеры принимаем из условия расстановки нагелей (п. 5.18 [1]) в 4 ряда: } S_1 = 6d = 6 \times 24 = 144 \text{ мм; } S_2 = 3d = 3 \times 24 = 72 \text{ мм; } S_3 = 2,5d = 2,5 \times 24 = 60 \text{ мм.}$$

Нагели для крепления нижнего пояса принимаем диаметром  $d = 30$  мм и рассчитываем их число из условия прочности на изгиб и срез. Несущая способность одного двусрезного нагеля:

$$\text{- по изгибу } T_{и} = 4R_{и} W_{пл} / (\delta_H + \delta_{ог}) = 4 \times 11 \times 0,12 \times 3^3 / (0,8 + 5) = 17,7 \text{ кН,}$$

где:  $R_{и} = 110 \text{ МПа} = 11 \text{ кН/см}^2$  - расчетное сопротивление стеклопластика на изгиб (прил. III);



$$W_{\text{пл}} - \text{пластический момент сопротивления } W_{\text{пл}} = 1,2W = 1,2 \times 0,1 \times d^3 = 0,12d^3;$$

$$\delta_{\text{н}} = 0,8 \text{ см} - \text{толщина боковой накладки};$$

$$\delta_{\text{ог}} - \text{толщина оголовка стержня нижнего пояса, равная } \delta_{\text{ог}} = 2(t + 5) = 2(15 + 5) = 40 \text{ мм}. \text{ Принимаем } \delta_{\text{ог}} = 50 \text{ мм};$$

$$- \text{ по срезу нагеля } T_{\text{ср}} = 2 \times 3,14 \times 3 \times 3 / 4 = 42,41 \text{ кН}.$$

Требуемое количество нагелей определяем по полученной минимальной несущей способности нагеля  $T_{\text{мин}} = 17,7 \text{ кН}$ ;  $n = U_1 \gamma_{\text{н}} / T_{\text{мин}} = 234,01 \times 0,9 / 17,7 = 11,9$  шт. Принимаем 12 нагелей, из них 4 болта.

Проверим накладки на смятие отверстий нагелями

$$\sigma = U_1 / (2n\delta_{\text{н}}md) = 234,01 / (2 \times 12 \times 0,8 \times 0,85 \times 3) = 4,78 \text{ кН/см}^2 = 47,8 \text{ МПа} > R_{\text{см}}^{\text{отв}} / \gamma_{\text{н}} = 45 \times 0,75 / 0,9 = 37,5 \text{ МПа};$$

где:  $R_{\text{см}}^{\text{отв}} = R_{\text{с}} k$  - расчетное сопротивление КАСТ-В смятию в отверстии;

$k = 0,75$  - коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления сжатию стеклопластика КАСТ-В при смятии в отверстии.

Увеличиваем толщину накладок до  $\delta_{\text{н}} = 12 \text{ мм}$ .

$$\backslash \text{ Тогда } \sigma = 234,01 / (2 \times 12 \times 1,2 \times 0,85 \times 3) = 3,18 \text{ кН/см}^2 = 31,8 \text{ МПа} < 37,5 \text{ МПа}.$$

Определим ширину оголовка из условия расстановки нагелей в два ряда  $b_{\text{ог}} = 2 \times 2,5d + 3d + d_{\text{н.р.}} = 8d + d_{\text{н.р.}} = 8 \times 3 + 3 = 27 \text{ см}$ . Принимаем  $b = 28 \text{ см}$ .

Проверим принятое сечение оголовка на растяжение

$$\sigma = U_1 / F_{\text{ит.ог}} = 234,01 / (2 \times 5(28 - (2 \times 3))) = 1,02 \text{ кН/см}^2 = 10,2 \text{ МПа} < 110 / 0,9 = 122,2 \text{ МПа}.$$

где  $R_p = 110$  МПа - расчетное сопротивление КАСТ-В растяжению  
(прил. III).

Определим длину оголовка из условия:

- расстановки нагелей диаметром 30 мм

$$l_{ог} = (\pi/2 + 1)3,5d = (12/2+1) \times 3,5 \times 3 = 73,5 \text{ см};$$

- прочности клеевой заделки  $l_{ог} = U_1 / (2md_{н.р} R_{кл} / \gamma_n) =$

$$= 234,01 / (2 \times 0,85 \times 3,14 \times 3 \times 0,2 / 0,9) = 66 \text{ см},$$

где  $R_{кл} = 0,2$  кН/см<sup>2</sup> - расчетное сопротивление сдвигу клея ПН-1.

Принимаем  $l_{ог} = 75$  см.

Определим размеры опорной плиты. Длина плиты будет равна

$$l_{оп} = b + 2\delta_n + 2l_k = 11,5 + 2 \times 1,2 + 2 \times 2 \times 3,5 = 27,9 \text{ см} = 28 \text{ см},$$

где  $l_k = 2 \times 3,5$  см - толщина боковых накладок, определенная максимальной толщиной листов КАСТ -В, равной 35 мм.

Ширину плиты определим из условий:

- смятия боковых накладок по приторцованным поверхностям

$$b_{оп} = R_A / (2\delta_n R_c / \gamma_n) = 189,2 / (2 \times 1,2 \times 4,5 / 0,9) = 15,8 \text{ см},$$

где  $R_A = 0,5q_l + 0,229S_{\Delta}l = 0,5 \times 3,44 \times 18 + 0,229 \times 38,4 \times 18 = 189,2$  кН - максимальное значение опорной реакции;

- смятия обвязочного бруса поперек волокон

$$b_{оп} = R_A / (R_{см,90} l_{оп} / \gamma_n) = 189,2 / (0,3 \times 28 / 0,9) = 20,3 \text{ см},$$

где  $R_{см,90} = 3$  МПа =  $0,3$  кН/см<sup>2</sup> - расчетное сопротивление сосны смятию поперек волокон, табл. 3 [1]. Принимаем  $b_{оп} = 22,5$  см (в соответствии с сортаментом пиломатериалов). Толщину опорной плиты (рис. 2.8 в) находим из условия изгиба:

- консольного участка  $M = q_{оп} l_k^2 / 2 = 0,26 \times 7,65^2 / 2 = 7,30$  кНсм;

- среднего участка  $M = q_{оп} l_{ср}^2 / 8 = 0,26 \times 12,7^2 / 8 = 5,24$  кНсм,

где:  $q_{оп} = R_A / (b_{оп} l_{оп}) = 189,2 / (22,5 \times 28) = 0,26 \text{ кН/см}^2$ ;

$$l_k = (l_{оп} - l_{ср}) / 2 = (28 - 12,7) / 2 = 7,65 \text{ см};$$

$$l_{ср} = b + \delta_n = 11,5 + 1,2 = 12,7 \text{ см}.$$

Толщина плиты  $\delta_{пл} = \sqrt{6M\gamma_n / R} = \sqrt{6 \times 7,81 \times 0,9 / 5,5} = 2,73 \text{ см},$

где  $R = 55 \text{ МПа} = 5,5 \text{ кН/см}^2$  - расчетное сопротивление стеклопластика КАСТ-В изгибу (прил.Ш). Принимаем  $\delta_{пл} = 28 \text{ мм}.$

### Копьковый узел

Крепление раскосов к верхнему поясу обеспечивается с помощью накладок из стеклотекстолита КАСТ-В, прикрепляемых к раскосам на клею ПН-1 и посаженных на узловый болт (рис. 2.9 б). Накладки принимаем шириной  $b_n = 100 \text{ мм}.$

Толщину накладок (одинаковую для всех раскосов) определяем из условия восприятия максимального сжимающего усилия в раскосе  $D_1 N = 37,03 \text{ кН}$  (табл.2.4) и минимальной гибкости (прил. IV.) При  $\lambda_{мин} = 62$  и расстоянии от узлового болта до раскоса  $l_n = 40 \text{ см}$  (определяется графически) толщина накладки должна быть не более

$$\delta_n \leq l_n / (0,289 \lambda_{мин}) = 40 / (0,289 \times 62) = 2,2 \text{ см}.$$

Принимаем  $\delta_n = 1,4 \text{ см}$ , тогда гибкость накладки  $\lambda = l_n / \delta_n = 40 / (0,289 \times 1,4) = 93,86$ ;

Коэффициент продольного изгиба (прил. III)  $\varphi = 3120 / \lambda^2 = 3120 / 93,86^2 = 0,310.$

Проверяем устойчивость накладки

$$\sigma = N / (2\varphi b_n \delta_n) = 37,03 / (2 \times 0,310 \times 1,4 \times 10) = 4,3 \text{ кН/см}^2 = 43 \text{ МПа} < R_c / \gamma_n = 45 / 0,9 = 50 \text{ МПа}.$$

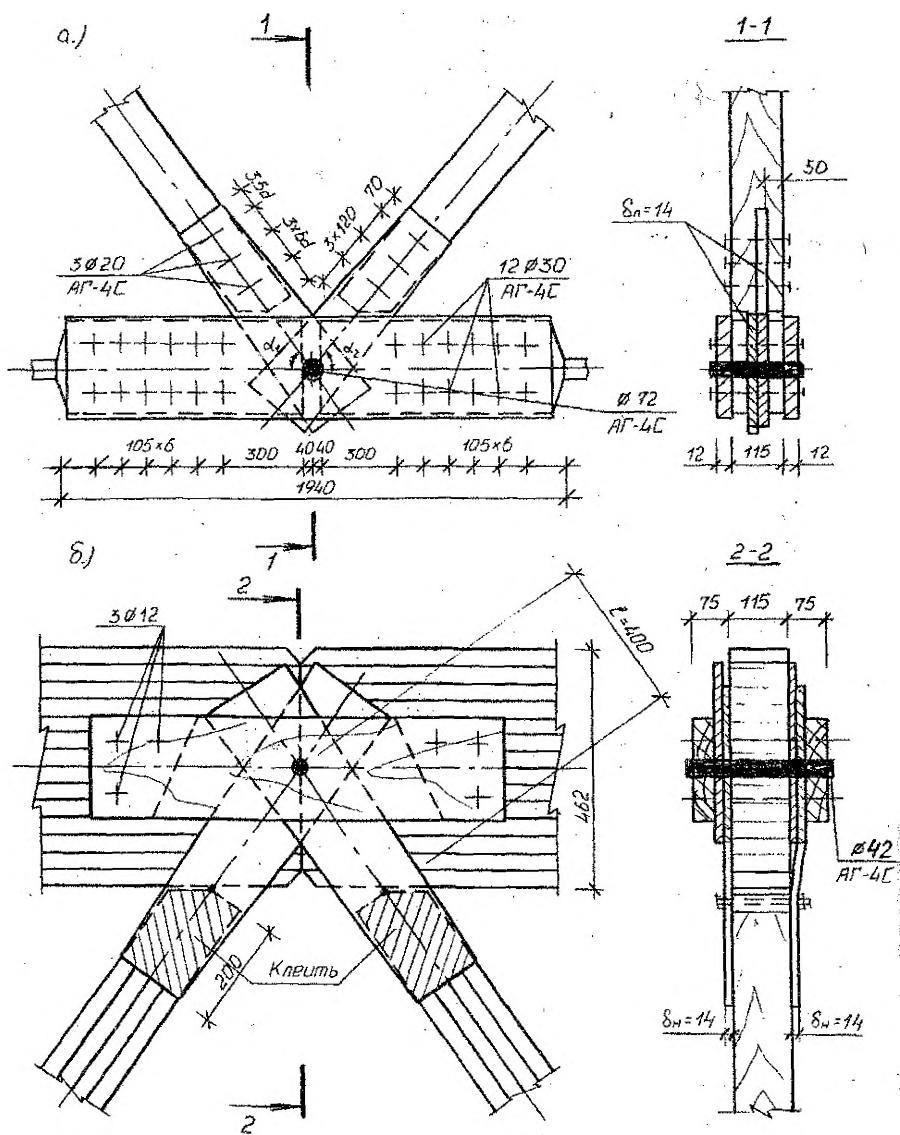


Рис. 2.9. Промежуточные узлы фермы:  
 а - нижний узел;  
 б - коньковый узел.

Длина клеевого шва при прочности его на срез  $R_{кл} = 0,2 \text{ кН/см}^2$  и максимальном усилии в раскосе  $N = 41,27 \text{ кН}$  составит

$$l_{шв} = N \gamma_n / (2b_n R_{кл}) = 41,27 \times 0,9 / (2 \times 10 \times 0,2) = 9,28 \text{ см. Принимаем } l_{шв} = 200 \text{ мм.}$$

Узловой болт рассчитываем на максимальную равнодействующую усилий в раскосах  $D_2$  и  $D_3$  при различных сочетаниях нагрузок. При максимальном растягивающем усилии в раскосе  $D_2$ , равном  $N_1 = 41,27 \text{ кН}$  усилие в раскосе  $D_3$  для того же сочетания нагрузок равно  $N'_2 = 23,99 \text{ кН}$ ; при максимальном сжимающем усилии в раскосе  $D_3$ , равном  $N''_2 = -29,1 \text{ кН}$  усилие в раскосе  $D_2$  для того же сочетания нагрузок равно  $N''_1 = 22,64 \text{ кН}$ .

$$N' = \sqrt{(N'_1)^2 + (N'_2)^2 - 2N'_1 N'_2 \cos(\beta_1 + \beta_2)} = \sqrt{41,27^2 + 23,99^2} = 47,7 \text{ кН},$$

$$N'' = \sqrt{(N''_1)^2 + (N''_2)^2 - 2N''_1 N''_2 \cos(\beta_1 + \beta_2)} = \sqrt{22,64^2 + 29,1^2} = 36,9 \text{ кН},$$

где  $\beta_1$  и  $\beta_2$  - углы наклона раскосов  $D_2$  и  $D_3$  к горизонтали,

$$\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ.$$

Угол действия усилия по направлению к волокнам древесины верхнего пояса  $\alpha = 45^\circ - \arctg(23,99/41,27) = 14,8^\circ$ . Принимаем  $k_\alpha$  по табл.19[1],  $k_\alpha = 0,35$ .

Требуемый диаметр болта из условия его изгиба (табл.17[1]) определим из формулы  $N < 1,8 d^2 n \sqrt{k_\alpha} / \gamma_n$ .

$$d = \sqrt{47,7 \times 0,9 / (1,8 \times 2 \sqrt{0,95})} = 3,45 \text{ см. Принимаем болт диаметром } d = 42 \text{ мм.}$$

Проверяем принятый болт:

- по смятию древесины

$$T_{см} = 0,5 c d n m_n m_b k_\alpha / \gamma_n = 0,5 \times 11,5 \times 4,2 \times 2 \times 1 \times 1 \times 0,95 / 0,9 = 51 \text{ кН};$$

- по смятию накладок

$$T_{см} = n \delta_n d 0,75 R_c / \gamma_n = 4 \times 1,4 \times 4,2 \times 0,75 \times 4,5 / 0,9 = 88,2 \text{ кН};$$

- по срезу болта

$$T_{cp} = n_m \pi d^2 R_{cp} / (4 \gamma_n) = 2 \times 3,14 \times 4,2^2 \times 3 / (4 \times 0,9) = 91,5 \text{ кН.}$$

Несущая способность болта превышает усилие 47,7 кН.

### Нижний промежуточный узел

Элементы нижнего пояса (стержни) стыкуются в узле и крепятся к боковым накладкам из КАСТ - В при помощи оголовка и нагелей аналогично опорному узлу (рис.2.9.а). При этом основные размеры оголовка, толщина накладок, а также нагели ( $d=30\text{мм}$  из АГ-4С в количестве 12 шт. с каждой стороны стыка) принимаются такие как в опорном узле, поскольку усилия растяжения нижнего пояса у опорного и первого промежуточного узла одинаковы.

Минимальную ширину накладок определим из условия их разрыва с учетом ослабления отверстиями

$$b_n = N \gamma_n / (2R_p \delta_n 0,8) = 240,85 \times 0,9 / (2 \times 11 \times 1,2 \times 0,8) = 10,3 \text{ см.}$$

Конструктивно принимаем  $b_n = 30\text{см}$ . Крепление раскосов к элементам нижнего пояса выполняем при помощи узлового болта, к которому крепятся прокладки толщиной 14 мм, и рассчитываемого на равнодействующую от усилий  $D_1 = -37,03\text{кН}$  и  $D_2 = 41,27\text{кН}$ .

$$N = \sqrt{D_1^2 + D_2^2 - 2D_1D_2 \cos(\alpha_1 + \alpha_2)} = \\ = \sqrt{37,03^2 + 41,27^2 - 2 \times 37,03 \times 41,27 \cos(52^\circ + 45^\circ)} = 58,71 \text{ кН}$$

где  $\alpha_1$  и  $\alpha_2$  - углы наклона раскосов  $D_1$  и  $D_2$  к горизонтали (рис.2.9.а)

Требуемый диаметр болта по изгибу из условия  $M/N \leq R_u \gamma_n$ , откуда

$$d = \sqrt[3]{N (b + \delta_n) \gamma_n / (0,1 \times 4 \times R_u)} = \\ \sqrt[3]{58,71 (11,5 + 1,2) \times 0,9 / (0,1 \times 4 \times 11)} = 5,3 \text{ см}$$

Принимаем болт диаметром  $d = 72\text{мм}$ . Проверяем принятый болт:

- по смятию накладок  $T_{cm} = 2 \times 1,2 \times 7,2 \times 0,75 \times 4,5 / 0,9 = 64,8\text{кН}$ ;

- по срезу болта  $T_{cp} = (2 \times 3,14) \times 7,2^2 / 4 \times 3 / 0,9 = 83,12\text{кН}$ .

Минимальная несущая способность болта превышает усилие  $N = 58,71$  кН. Определим количество болтов, необходимых для крепления раскосов к врезным прокладкам, принимая за расчетное усилие максимальное усилие в раскосах  $D_1$  или  $D_2$ . Для крепления принимаем болты диаметром 20 мм. Определим несущую способность нагеля на один шов сдвига из условий:

$$\text{-смятия древесины } T_{см} = 0,8 \text{ adm}_n m_b = 0,8 \times 5 \times 2 \times 1 \times 1 = 8 \text{ кН};$$

$$\text{-изгиба нагеля } T_u = 1,45d^2 + 0,02a^2 \sqrt{m_n m_s} = 1,45 \times 2^2 + 0,02 \times 5^2 \sqrt{1 \times 1} =$$

$$= 6,3 \text{ кН, но не более } T_u = 1,8d^2 \sqrt{m_n m_s} = 1,8 \times 2^2 \sqrt{1 \times 1} = 7,2 \text{ кН.}$$

Требуемое количество болтов  $n = N\gamma_n / (n_{ш} T_{мин}) = 41,27 \times 0,9 / (2 \times 6,3) = 2,95$ . Принимаем 3 болта диаметром 20 мм.

Таблица 1. Усилия в стержнях фермы пролетом  $l$  и высотой  $f = 1/6 l$  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
	$O_3$	-0,30052	-0,82426	-0,10021	-0,19847	0,35477
Нижний пояс	$I_1$	0,46719	0,74047	0,17871	0,22427	0,5
	$I_2$	0,27329	0,74047	0,09113	0,18049	0,5
Решетка	$D_1$	-0,12611	0	-0,05697	-0,02849	0,23074
	$D_2$	0,12611	0	0,05697	0,02849	0,23074

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

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

Координаты узлов

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

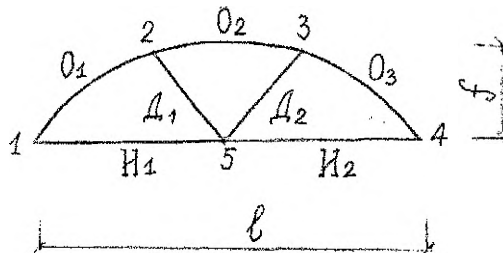




Таблица 2. Усилия в стержнях фермы пролетом  $l$  и высотой  $f = 1/7 l$  от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 3

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	0,2107
	$D_2$	0,14528	0	-0,06532	0,03266	0,2167

Координаты узлов

№ узла	X	Y
1	0	0
2	0,32541	0,11800
3	0,64759	0,11800
4	1	0
5	0,5	0

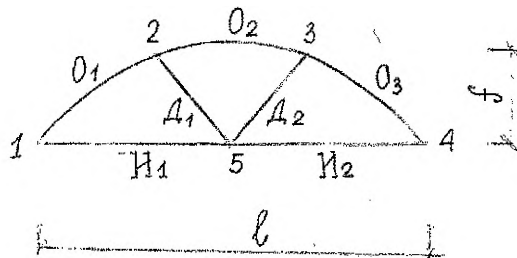


Таблица 3. Усилия в стержнях фермы пролетом  $l$  и высотой  $f = 1/6 l$  от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 4

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

Координаты узлов

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

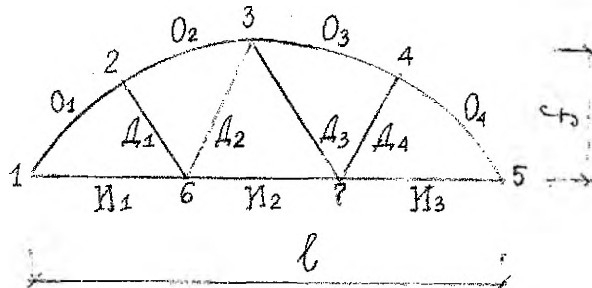


Таблица 4. Усилия в стержнях фермы пролетом  $l$  и высотой  $f = 1/6 l$  от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 4

Элемент	Обозначение	Равномерно распределенная нагрузка		Нагрузка, распределенная по треугольнику		Длина элемента
		на $l/2$	на $l$	на $l/2$	на $l$	
Верхний пояс	$O_1$	-0,62896	-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	0,33333
	$I_2$	0,43753	0,87506	0,10207	0,15311	0,33333
	$I_3$	0,28183	0,85678	0,06574	0,16296	0,33333
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

Координаты узлов

№ узла	X	Y
1	0	0
2	0,24000	0,10645
3	0,5	0,14286
4	0,76	0,10645
5	1	0
6	0,33333	0
7	0,66667	0

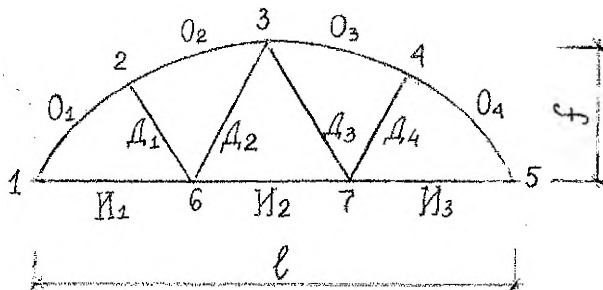


Таблица 5. Усилия в стержнях фермы пролетом  $l$  и высотой  $f = 1/6 l$  от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 5

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

Координаты узлов

№ узла	X	Y
1	0	0
2	0,18618	0,10532
3	0,39305	0,15977
4	0,60695	0,15977
5	0,81332	0,10532
6	1	0
7	0,25	0
8	0,50	0
9	0,75	0

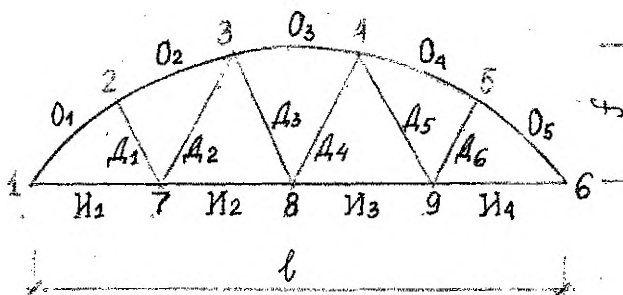
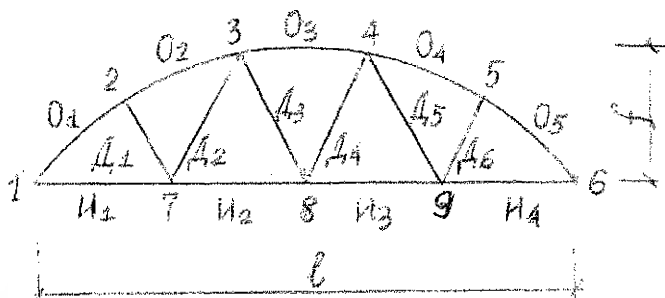


Таблица 6. Усилия в стержнях фермы пролетом  $l$  и высотой  $f = 1/7 l$  от единичной вертикальной нагрузки с числом панелей верхнего пояса равным 5

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	-0,94089	-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

Координаты узлов

№ узла	X	Y
1	0	0
2	0,18977	0,09057
3	0,39486	0,13700
4	0,60514	0,13700
5	0,81023	0,09057
6	1	0
7	0,25	0
8	0,50	0
9	0,75	0



Приложение II

Площади сечения болтов (стальные и стеклопластиковые)

$d_b$ , см	$A_b$ , см <sup>2</sup>	$A_{обл}$ , см <sup>2</sup>	$d_b$ , мм	$A_b$ , см <sup>2</sup>	$A_{обл}$ , см <sup>2</sup>
12	1,13	0,86	30	7,07	5,69
14	1,54	1,18	36	10,17	8,26
16	2,01	1,60	42	13,85	11,20
18	2,55	1,97	48	18,09	14,72
20	3,14	2,49	56	24,62	19,94
22	3,80	3,08	64	32,15	26,04
24	4,52	3,59	72	40,69	32,96
27	5,73	4,67	80	50,24	40,69

Приложение III

Расчетные сопротивления стеклопластика

Наименование и марка	Расчетные сопротивления, МПа			
	Растяжению	Изгибу	Сжатию	Срезу (сдвигу)
СВАМ	160	250	140	55
КАСТ-В	110	55	45	30
АГ-4С	220	110	90	30

Приложение IV

Коэффициенты продольного изгиба  $\varphi$  при  $\lambda > \lambda_{мин}$

Материал	$\lambda_{мин}$	$\varphi$
Стеклопластики:		
СВАМ	40	$1260/\lambda^2$
АГ-4С	40	$1230/\lambda^2$
КАСТ-В	62	$3120/\lambda^2$
полиэфирный	45	$1180/\lambda^2$
Древеснослоистые пластики:		
ДСП-Б	45	$1380/\lambda^2$
ДСП-В	40	$1100/\lambda^2$

## Список использованной литературы

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. / Госстрой СССР. -М.: Стройиздат, 1983.-31с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нормы проектирования. Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР.-М.:ЦНИИП Госстроя СССР, 1986.-36с.
3. Рекомендации по использованию нормативных документов при выполнении курсового и дипломного проектов по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов специальности Т.19.01 /-Брест, 1998. - 26 с.
4. Конструкции из дерева и пластмасс. Учеб. для вузов / Ю.В.Слицкоухов, В.Д. Будапов, М.М. Гапшов и др.; Под ред. Г.Г.Карсена и Ю.В. Слицкоухова - 5-е изд; перераб. и доп.-М.Стройиздат, 1986. -543 с.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд.10. Прогнбы и перемещения)/ Госстрой СССР.-М.: ЦНИИП Госстроя СССР. 1989.-8с.

## Учебное издание

Составители: Базенков Тимофей Николаевич  
Жук Василий Васильевич  
Захаркевич Иван Филиппович

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ  
по курсовому проектированию по дисциплине  
«Конструкции из дерева и пластмасс»  
для студентов специальности Т.19.01  
«Промышленное и гражданское строительство»  
заочной и дневной формы обучения.

Ответственный за выпуск: Захаркевич И.Ф.  
Редактор: Строкач Т.В.

---

Подписано к печати 2.12.1998 г. Формат 60×84/16. Усл. печ. л. 3,26. Уч. изд. л. 3,5.  
Зак. № 226. Тираж 200 экз. Отпечатано на ризографе Брестского политех-  
нического института. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267