



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)**

Кафедра «Металлические, деревянные и пластмассовые конструкции»

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**по проектированию конструкций
из дерева и пластмасс**

Ростов-на-Дону
2018

УДК 624.011.1

Составители: С.В. Скуратов, С.В. Щуцкий

Методические указания по проектированию конструкций из дерева и пластмасс для студентов обучающихся по направлению 08.03.01 «Строительство» профиль «Промышленное и гражданское строительство» при изучении дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс. – Ростов н/Д: ДГТУ, 2018. – 80с.

Представлены методы проектирования традиционных стропильных систем покрытий с различными расчетными схемами, индивидуальных рамных систем покрытий мансардного типа, дощатоклееных балок, балок с армированием стальными стержнями, а также клеефанерных балок с плоской и волнистой стенками. Приведены примеры расчета рассматриваемых типов конструкций.

УДК 624.011.1

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Научный редактор д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Металлические, деревянные и пластмассовые конструкции» д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

В печать 15.06.2018г.

Формат 60x84/16. Объем 5 усл.п.л.

Тираж 50 экз. Заказ №281

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

Оглавление

1. Проектирование и расчет стропильных систем гражданских зданий

- 1.1. Скатные крыши по деревянным стропилам.....4
- 1.2. Мансардные покрытия.....27
- 1.3. Расчет балок-ферм.....28

2. Проектирование и расчет дощатоклееных и клеефанерных балок

- 2.1. Основные типы балок и особенности их проектирования.....40
- 2.2. Расчет несущих конструкций. Общие указания.....42
- 2.3. Дощатоклееные балки.....43
- 2.4. Порядок конструктивного расчета балки с плоской фанерной стенкой.....48
- 2.5. Порядок конструктивного расчета балки с волнистой стенкой.....52
- 2.6. Балки, армированные стальными стержнями.....55
- 2.7. Примеры расчета балочных конструкций.....57
 - 2.7.1. Расчет дощатоклееной балки.....57
 - 2.7.2. Расчет дощатоклееной армированной балки.....60
 - 2.7.3. Расчет клеефанерной балки с плоской стенкой.....61
 - 2.7.4. Расчет клеефанерной балки с волнистой стенкой.....66

Библиографический список.....70

Приложения73

1. Проектирование и расчет стропильных систем гражданских зданий

1.1. Скатные крыши по деревянным стропилам

Скатные крыши по деревянным стропилам являются традиционной конструкцией гражданских зданий. Для скатных крыш применяют различные кровельные материалы – стальные оцинкованные листы, асбестоцементные плоские и волнистые листы, керамическую и металлическую черепицу и др. Тип кровельного материала определяет величину уклона ската крыши: чем плотнее материал кровли и герметичнее его сопряжение, тем меньше может быть уклон и наоборот (табл.1) [20].

Таблица 1

Допустимые уклоны скатных крыш при различных материалах кровли

Материал скатной кровли	Уклон, α°
Волокнистые асбестоцементные листы	19-20
Плоские асбестоцементные листы:	
в один слой	35-45
в два слоя	25-30
Стальные листы	16-22
Керамическая черепица	40-45

По своей конструктивной схеме стропила могут быть разделены на два типа – наслонные и висячие (рис. 1).

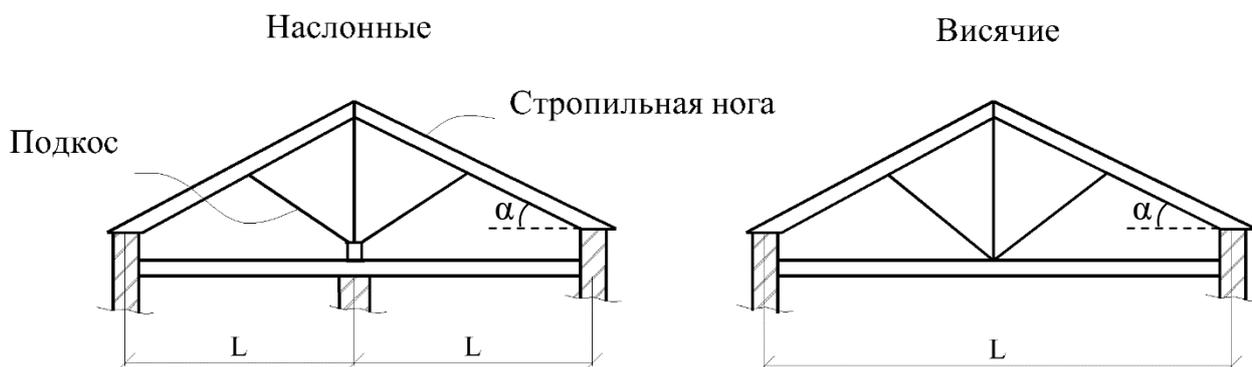


Рис.1. Конструктивные схемы стропильных систем

Наслонные стропила применяют обычно при расстояниях между стенами до 7 м. Основной несущей частью наслонных стропил являются работающие на изгиб стропильные ноги, длина которых определяется расстоянием между опорами. При недостаточном сечении стропильных ног их усиливают подкосами.

Расстояние между стропильными ногами (шаг стропил) обычно назначают 1,0 – 1,7 м (до 2 м), для того чтобы настилы или обрешетку укладывать непосредственно по стропильным ногам. Стропильные ноги просты в изготовлении, надежны и долговечны, так как работают в условиях проветриваемых чердачных помещений.

В наслонных стропилах от вертикальной нагрузки помимо изгибающих моментов появляется продольное усилие. Расчет наслонных стропил при угле наклона менее 45° можно вести без учета указанного усилия.

В современном строительстве стропильные системы применяются для возведения мансардных этажей жилых и административных зданий. Скатные крыши по деревянным стропилам могут выполняться как одно- так и двускатными. Схемы поперечные разрезов одно- и двускатных стропил представлены на рис. 2 и рис. 3 соответственно.

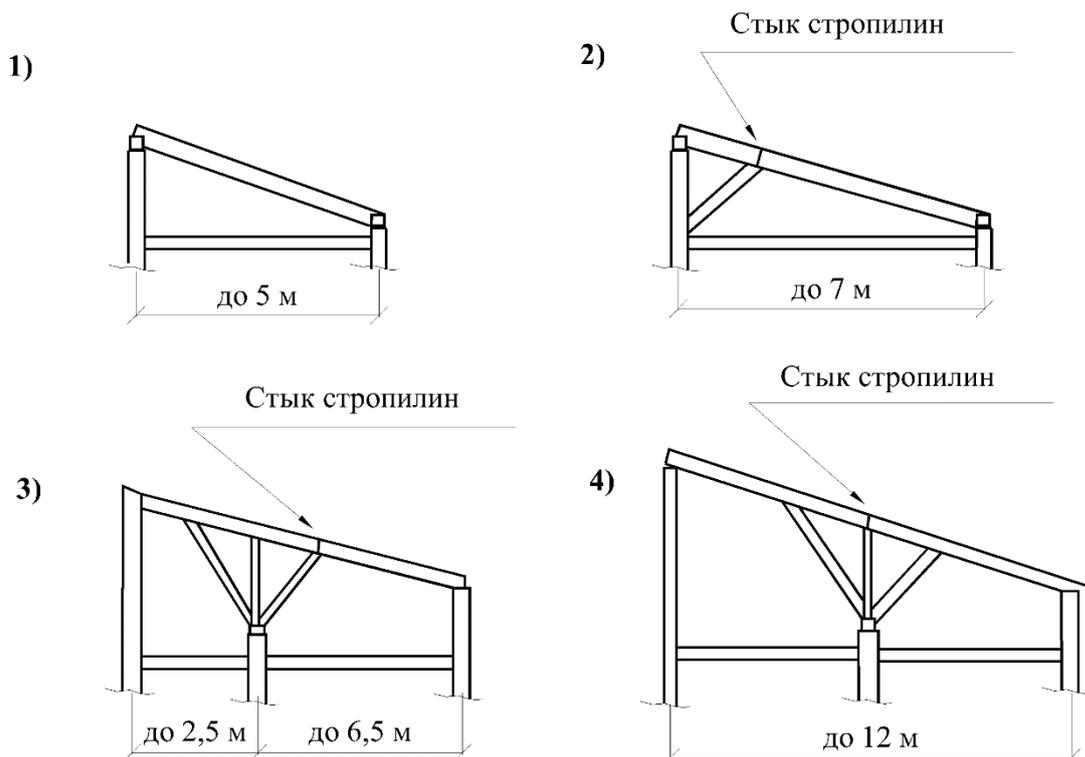


Рис.2. Схемы поперечных разрезов односкатных стропил

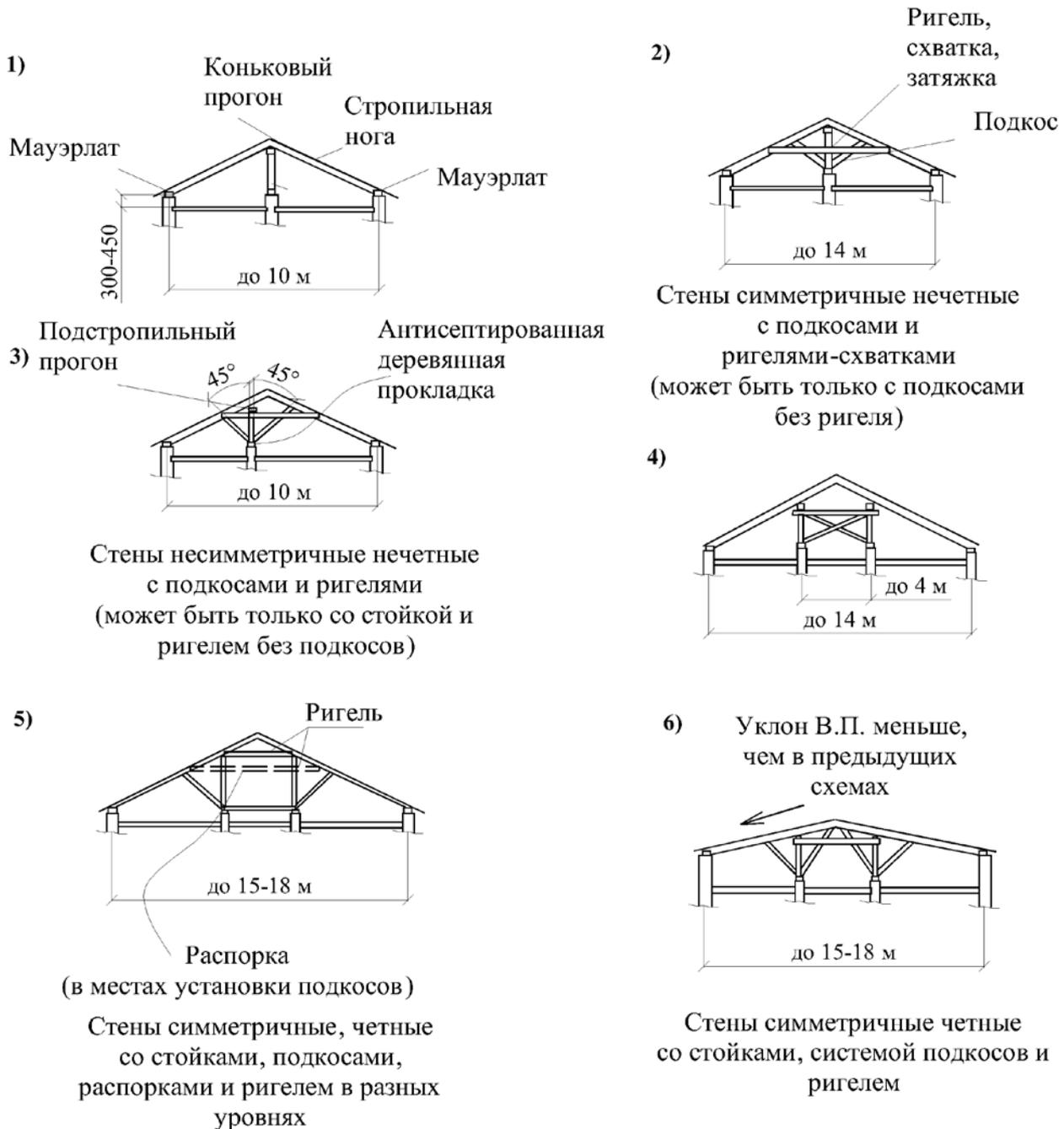


Рис.3. Поперечные разрезы двускатных стропильных крыш

Настенные брусья (мауэрлат) по наружным стенам из облегченных кладок, а также в случае частого расположения стропил устраивают непрерывными. Настенные брусья на стенах сплошной кладки делают в виде коротышей длиной 50-70 см.

Все части стропил, соприкасающиеся с кирпичной кладкой, изолируются при помощи двух слоев рубероида. Кобылки (рис. 4) должны быть антисептированы или осмолены.

При внутренних стенах из сплошной кладки и стропильной системе без устройства подкосов подкладки под стойки делают в виде коротышей из брусков длиной $l=50 - 70$ см. При стропильной системе с наличием подкосов под стойки кладут сплошной лежень такого же сечения. Подробно узлы стропильных систем представлены на рис. 4.

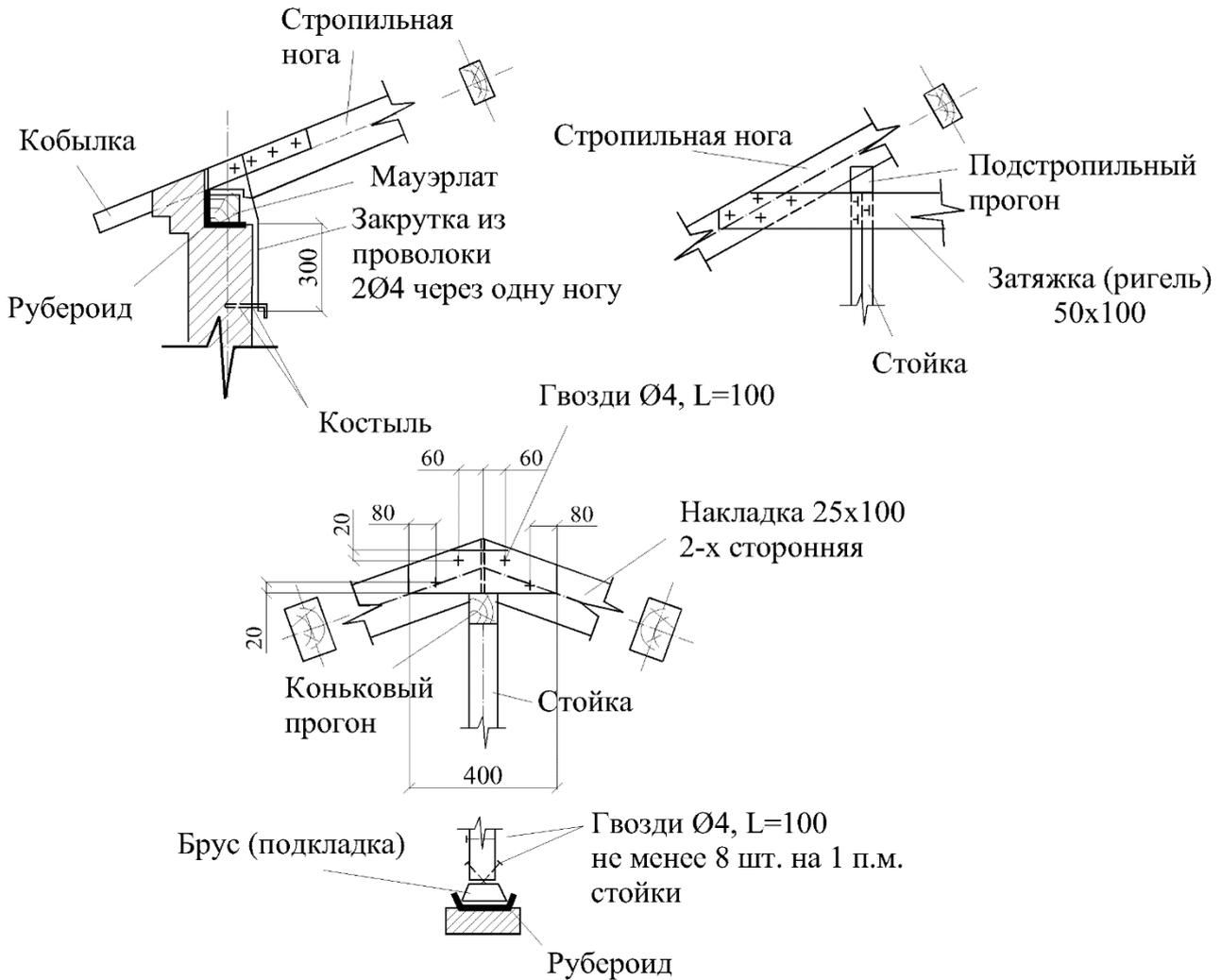


Рис. 4. Узлы стропильных систем

Покрытия по наслонным стропилам состоят из следующих основных конструктивных частей: настила или обрешетки, стропильных ног и подстропильной конструкции. Наслонные стропила работают в условиях сквозного проветривания. Настилы и обрешетку рассчитывают с учетом их неразрезности в пределах двух пролетов. За расчетный пролет принимают расстояние между осями стропильных ног.

При углах наклона кровли $\alpha \geq 10^\circ$ учитывают, что собственный вес кровли и обрешетки равномерно распределен по поверхности (скату) крыши, а снег - по ее

горизонтальной проекции. Поэтому полная нагрузка на 1 п. м. бруска обрешетки составляет:

$$q = g \cdot s + p_c \cdot s \cdot \cos \alpha = (g + p_c \cdot \cos \alpha) \cdot s,$$

где q – постоянная нагрузка на 1 м² ската кровли;

p_c – снеговая нагрузка на 1 м² горизонтальной проекции кровли;

s – расстояние между осями брусков по скату кровли.

Стропильные ноги устраивают из досок, брусьев, пластин или бревен.

Для изготовления стропил используются бревна небольших диаметров (12-24 см); для получения пиломатериала требуется круглый лес больших диаметров (пиловочник); круглый лес примерно в 2 раза дешевле пиленого.

R_u для бревен (24 МПа) больше, чем для досок (19,5 МПа). Наслонные стропила при правильном их конструировании и устройстве – безраспорная конструкция. Чтобы стропила не вызывали появления распора, надо опорные плоскости врубок в местах опирания стропильных ног на мауэрлаты и прогоны делать горизонтальными и погашать распор, вызываемый продольными усилиями, которые возникают в стропильных ногах, устройством горизонтальных парных схваток или ригелей.

Стропильные ноги при углах наклона кровли $\alpha \leq 10^\circ$ рассчитывают как балки с горизонтальной осью, а при углах $\alpha > 10^\circ$ – как балки с наклонной осью. Постоянную нагрузку, вычисленную на 1 м² поверхность ската кровли делят на $\cos \alpha$, приведя ее к нагрузке на 1 м² плана покрытия. Нагрузка на стропильную ногу собирается с грузовой площади, ширина которой равна шагу расстановки стропил.

Наибольший изгибающий момент при свободном опирании стропильной ноги на 2-х опорах:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8},$$

где q – суммарная (постоянная и снеговая) нагрузка на 1 п.м. горизонтальной проекции стропильной ноги;

l – пролет стропильной ноги в горизонтальной проекции.

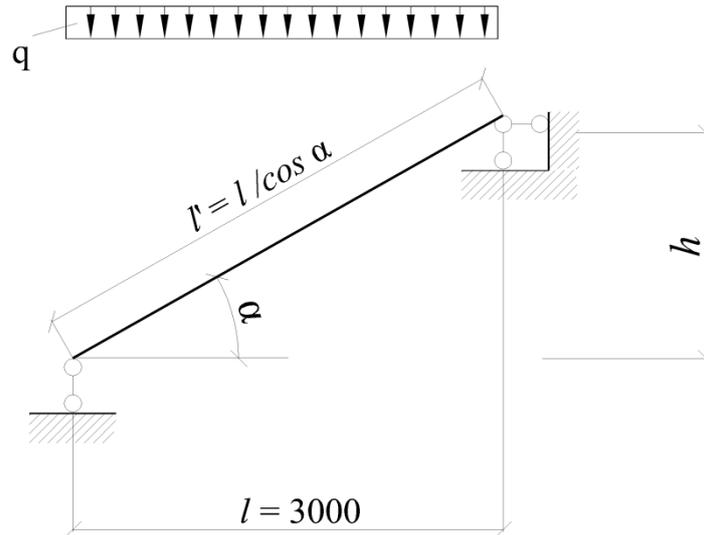


Рис. 5. Конструкция и расчетная схема простейших наслонных стропил

Жесткость стропильных ног проверяют с учетом наклона оси по формуле:

$$\frac{f}{l'} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n}{EJ} \cdot \frac{l^3}{\cos \alpha} \leq \frac{1}{200}$$

Если стропильная нога имеет дополнительную опору в виде прогона или подкоса, то стропильную ногу в этом случае рассчитывают как двухпролетную неразрезную балку.

Изгибающий момент в сечении над средней опорой определяют по формуле:

$$M = \frac{q}{8} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{l_1 + l_2},$$

где l_1 и l_2 – расстояния по горизонтали от крайних опор до средней опоры стропильной ноги.

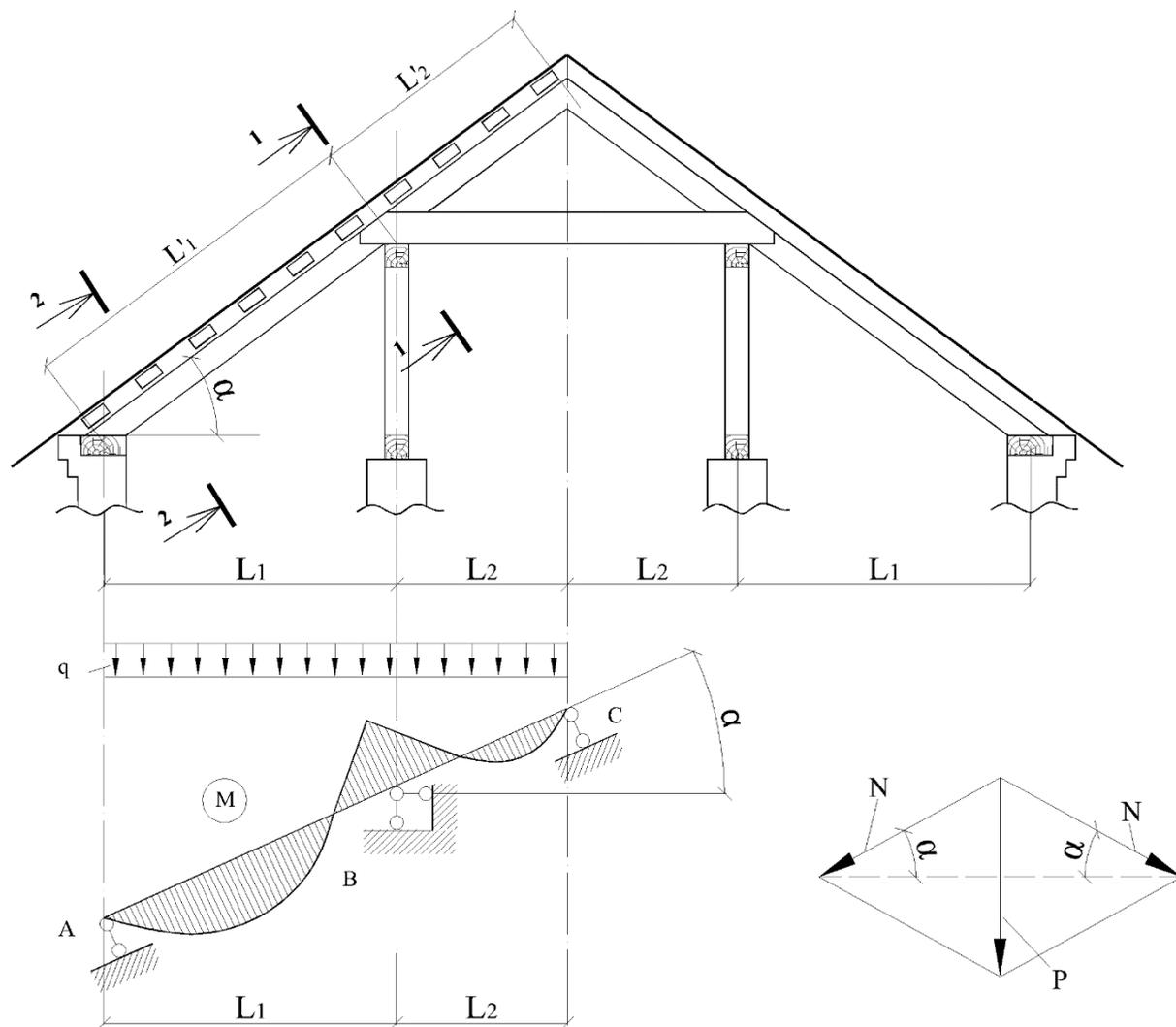


Рис. 6. Конструкция и расчетная схема наслонных стропил с двухрядным расположением внутренних опор

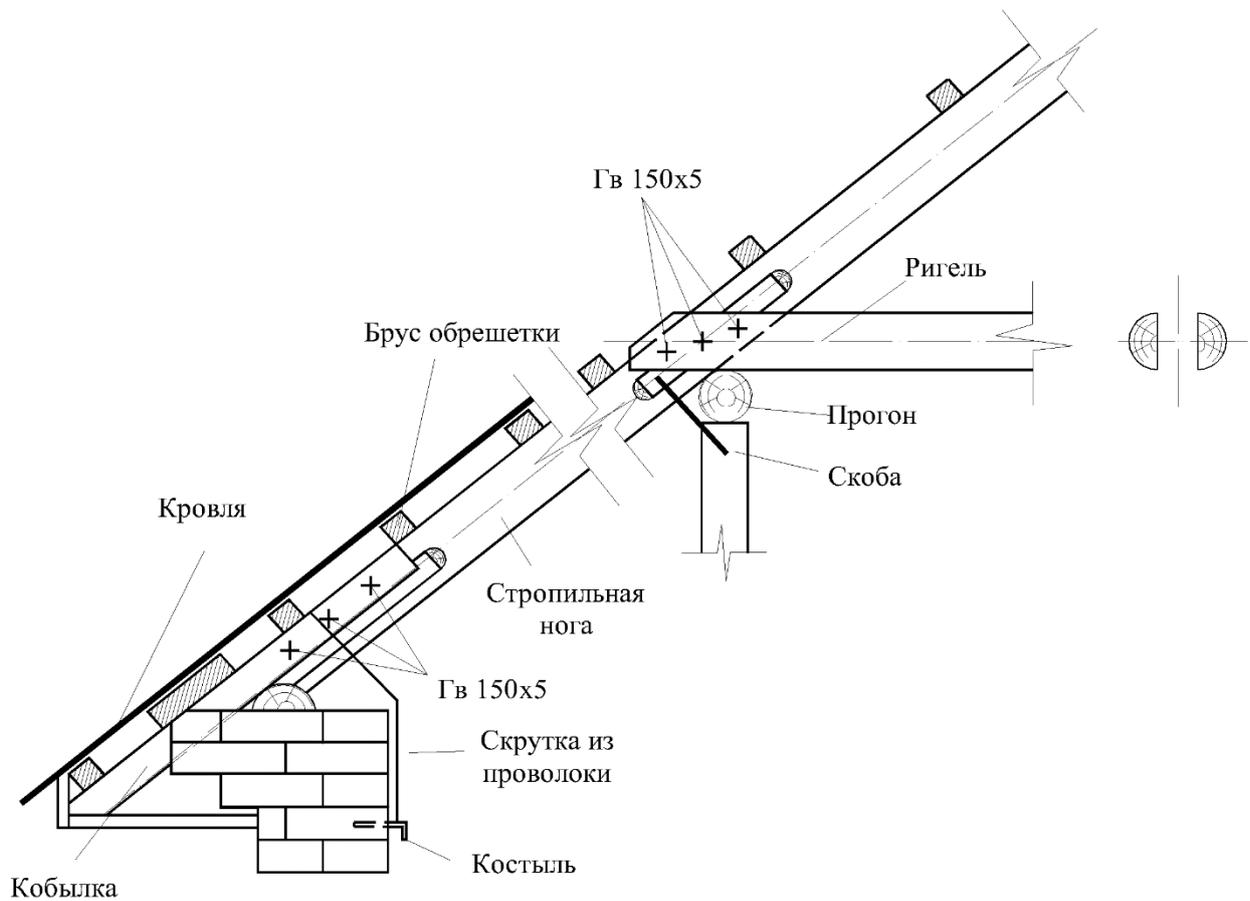


Рис. 7. Узлы стропильных систем

Прочность сечения на средней опоре проверяют с учетом ослабления стропильной ноги врубкой. Кроме проверки прочности стропильной ноги в сечении на средней опоре проверяют еще сечение в середине нижнего участка стропил. Изгибающий момент в этом сечении определяют как для простой балки пролетом l_1 , полагая, что вследствие возможной осадки промежуточной опоры, опорный момент будет равен нулю.

Пример 1: Подобрать сечение простейших стропил под черепичную кровлю при $l = 3000$ мм (рис. 5).

Вычисляем нагрузку, приходящуюся на 1 п.м. горизонтальной проекции стропильной ноги;

$$\alpha = 35^\circ; \cos \alpha = 0,819; \sin \alpha = 0,574.$$

Расстояние между осями стропильных ног $B = 133$ см.

Снеговая нагрузка (нормативное значение) – 1,5 кПа.

По стропильным фермам уложены бруски с шагом $s = 30$ см = 0,3 м.

Обрешетку проектируем из брусков сечением 5х6 см; определяем погонную равномерно распределенную нагрузку на 1 брусок (табл. 2).

Таблица 2

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Черепица: $0,50 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,3 \text{ м}$	0,15	1,1	0,165
Брусок обрешетки: $0,05\text{м} \cdot 0,06\text{м} \cdot 1,33\text{м}$ $\frac{\quad}{1,33\text{м}} \cdot 5\text{кН/м}^3$	0,015	1,1	0,017
Итого:	$\bar{q}^H = 0,165$		$\bar{q} = 0,182$
Снеговая нагрузка: $1,50 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,71 \cdot 3\text{м} \cdot \cos \alpha$	0,262	1,4	0,367
Всего:	$q^H = 0,43$		$q = 0,55$

$$C = \frac{60^\circ - \alpha}{35^\circ} = \frac{60^\circ - 35^\circ}{35^\circ} = 0,71 \text{ – коэффициент снегозадержания при } \alpha = 35^\circ.$$

Обрешетку рассматриваем как двухпролетную неразрезную балку с пролетом $l = B = 133$ см, расположенную под углом α (рис. 8).

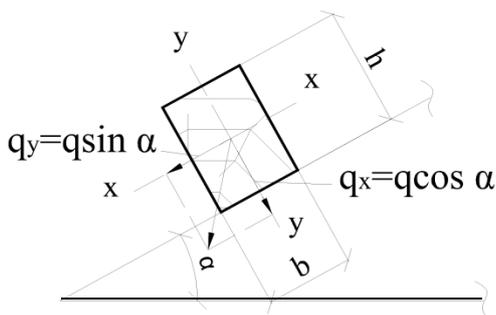


Рис. 8

Наибольший изгибающий момент равен:

а) для первого сочетания нагрузок (собственный вес и снег)

$$M' = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,55 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 1,33^2 \text{ м}^2}{8} = 0,122 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

б) для второго сочетания нагрузок (собственный вес и монтажная нагрузка):

$$M'' \cong 0,07 \cdot \bar{q} \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l =$$

$$= 0,07 \cdot 0,182 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 1,33^2 \text{ м}^2 + 0,207 \cdot 1,2 \text{ кН} \cdot 1,33 \text{ м} = 0,354 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Из M' и M'' выбираем $M_{\max} = M''$.

Брусок рассчитываем на кривой изгиб.

Составляющие изгибающего момента относительно главных осей сечения бруска:

$$M''_x = M'' \cdot \cos \alpha = 0,354 \cdot 0,819 = 0,29 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M''_y = M'' \cdot \sin \alpha = 0,354 \cdot 0,574 = 0,203 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{5 \text{ см} \cdot 6^2 \text{ см}^2}{6} = 30 \text{ см}^3.$$

$$W_y = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{6 \text{ см} \cdot 5^2 \text{ см}^2}{6} = 25 \text{ см}^3.$$

$$\sigma = \frac{M''_x}{W_x} + \frac{M''_y}{W_y} = \frac{0,29 \text{ кН} \cdot \text{м}}{30 \text{ см}^3} + \frac{0,203 \text{ кН} \cdot \text{м}}{25 \text{ см}^3} =$$

$$= 17,8 \text{ кПа} < R_u \cdot 1,15 \cdot m_{\text{дл}} = 19,5 \text{ кПа} \cdot 1,15 \cdot 0,8 = 17,94 \text{ кПа},$$

где 1,15 – коэффициент условий работы настилов и обрешетки кровли;

$m_{\text{дл}} = 0,8$ – коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности нагружения Г (пункт 6.1, т.4 [12]).

При расчете по второму случаю нагружения проверка прогиба бруска не требуется. Определим прогиб бруска при первом сочетании нагрузок. Прогиб в плоскости, перпендикулярной скату (у-у):

$$f_y = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot \cos \alpha \cdot l^4}{EJ_x} = \frac{2,13 \cdot 0,43 \text{ кН/м} \cdot 0,819 \cdot 133^4 \text{ см}^4}{384 \cdot 10^4 \text{ МПа} \cdot 90 \text{ см}^4} = 0,07 \text{ см}.$$

$$J_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{5 \text{ см} \cdot 6^3 \text{ см}^3}{12} = 90 \text{ см}^4.$$

Прогиб в плоскости, параллельной скату (х-х):

$$f_x = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q^H \cdot \sin \alpha \cdot l^4}{EJ_y} = \frac{2,13 \cdot 0,43 \text{ кН/м} \cdot 0,574 \cdot 133^4 \text{ см}^4}{384 \cdot 10^4 \text{ МПа} \cdot 62,5 \text{ см}^4} = 0,07 \text{ см}.$$

$$J_y = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{6 \text{ см} \cdot 5^3 \text{ см}^3}{12} = 62,5 \text{ см}^4.$$

Полный прогиб:

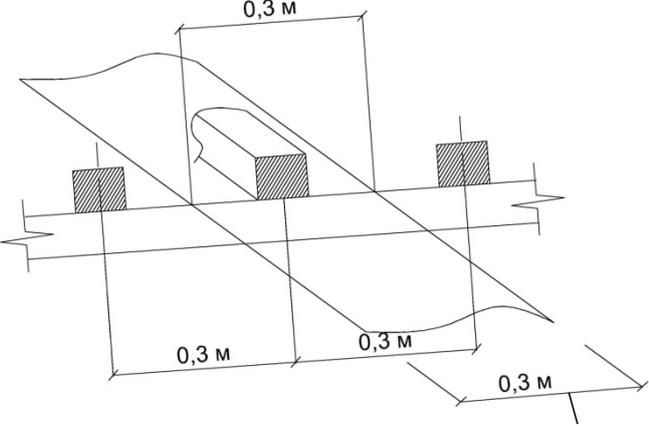
$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,07^2 + 0,07^2} \cong 0,1 \text{ см}.$$

Относительный прогиб:

$$\frac{f}{l} = \frac{0,1 \text{ см}}{133 \text{ см}} = \frac{1}{1330} < \frac{1}{150}$$

Сбор нагрузок на стропильную ногу (на 1 п.м. горизонтальной проекции стропильной ноги) (табл. 3)

Таблица 3

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Черепица: $\frac{0,5 \text{ кН/м}^2}{\cos \alpha} B = \frac{0,5 \cdot 1,33}{0,819}$	0,815	1,1	0,897
Обрешетка: $\frac{0,05 \text{ м} \cdot 0,06 \text{ м} \cdot 1,33 \text{ м} \cdot 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}}{0,3 \text{ м} \cdot \cos \alpha}$	0,082	1,1	0,09
 <p style="text-align: center;">Шаг брусков обрешетки</p>			
Стропильная нога (ориентировочно сечением 10x15 см): $\frac{0,1 \text{ м} \cdot 0,15 \text{ м} \cdot l' \cdot 5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}}{l' \cdot \cos \alpha}$	0,092	1,1	0,101
Снег : $1,5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,71 \cdot 1,33 \text{ м}$	1,42	1,4	1,99
Итого:	2,41	-	3,08

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{3,08 \frac{\text{кН}}{\text{м}}}{8} \cdot 3^2 \text{ м}^2 = 3,47 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемый момент сопротивления сечения стропильной ноги из условия прочности при изгибе ($Ru = 19,5 \cdot 0,66 = 13 \text{ МПа}$):

$$W_{mp} = \frac{M_{max}}{Ru} = \frac{3,47 \text{ кН} \cdot \text{м}}{13 \cdot 10^3 \text{ кН/м}^2} = 267 \text{ см}^3.$$

Рассмотрим несколько возможных вариантов подбора сечения стропильных ног (рис. 9):

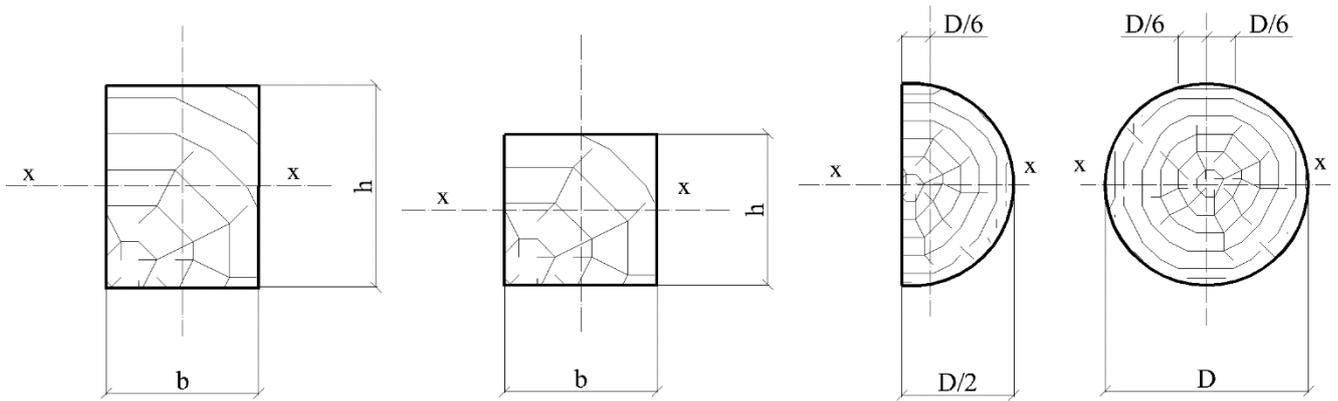


Рис. 9

$$\text{Доска } b = 5 \text{ см, } h_{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{тр}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 267 \text{ см}^3}{5 \text{ см}}} = 17,9 \text{ см}.$$

Принимаем доски 5 x 18 см, $F = 90 \text{ см}^2$; $W_x = 270 \text{ см}^3$; $J_x = 2480 \text{ см}^4$.

$$\text{Брус } b = 7,5 \text{ см, } h_{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 267 \text{ см}^3}{7,5}} = 14,6 \text{ см}.$$

Принимаем брус 7,5x15 см, $W_x = 281 \text{ см}^3$; $J_x = 2109 \text{ см}^4$; $F = 112 \text{ см}^2$.

Пластина $W_x = 0,048 D^3$; $J_x = 0,0238 D^4$.

$$D_{тр} = \sqrt[3]{\frac{W_{тр}}{0,048}} = \sqrt[3]{\frac{267 \text{ см}^3}{0,048}} = 17,7 \text{ см}.$$

Принимаем пластину в тонком конце диаметром $D_0 = 16 \text{ см}$.

Длина стропильной ноги по скату:

$$l_1 = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{300 \text{ см}}{0,819} = 367 \text{ см}.$$

Тогда диаметр пластины в середине пролета:

$$D = D_0 + 0,008 \cdot \frac{l_1}{2}, \quad \text{или} \quad D_{расч} = D_0 + 0,008 \cdot x,$$

где x – расстояние от тонкого конца до рассматриваемого сечения.

$$D = D_0 + 0,008 \cdot \frac{l_1}{2} = 16 \text{ см} + 0,008 \cdot \frac{367 \text{ см}}{2} = 17,5 \approx D_{тр}$$

$$W_x = 0,048 \cdot 17,5^3 \text{ см}^3 = 257 \text{ см}^3.$$

$$J_x = 0,0238 \cdot 17,5^4 \text{ см}^4 = 2230 \text{ см}^4.$$

Наименьший момент инерции получился для сечения из брусьев. Относительный прогиб для этого случая:

$$\begin{aligned} \frac{f}{l_1} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3}{E J_x \cdot \cos \alpha} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,41 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 300^3 \cdot \text{см}^3}{10^4 \text{ МПа} \cdot 2109 \text{ см}^4 \cdot 0,819} = \\ &= \frac{1}{204} < \frac{1}{200} = \left[\frac{f}{l_1} \right]. \end{aligned}$$

Если стропила выполнять из бревен, отпиленных на один кант шириной $D/3$, то

$$W_x = 0,096 D^3; \quad J_x = 0,0476 D^4.$$

Требуемый момент инерции сечения бревна из условия жесткости

$$\text{при } f = \frac{1}{200} \cdot l_1.$$

$$J_{тр} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^3 \cdot 200}{E \cdot \cos \alpha} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,41 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 300^3 \cdot \text{см}^3 \cdot 200}{10^4 \text{ МПа} \cdot 0,819} = 2070 \text{ см}^4.$$

$$\text{Откуда: } D_{тр} = \sqrt[4]{\frac{J_{тр}}{0,0476}} = \sqrt[4]{\frac{2070}{0,0476}} = 14,5 \text{ см.}$$

Принимаем в тонком конце $D_0 = 13$ см, тогда в расчетном сечении

$$\text{(в середине пролета): } D = 13 + 0,008 \cdot \frac{367}{2} = 14,5 \text{ см.}$$

$$W_x = 0,096 \cdot 14,5^3 \text{ см}^3 = 293 \text{ см}^3.$$

Нормальные напряжения при изгибе:

$$\sigma = \frac{3,47 \cdot 100 \text{ кН} \cdot \text{см}}{293 \text{ см}^3} = 11,8 \text{ МПа} < R_u = 24 \text{ МПа} \cdot 0,66 = 16 \text{ МПа},$$

где $R_{и}$ – расчетное сопротивление изгибу бревен, не имеющих врезок в расчетном сечении. Бревна укладывают тонким концом к верхнему узлу, т.е. к месту опирания на прогон.

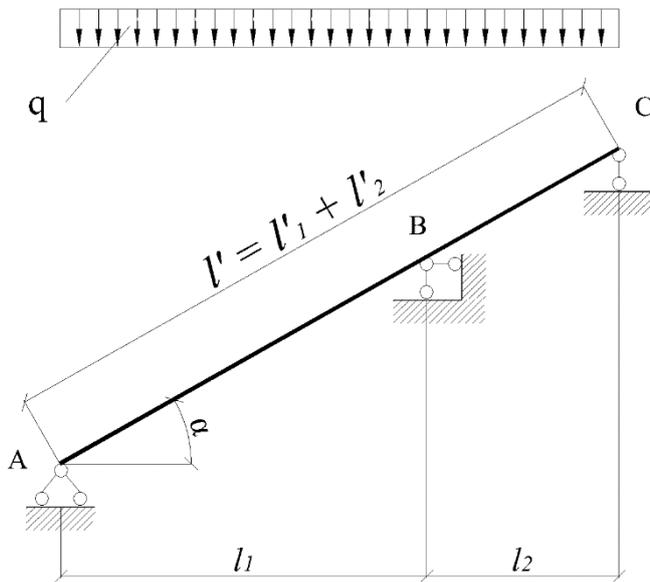


Рис. 10

Общая длина стропильной ноги:

$$l' = l'_1 + l'_2 = \frac{l_1 + l_2}{\cos \alpha} = \frac{3 + 1,75}{0,766} = 6,2 \text{ м, что дает возможность выполнить ее из}$$

бревна длиной 6,5 м без стыка.

Опасным сечением стропильной ноги является сечение на средней опоре.

Изгибающий момент в этом сечении:

$$M = \frac{q}{8} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{l_1 + l_2} = \frac{3,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}}}{8} \cdot \frac{3^3 + 1,75^3}{3 + 1,75} = 2,93 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Вертикальное давление в точке С, равное правой опорной реакции двухпролетной балки:

$$C = \frac{q \cdot l_2}{2} - \frac{M}{l_2} = \frac{3,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 1,75 \text{ м}}{2} - \frac{2,93 \text{ кН} \cdot \text{м}}{1,75 \text{ м}} = 1,35 \text{ кН.}$$

При симметричной загрузке обоих скатов вертикальное давление в точке С удваивается:

Пример 2: Рассчитать наклонные стропила из бревен с двухрядным расположением промежуточных опор. Нагрузка на 1 п.м.

горизонтальной проекции

стропильной ноги: $q^h = 2,75 \text{ кН/м}$;

$q = 3,45 \text{ кН/м}$ (рис. 10).

Угол наклона стропил к горизонту:

$\alpha = 40^\circ$ ($\cos \alpha = 0,766$; $\sin \alpha = 0,643$;

$\text{tg } \alpha = 0,839$).

$l_1 = 3 \text{ м}$; $l_2 = 1,75 \text{ м}$.

$P = 2 \cdot C = 2 \cdot 1,35 \text{ кН} = 2,7 \text{ кН}$. Раскладывая это давление по направлению стропильных ног, найдем сжимающее усилие в верхней части стропильной ноги (рис. 11):

$$N = \frac{P}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{2,7 \text{ кН}}{2 \cdot 0,643} = 2,1 \text{ кН}.$$

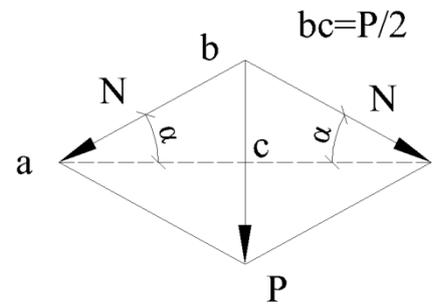


Рис. 11

Из Δabc : $\frac{P}{2} = N \cdot \sin \alpha$;

$$\frac{P}{2 \cdot \sin \alpha} = N.$$

Стропильную ногу проектируем из бревна

$D = 13 \text{ см}$ в тонком конце. Чтобы получить больший расчетный диаметр бревна в опасном сечении, располагаем бревно отрубом в сторону мауэрлата, а комлевой (толстой) частью – к коньку. Тогда расчетный диаметр бревна на средней опоре:

$$D = D_0 + 0,008 \cdot x,$$

где x – расстояние от тонкого конца до рассматриваемого сечения.

$$D = D_0 + 0,008 \cdot l'_1 = D_0 + 0,008 \cdot \frac{l_1}{\cos \alpha} =$$

$$= 13 + 0,008 \cdot \frac{300 \text{ см}}{0,766} \cong 16 \text{ см}.$$

Поперечное сечение стропильной ноги на средней опоре имеет вид (сеч.1–1, рис. 12): с верхней стороны бревно отесано на глубину 0,5 см для укладки обрешетки; с нижней стороны оно ослаблено врубкой в прогон на глубину $h_{вр} = 3 \text{ см}$; с боков сделаны стески по 1,5 см для плотного

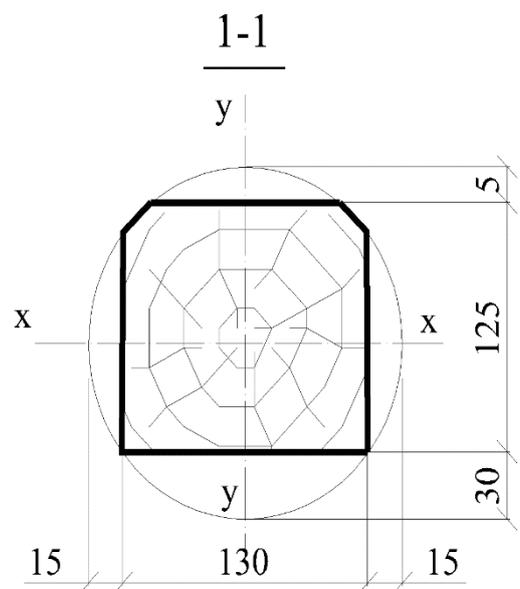


Рис. 12

прилегания пластин ригеля; для упрощения расчета полученное сечение считаем прямоугольным:

$$F_{HT} = 13 \text{ см} \cdot 12,5 \text{ см} = 162 \text{ см}^2;$$

$$W_x = \frac{13 \text{ см} \cdot 12,5^2 \text{ см}^2}{6} = 339 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность стропилины на сжатие с изгибом:

$$\sigma = \frac{N}{F_{HT}} + \frac{M}{W_{HT}} \cdot \frac{R_c}{R_u} = \frac{2,1 \text{ кН}}{162 \text{ см}^2} + \frac{2,93 \cdot 100 \text{ кН} \cdot \text{см}}{339 \text{ см}^3} \cdot \frac{13 \text{ МПа}}{13 \text{ МПа}} =$$

$$= 8,8 \text{ МПа} < R_c = 13 \text{ МПа}.$$

Проверим прогиб в середине нижнего участка стропил. Расчетный диаметр бревна в рассматриваемом сечении:

$$D = 13 + 0,008 \cdot \frac{300}{2 \cdot 0,766} \approx 14,5 \text{ см}.$$

Бревно сверху отесано на ширину $D/3$ ($h_{cm} \approx 0,5 \text{ см}$) (сеч. 2-2, рис. 13).

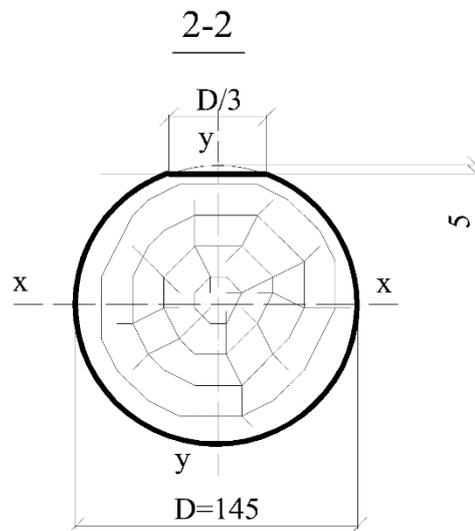


Рис.13

$$W_x = 0,096 \cdot D^3 = 0,096 \cdot 14,5^3 \text{ см}^3 = 293 \text{ см}^2.$$

$$J_x = 0,0476 \cdot D^4 = 0,0476 \cdot 14,5^4 \text{ см}^4 = 2100 \text{ см}^4.$$

$$\frac{f}{l'_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l_1^3}{EJ_x \cdot \cos \alpha} - \frac{M \cdot l_1}{16 \cdot EJ_x \cdot \cos \alpha} =$$

$$= \frac{5 \cdot q^H \cdot l_1^3 - 24 \cdot M \cdot l_1}{384 \cdot EJ_x \cdot \cos \alpha} = \frac{l_1 \cdot (5 \cdot q^H \cdot l_1^2 - 24 \cdot M)}{384 \cdot EJ_x \cdot \cos \alpha} =$$

$$= \frac{5 \cdot 2,75 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 300^3 \text{ см}^3 - 24 \cdot 2,93 \text{ кН} \cdot 100 \text{ см} \cdot 300 \text{ см}}{384 \cdot 10^4 \text{ МПа} \cdot 2100 \text{ см}^4 \cdot 0,766} =$$

$$= \frac{1}{387} < \frac{1}{200}.$$

Проверим напряжения в середине нижнего участка, рассматривая в целях упрощения расчета стропильную ногу на этом участке как балку на двух опорах. Тогда:

$$M_l = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{3,45 \text{ кН/м} \cdot 3^2 \text{ м}^2}{8} = 3,88 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения изгиба:

$$\sigma = \frac{3,88 \text{ кН} \cdot \text{м}}{293 \text{ см}^3} = \frac{3,88 \cdot 100 \text{ кН} \cdot \text{см}}{293 \text{ см}^3} = 13,2 \text{ МПа} < 16 \text{ МПа}.$$

Растягивающее усилие в ригеле (из парных схваток) равно горизонтальной проекции усилия N :

$$H = N \cdot \cos \alpha = \frac{P \cdot \cos \alpha}{2 \cdot \sin \alpha} = \frac{P}{2} \cdot \operatorname{ctg} \alpha = \frac{P}{2 \cdot \operatorname{tg} \alpha} = \frac{2,7 \text{ кН}}{2 \cdot 0,839} = 1,61 \text{ кН}.$$

Ригель устраиваем из двух пластин диаметром 14 см. Ввиду небольшого усилия H конструктивно ставим по 3 гвоздя 5 x 150 мм с каждой стороны стыка со встречной их забивкой.

Проверим достаточность врубки в месте опирания стропильной ноги на прогон. При глубине врубки $h_{вр} = 3$ см и расчетном диаметре бревна $D = 16$ см площадь смятия врубки равна (см. прил.):

$$F_{см} = \frac{F_{сегм}}{\sin \alpha} = \frac{27 \text{ см}^2}{0,643} = 42 \text{ см}^2.$$

Усилие, сминающее врубку, равно сумме давлений на среднюю и крайнюю (в коньке) опоры двухпролетной балки:

$$\begin{aligned} V &= \left[\frac{q \cdot (l_1 + l_2)}{2} + \frac{M}{l_1} + \frac{M}{l_2} \right] + \left(\frac{q \cdot l_2}{2} - \frac{M}{l_2} \right) = \\ &= \frac{q \cdot (l_1 + 2 \cdot l_2)}{2} + \frac{M}{l_1} = \frac{3,45 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot (3 + 2 \cdot 1,75) \text{ м}}{2} + \frac{2,93 \text{ кН} \cdot \text{м}}{3 \text{ м}} = 12,2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Это усилие действует под углом 90° к направлению волокон древесины прогона (рис. 14).

Напряжения смятия во врубке:

$$\sigma_{см} = \frac{12,2 \text{ кН}}{42 \text{ см}^2} = 2,91 \text{ МПа} < 4,5 \text{ МПа} \cdot 0,66 = 3 \text{ МПа}.$$

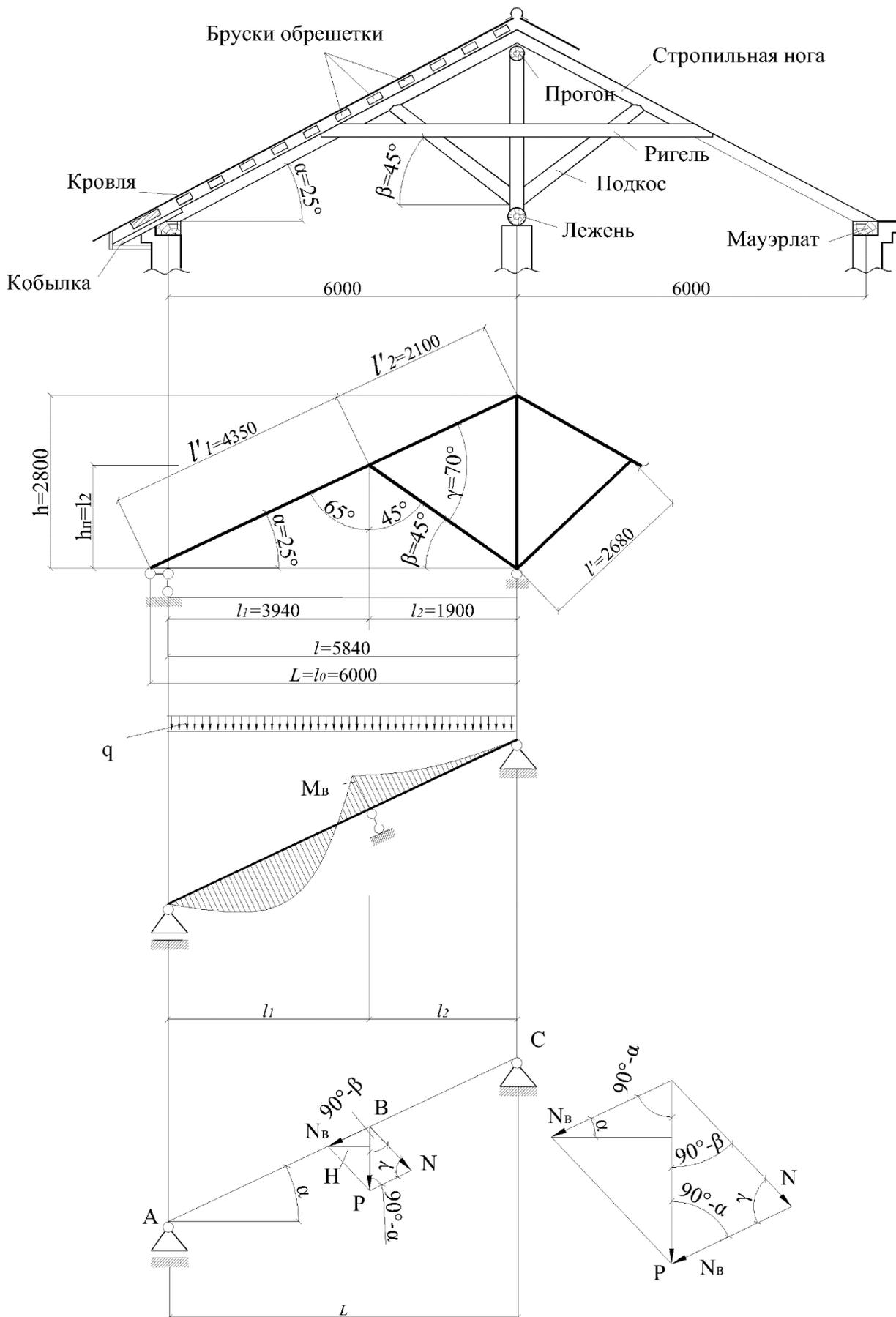


Рис. 14. Наслонные стропила с подкосами

Пример 3: Рассчитать и запроектировать двускатные наклонные стропила под кровлю из АЦЛ. Снег – 1,0 кН/м².

Конструктивное решение: бруски обрешетки размещены по стропильным ногам, которые нижними концами опираются на мауэрлаты, уложенные по внутреннему обрезу наружных стен, а верхними – на прогон. Для уменьшения пролета стропильных ног поставлены подкосы, нижние концы которых упираются в лежень, укладываемый на внутреннюю стену. Для погашения распора стропильной системы установлены ригели из парных схваток.

$$\alpha = 25^\circ; \sin \alpha = 0,423; \cos \alpha = 0,906; \operatorname{tg} \alpha = 0,466.$$

Лежни укладывают на одном уровне с мауэрлатами. Ось мауэрлата смещена относительно оси стены на 16 см. Расстояние от оси мауэрлата до оси внутренней стены:

$$l = L - 16 \text{ см} = 600 \text{ см} - 16 \text{ см} = 584 \text{ см}.$$

Высота стропил в коньке:

$$h = L \cdot \operatorname{tg} \alpha = 600 \cdot 0,466 = 280 \text{ см}.$$

Подкос направлен под углом $\beta = 45^\circ$ к горизонту ($\sin \beta = \cos \beta = 0,707$).

Точка пересечения осей подкоса и стропильной ноги располагается на расстоянии l_2 от оси столба:

$$l_2 = h_{\text{п}} = (L - l_2) \cdot \operatorname{tg} \alpha;$$

$$l_2 = L \cdot \operatorname{tg} \alpha - l_2 \cdot \operatorname{tg} \alpha;$$

$$l_2 + l_2 \cdot \operatorname{tg} \alpha = L \cdot \operatorname{tg} \alpha;$$

$$l_2 \cdot (1 + \operatorname{tg} \alpha) = L \cdot \operatorname{tg} \alpha;$$

$$l_2 = \frac{L \cdot \operatorname{tg} \alpha}{1 + \operatorname{tg} \alpha} = \frac{L}{\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} + \operatorname{tg} \alpha} = \frac{L}{1 + \operatorname{ctg} \alpha} = \frac{600 \text{ см}}{1 + 2,1445} = 190 \text{ см}.$$

$$\text{Тогда } l_1 = l - l_2 = 584 - 190 = 394 \text{ см}.$$

Длина верхнего и нижнего участков стропильной ноги:

$$l'_1 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{394}{0,906} = 435 \text{ см}.$$

$$l'_2 = \frac{l_2}{\cos \alpha} = \frac{190}{0,906} = 210 \text{ см}.$$

Длина подкоса $l_{\text{п}}$: $\sin \beta = \cos \beta = \frac{\sqrt{2}}{2} = 0,707$.

$$l_{\text{п}} = \sqrt{l_2^2 + h_{\text{п}}^2} = \sqrt{l_2^2 + l_2^2} = \sqrt{2 \cdot l_2^2} = \sqrt{2} \cdot l_2 = 1,41 \cdot 190 \text{ см} = 268 \text{ см}.$$

Угол между подкосом и стропильной ногой:

$$\gamma = 180^\circ - 65^\circ - 45^\circ = 70^\circ.$$

$$\sin \gamma = 0,94; \cos \gamma = 0,342.$$

Сбор нагрузок: обрешетка из брусков сечением 6 см x 6 см, шаг обрешетки – 50 см. Расстояние между осями стропильных ног – 150 см. вычисляем нагрузки на 1 п.м. горизонтальной проекции стропильной ноги (табл. 4).

Таблица 4

Элементы и подсчет нагрузок	Нормативная нагрузка, кН/м	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м
Кровля: $\frac{0,15 \text{ кН/м}^2}{\cos \alpha} \cdot 1,5 \text{ м}$	0,248	1,1	0,273
Обрешетка: $\frac{0,06 \text{ м} \cdot 0,06 \text{ м} \cdot 5 \text{ кН/м}^3}{0,5 \text{ м} \cdot \cos \alpha} \cdot 1,5 \text{ м}$	0,06	1,1	0,066
Стропильная нога ($\sim d=17 \text{ см}$): $\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{5 \text{ кН}}{\text{м}^3} = \frac{3,14 \cdot 0,17^2 \text{ м}^2 \cdot 5 \text{ кН/м}^3}{4 \cdot 0,906}$	0,125	1,1	0,1375
Снег: $1 \text{ кН/м}^2 \cdot 1,5 \text{ м}$.	1,5	1,4	2,1
Итого:	1,93	-	2,58

Расчет стропильной ноги: рассматривается как неразрезная балка на трех опорах. Опасным сечением стропильной ноги является сечение в месте при-мыкания подкоса.

$$M_{\text{в}} = \frac{q \cdot (l_1^3 + l_2^3)}{8 \cdot (l_1 + l_2)} = \frac{2,58 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot (3,94^3 + 1,9^3) \text{ м}^3}{8 \cdot (3,94 + 1,9) \text{ м}} = 3,76 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Стропильную ногу проектируем из бревна $d = 15 \text{ см}$ в тонком конце. Чтобы получить больший расчетный диаметр бревна в опасном сечении, располагаем бревно отрубом в сторону мауэрлата, а комлевой частью – к коньку. Расчетный диаметр бревна в сечении В равен:

$$D = D_0 + 0,008 \cdot l'_1 = 15 \text{ см} + 0,008 \cdot 435 \text{ см} = 18,5 \text{ см}.$$

Бревно стропильной ноги ослаблено с верхней стороны стеской на глубину $h_1 = 0,5 \text{ см}$ для создания ровной поверхности, необходимой для укладки обрешетки, а с нижней стороны – врубкой подкоса на глубину $h_2 = 3,5 \text{ см}$.

$$\frac{h_1}{D} = \frac{5}{185} = 0,027;$$

$$\frac{h_2}{D} = \frac{35}{185} = 0,19.$$

$$W_{\text{нт}} = k_w \cdot W = k_w \cdot \frac{\pi \cdot D^3}{32} = 0,718 \cdot \frac{3,14 \cdot 18,5^3 \text{ см}^3}{32} = 446 \text{ см}^3.$$

$k_w = 0,718$ (по табл. прил.).

Прочность сечения B :

$$\sigma = \frac{M_B}{W_{\text{нт}}} = \frac{3,76 \cdot 100 \text{ кН} \cdot \text{см}}{446 \text{ см}^3} = 8,5 \text{ МПа} < 12,8 \text{ МПа},$$

где $12,8 \text{ МПа} = m_0 \cdot 15 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу R_u бревен, имеющих врезки в опасном сечении, когда габаритные размеры ослабленного сечения равны или более 14 см ; $m_0 = 0,8$ согласно п. 6.9.г [12].

Проверяем сечение в середине нижнего участка под действием пролетного момента M_l , определяемого как для простой балки на двух опорах пролетом l_1 , считая в запас прочности, что вследствие возможной осадки среднего узла опорный момент M_B будет равен нулю:

$$M_l = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{2,58 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 3,94^2 \text{ м}^2}{8} = 5,01 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетный диаметр бревна в рассматриваемом сечении:

$$D = D_0 + 0,008 \cdot \frac{l_1}{2} = 15 + 0,008 \cdot \frac{435}{2} = 16,7 \text{ см}.$$

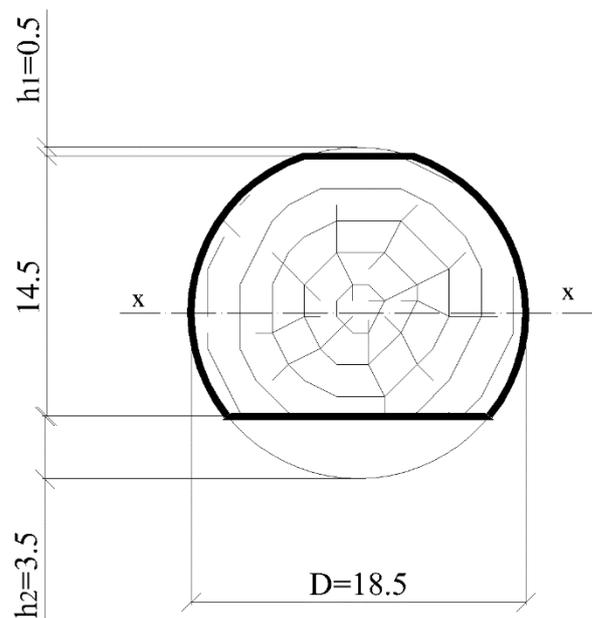


Рис.15

Сечение сверху отесано на ширину $D/3$.

Моменты сопротивления и инерции сечения:

$$W_x = 0,096 \cdot D^3 = 0,096 \cdot 16,7^3 \text{ см}^3 = 447 \text{ см}^3;$$

$$J_x = 0,0476 \cdot D^4 = 0,0476 \cdot 16,7^4 \text{ см}^4 = 3700 \text{ см}^4.$$

Напряжения изгиба:

$$\sigma = \frac{M_1}{W_x} = \frac{5,01 \cdot 100 \text{ кН} \cdot \text{см}}{447 \text{ см}^3} = 11,2 < 12,8 \text{ МПа},$$

где $12,8 \text{ МПа} = 0,8 \cdot 16 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление изгибу R_u основного бревна, не имеющего врезок в расчетном сечении.

Проверка жесткости наклонной стропильной ноги:

$$\frac{f}{l'_1} = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 394^3 \text{ см}^3}{10^4 \text{ МПа} \cdot 3700 \text{ см}^4 \cdot \cos \alpha} = \frac{1}{227} < \frac{1}{200}.$$

Расчет подкоса и ригеля: Вертикальная составляющая реактивного усилия на средней опоре стропильной ноги:

$$\begin{aligned} P &= \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B}{l_1} + \frac{M_B}{l_2} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_B \cdot l}{l_1 \cdot l_2} = \\ &= \frac{2,58 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 5,84 \text{ м}}{2} + \frac{3,76 \text{ кН} \cdot \text{м} \cdot 5,84 \text{ м}}{3,94 \text{ м} \cdot 1,9 \text{ м}} = 10,45 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Это усилие раскладывается на усилие N , сжимающее подкос и усилие N_B , направленное вдоль стропильной ноги. Используя уравнение синусов, находим:

$$\begin{aligned} \frac{P}{\sin \alpha} &= \frac{N}{\sin(90^\circ - \alpha)} = \frac{N_B}{\sin(90^\circ - \beta)}, \quad N = \frac{\sin(90^\circ - \alpha)}{\sin \gamma} \cdot P = \\ &= \frac{\cos \alpha}{\sin \gamma} \cdot P = \frac{0,906}{0,94} \cdot 10,45 = 10,1 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$$\text{откуда } N_B = \frac{\sin(90^\circ - \beta)}{\sin \gamma} \cdot P = \frac{\cos \beta}{\sin \gamma} \cdot P = \frac{0,707}{0,94} \cdot 10,45 = 7,85 \text{ кН}.$$

Подкос выполняем из бревна диаметром $D_0 = 12 \text{ см}$, направленного комлем к узлу В. Вследствие небольшого сжимающего усилия подкос не рассчитываем, т.к. он будет работать с большим запасом. Расчетная длина подкоса $l_0 =$

$l_{\Pi} = 268$ см. Проверим напряжения смятия во врубке. Диаметр подкоса в комле $D_k = 12 + 0,008 \cdot 268 = 14,1$ см.

Подкос упирается в стропильную ногу ортогональной лобовой врубкой. Угол смятия $\gamma = 70^\circ$.

$$R_{\text{см},70^\circ} = \frac{0,8 \cdot 13 \text{ МПа}}{1 + \left(\frac{0,8 \cdot 13}{3} - 1 \right) \cdot \sin^3 70^\circ} = 3,4 \text{ МПа.}$$

Здесь $m_{\Pi} = 0,8$ – коэффициент породы древесины.

Площадь смятия:

$$F_{\text{см}} = \frac{F_{\text{сегм}}}{\cos \gamma} = \frac{35,3 \text{ см}^2}{0,342} = 103 \text{ см}^2,$$

где $F_{\text{сегм}}$ – площадь сегмента круга диаметром 18,5 см со стрелой $h_{\text{ep}} = 3,5$ см.

Напряжение смятия (Рис.16):

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N}{F_{\text{см}}} = \frac{10,1 \text{ кН}}{103 \text{ см}^2} = 0,98 \text{ МПа} < 3,4 \text{ МПа.}$$

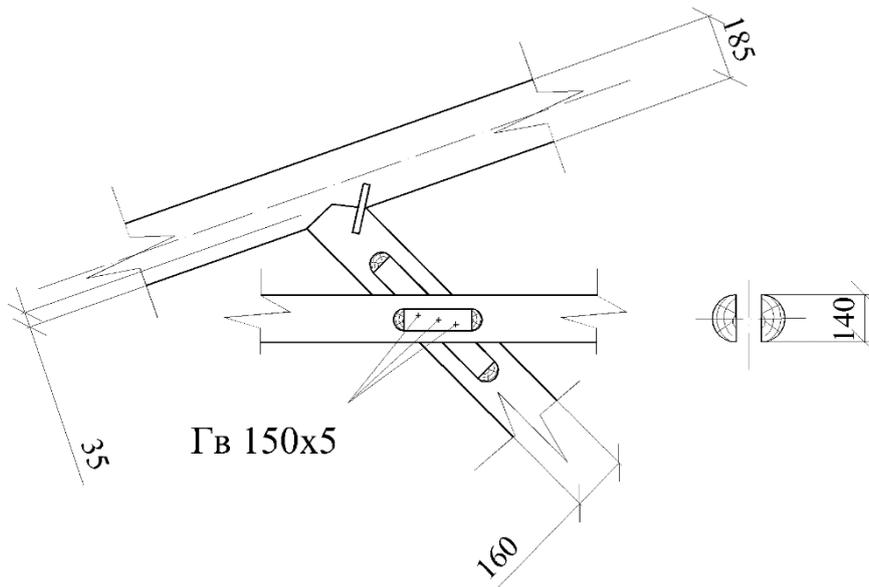


Рис. 16

Горизонтальная составляющая усилия N_B , равная $H = N_B \cdot \cos \alpha = 7,85 \text{ кН} \cdot 0,906 = 7,1 \text{ кН}$,

создает распор стропильной системы, который погашается ригелем.

Ригель проектируем из двух пластин, прикрепляемых к стропильным ногам гвоздями 150x5 мм. Несущая способность односрезного гвоздя:

$$T_{\text{ГВ}} = 4 \cdot d_{\text{ГВ}}^2 = 4 \cdot 0,5^2 = 1 \text{ кН.}$$

Для восприятия усилия H ставим по 4 гвоздя с каждой стороны узла.

Полная несущая способность соединения:

$$8 \cdot T_{гв} = 8 \cdot 1,0 \text{ кН} = 8 \text{ кН} > H = 7,1 \text{ кН}.$$

Из-за незначительности величины усилия H прочность ригеля на растяжение не проверяем.

1.2. Мансардные покрытия

В развитие вариантов поперечных разрезов двускатных наклонных стропил (рис. 3) возможно получение конструктивной схемы, применяемой при устройстве дополнительных этажей или мансард.

Впервые проекты реконструкции чердаков готических замков в жилые помещения разработал в XVII веке французский архитектор Франсуа Мансард. Преимущества мансардного строительства состоят в получении дополнительных площадей в существующих оснащенных инженерной и социальной инфраструктурой жилых районах без больших затрат по землеотводу и усилению существующих конструкций зданий [16].

Для решения вопросов повышения этажности в домах индивидуальной застройки в условиях нового строительства и реконструкции целесообразным является применение деревянных рамных систем пролетом L до 9 – 12 м при условии соблюдения требований огнестойкости (рис. 17).

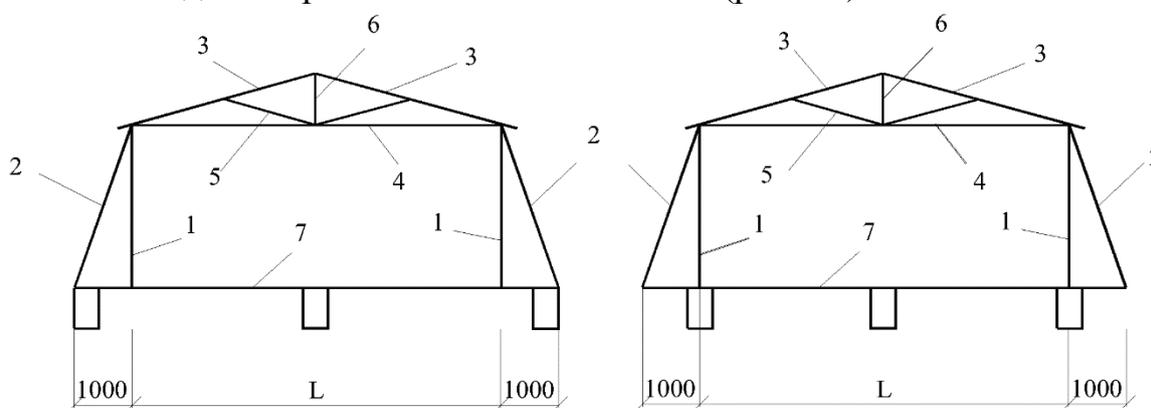


Рис. 17. Конструктивные схемы мансардных рамных систем

Схемы рамных систем: 1 – стойка; 2 – подкос; 3 – стропильная нога; 4 – затяжка;
5 – раскос; 6 – стойка; 7 – балка

Представленные рамные системы опираются на балочные элементы 7, выполненные по двум расчетным схемам: одно - (двух) пролетная балка, либо - балка с консолями. В зависимости от пролета балки принимается ее конструктивное решение: как правило, это брусья цельного или составного сечения, которые служат для устройства междуэтажного перекрытия. К балочным элементам 7 присоединяются элементы стойки рамы, представляющие собой собственно стойку 1 и наклонный подкос 2. В зависимости от величины нагрузки

элементы 1 и 2 принимаются дощатыми или брусчатыми цельного или составного сечения.

Ригель рамной системы выполняется по схеме висячих стропил 3 с затяжкой 4, соединенных между собой системой стержней 5 и 6.

В качестве варианта ригеля возможно использование балки-фермы из досок [17]. Схема балки представляет собой треугольник с высотой (по осям), равной $1/8 - 1/10$ пролета. Балки-фермы применяют в качестве несущих конструкций бесчердачных покрытий зданий небольшой ширины (7-10 м) при рулонных кровлях. Балки-фермы устанавливают через 1,5 – 2 м и по ним непосредственно укладывают настилы (обрешетку).

В двускатных покрытиях нижний растянутый пояс состоит из одной доски, а верхний, работающий на сжатие и изгиб, - из двух досок. В опорных узлах доски верхнего пояса охватывают доску нижнего пояса и соединяются гвоздями.

Стык досок сжатого пояса устраивают впритык и перекрывают прокладкой и накладками, стянутыми болтами. Стык растянутого пояса перекрывают накладками и устраивают на 4 – 6 стяжных болтах. Балкам придают строительный подъем не менее $1/200$ пролета за счет перелома оси прямолинейного пояса в стыке.

1.3. Расчет балок-ферм

Принятые обозначения: L – пролет (см); h_0 – теоретическая высота (см); q – равномерно распределенная нагрузка (кН/м); α – угол между осями верхнего и нижнего пояса (рис. 10).

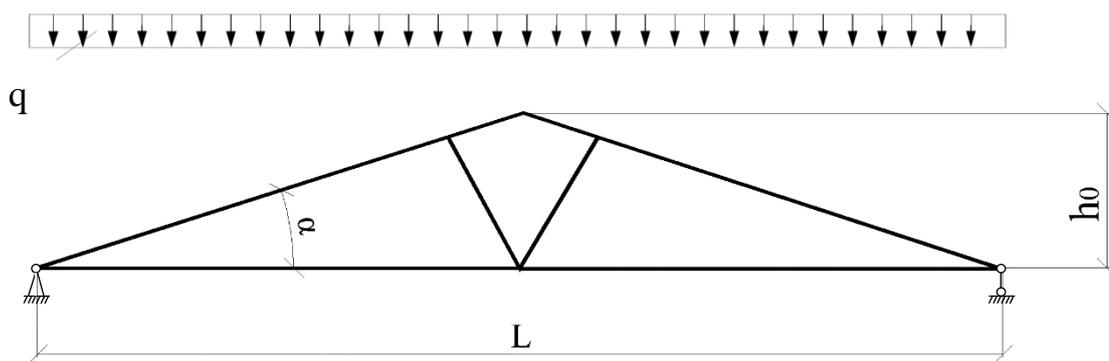


Рис. 18. Расчетная схема балки-фермы

Опорные реакции: $A = B = \frac{qL}{2}$ (кН).

Усилие нижнего пояса: $U = \frac{qL^2}{8h_0}$ (кН).

Усилие в верхнем поясе в месте максимального изгибающего момента:

$$N = \frac{U}{\cos \alpha} + \frac{qL}{4} \sin \alpha \text{ (кН)}.$$

Изгибающий момент от междузловой нагрузки в верхнем поясе:

$$M = \frac{ql^2}{32} \text{ (кН}\cdot\text{м)}.$$

Гибкость верхнего пояса в плоскости балки-фермы:

$$\lambda = \frac{L}{2 \cos \alpha \cdot 0.289 \cdot b},$$

где b – ширина доски верхнего пояса.

Напряжения в досках верхнего пояса:

$$\frac{N}{F_{расч}} + \frac{M_D}{W_{расч}} \leq R_C,$$

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

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

где ξ – коэффициент, изменяющийся от 1 до 0, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента, определяемый по

$$\text{формуле } \xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_C \cdot F_{бр}},$$

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

$F_{расч}$ и $W_{расч}$ – площадь и момент сопротивления двух досок верхнего пояса.

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{\lambda^2}.$$

Требуемую площадь доски нижнего пояса $F_{\text{треб}}$ определяют с учетом ослабления ее в стыке двумя отверстиями для болтов диаметром d_B :

$$F_{\text{треб}} = \frac{U}{m_0 \cdot R_p} + 2d_B \cdot c,$$

где c – толщина доски нижнего пояса,

$m_0 = 0,8$ – коэффициент условий работы растянутых элементов с ослаблениями в расчетном сечении.

Смятие досок верхнего пояса от опорной реакции:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{A}{F_{\text{см}}} \leq R_{\text{см},\alpha}.$$

Другой вариант ригеля рамной системы мансарды при различных системах стержней, соединяющих верхний и нижний пояса, представляет собой дощатую треугольную ферму (рис.19).

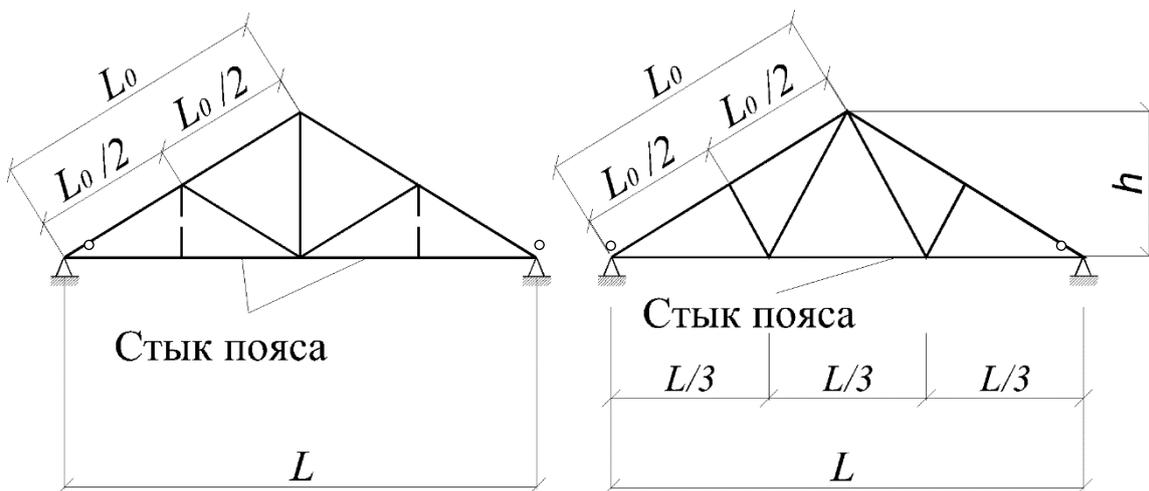


Рис. 19. Расчетные семы висячих стропил

Пролеты ферм принимаются до 9 м с шагом 1 – 2 м при отношении $h/L = 1/8 - 1/10$. По верхним поясам ферм непосредственно укладывают настилы или обрешетку. Пояса ферм выполняются составного сечения из двух досок, элементы решетки (раскосы, стойки) размещаются между поясными досками и прикрепляются к ним болтами. В опорных узлах поясные доски стыкуются на элементах стойки рамы, охватывая их, и крепятся также на болтах. Стык досок

нижнего пояса осуществляется в точках, обозначенных на схемах ферм (рис. 11), при помощи дощатых прокладок и накладок на болтах. Стык досок верхнего пояса в коньке устраивается аналогично стыку в балках-фермах. Нижнему поясу ферм также придается требуемый строительный подъем.

Для восприятия ветровой нагрузки на раму и обеспечения пространственной жесткости предусматривается система связей в покрытии. Различаются горизонтальные связи, лежащие в плоскости кровли, и вертикальные, передающие нагрузки из плоскости кровли к опорным креплениям рамы. Горизонтальные ветровые связи могут иметь вид раскосов, ферм с крестообразной решеткой, параболическими затяжками [18].

Пример 4: Запроектировать дощатые конструкции мансардного покрытия по следующим данным: пролет $L = 6$ м, шаг рам – 2 м, снеговая нагрузка II район, ветровая нагрузка III район. Расчетная схема рамы с обозначением основных геометрических размеров и состава покрытия представлена на рис. 20.

Статический расчет рамы выполнен по программе «Structure CAD 7.31» для Windows на действие постоянных нагрузок от собственного веса конструкций, снега (2 варианта) и ветра. Получены значения перемещений узлов и усилий в стержнях; по максимальным значениям усилий производим проверки принятых сечений стержней.

Расчетные усилия в стержнях:

$$N_3 = 3,7664 \text{ тс} - \text{нижний пояс,}$$

$$N_8 = - 0,548 \text{ тс} - \text{стойка рамы,}$$

$$N_{10} = - 1,494 \text{ тс} - \text{подкос рамы,}$$

$$N_{16} = - 4,616 \text{ тс} - \text{верхний пояс,}$$

$$N_{25} = - 1,585 \text{ тс} - \text{раскос,}$$

$$N_5 = 0,934 \text{ тс} - \text{стойка фермы.}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3} = 0,333, \alpha = 18,43^\circ, \cos \alpha = 0.9469, \sin \alpha = 0.3162.$$

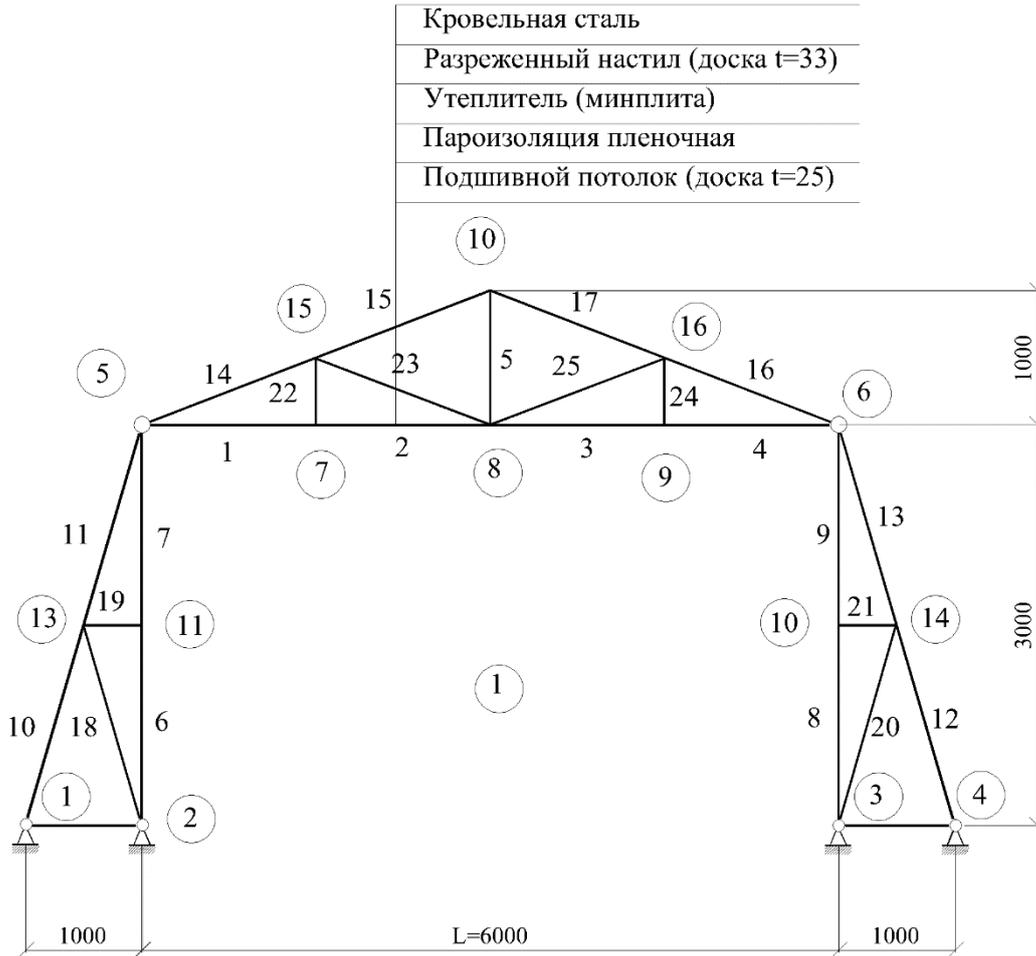


Рис. 20. Расчетная схема рамы мансардного покрытия

Расчет растянутого нижнего пояса (рис. 21)

$$N_3 = 3,7664 \text{ тс} = 37,664 \text{ кН};$$

$$\frac{N_3}{F_{HT}} \leq R_p \cdot m_0; \quad F_{HT}^{треб} \geq \frac{N_3}{R_p \cdot m_0} = \frac{37,664 \text{ кН}}{7 \text{ МПа} \cdot 0,8} = 67,3 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из 2 досок 150x50 мм с $F_{БР} = 2 \times 15 \times 5 = 150 \text{ см}^2$.

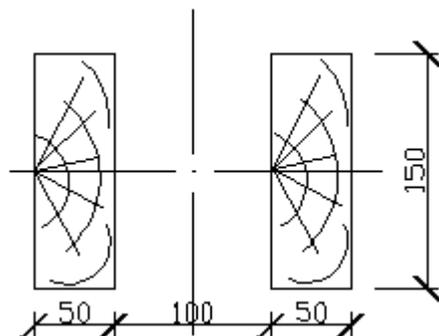
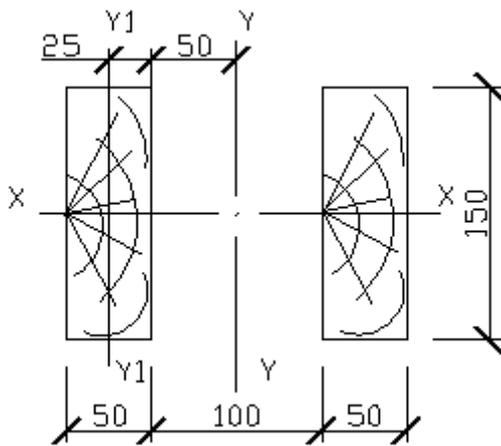


Рис. 21



Расчет сжатого верхнего пояса (рис. 22)

$$N_{16} = -4,616 \text{ тс} = -46,16 \text{ кН};$$

$$\frac{N_{16}}{F_{расч}} + \frac{M_{Д}}{W_{расч}} \leq R_c;$$

$$F_{расч} = 2 \cdot 5 \cdot 15 = 150 \text{ (см}^2\text{)};$$

Рис. 22

$$M_{Д} = \frac{M}{\xi}; \quad M = \frac{q \cdot (L_0/2)^2}{8}; \quad \frac{L_0}{2} = \frac{316,8}{2} = 158,4 \text{ (см)} - \text{длина стержня 16.}$$

На верхний пояс фермы действует нагрузка от вышележащих частей покрытия, собственного веса фермы и снега, равная $q = 3,44 \text{ Кн/м}$.

$$M = \frac{3,44 \cdot (1,58)^2}{8} = 1,07 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$W_x = 2 \cdot 5 \cdot \frac{15^2}{6} = 375 \text{ см}^3,$$

$$\lambda_x = \frac{L_0}{2 \cdot r} = \frac{158,4}{0,289 \cdot 15} = 36,5 < 70,$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \left(\frac{36,5}{100} \right)^2 = 0,893,$$

$$\xi = 1 - \frac{N_{16}}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{оп}}} = 1 - \frac{46,16}{0,893 \cdot 13 \cdot 150 \cdot 10^{-4}} = 0,735,$$

$$M_{Д} = \frac{1,07}{0,735} = 1,46 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Напряжения в верхнем поясе:

$$\frac{41,16 \cdot 10^{-3}}{150 \cdot 10^{-4}} + \frac{1,46 \cdot 10^{-3}}{375 \cdot 10^{-6}} = 2,74 + 3,89 = 6,63 \text{ МПа} < R_c = 13 \text{ МПа}.$$

Расчет сжатого раскоса (рис. 23)

$$N_{25} = -1,585 \text{ тс} = -15,85 \text{ кН}, \quad l_0 = 158,4 \text{ см.}$$

Принимаем сечение из бруса 100x100 мм, тогда $F = 100 \text{ см}^2$;

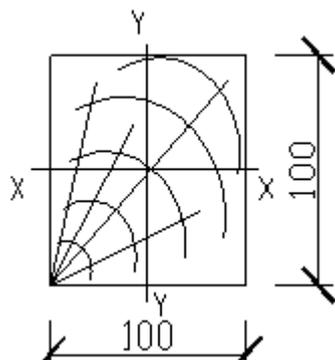


Рис. 23

$$r_y = 0,289 \cdot 10 = 2,89 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{r_y} = \frac{158,4}{2,89} = 54,8; \quad \lambda < 70;$$

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{54,8}{100} \right)^2 = 0,579;$$

$$\frac{15,85}{0,759 \cdot 100} = \frac{15,85 \cdot 10^{-3}}{0,759 \cdot 100 \cdot 10^{-4}} = \frac{158,5}{75,9} = 2,1 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа.}$$

Расчет сжатой стойки рамы

$$N_8 = -0,548 \text{ тс} = -5,48 \text{ кН}, \quad l_0 = 300 \text{ см.}$$

Принимаем сечение из бруса 100x100 мм, тогда $F = 100 \text{ см}^2$,

$$r_y = 2,89 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{300}{2,89} = 103,8; \quad \lambda > 70; \quad \varphi = \frac{3000}{103,8^2} = 0,278.$$

$$\frac{5,48}{0,278 \cdot 100} = \frac{5,48 \cdot 10^{-3}}{0,278 \cdot 100 \cdot 10^{-4}} = \frac{54,8}{27,8} = 1,97 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа.}$$

Расчет сжатого подкоса рамы

$$N_{10} = -1,494 \text{ тс} = -14,94 \text{ кН.}$$

Принимаем сечение из 2 досок 100x50 мм, $l_0 = 316,8 \text{ см}$, $F = 2 \cdot 5 \cdot 10 = 100 \text{ см}^2$;

$$r_y = 5,4 \text{ см}; \quad \lambda_y = \frac{316,8}{5,4} = 58,5; \quad \lambda < 70; \quad \varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{58,5}{100} \right)^2 = 0,726.$$

$$\frac{14,94}{0,726 \cdot 10^2 \cdot 10^{-4}} = \frac{14,94 \cdot 10^{-3}}{0,726 \cdot 10^2 \cdot 10^{-4}} = 2,1 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа.}$$

Расчет центральной растянутой стойки рамы

Принимаем сечение из бруса 100x100 мм; $N = 0,934 \text{ тс} = 9,34 \text{ кН}$; $F = 100 \text{ см}^2$.

$$\frac{9,34}{100} = \frac{9,34 \cdot 10^{-3} \text{ МН}}{100 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2} = \frac{93,4}{100} = 0,934 \text{ МПа} < R_p = 7 \text{ МПа}.$$

Вследствие небольших напряжений возможна установка стоек 22 и 24 того же сечения для устройства подвесного потолка (подшивка к нижним поясам ферм).

Расчет и конструирование узлов мансарды.

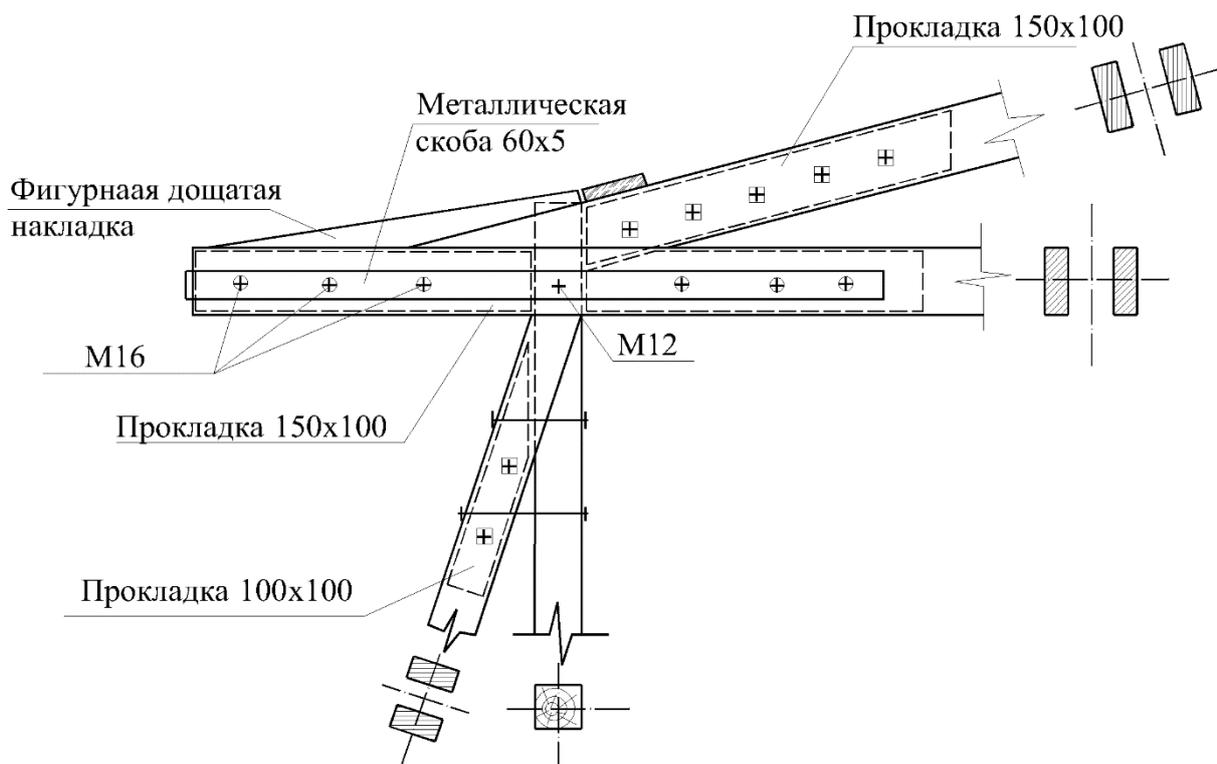


Рис. 24. Карнизный узел рамы мансардного покрытия

1. Расчет узла присоединения верхнего пояса к вертикальному элементу стойки рамы (рис. 24):

а) смятие по площадке контакта прокладки с вертикальным элементом стойки рамы (в верхнем поясе):

$$\tau_{см} = \frac{N_{16}}{F_{см}} \leq R_{см,\alpha}$$

$$R_{см,\alpha} = \frac{R_{см}}{1 + \left(\frac{R_{см}}{R_{см,90}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{13}{1 + \left(\frac{13}{3} - 1 \right) \cdot 0.316} = 11,8 \text{ МПа}$$

$$F_{cm} = \frac{15 \text{ см}}{\cos \alpha} \cdot 10 \text{ см} = 158,4 \text{ см}^2$$

б) Смятие по площадке контакта (на стойке):

$$\frac{N_{16} \cdot \cos \alpha}{F_{cm}} \leq R_{cm,90} = 3 \text{ МПа};$$

$$\frac{46,16 \cdot 0,9469 \text{ кН}}{158,4 \text{ см}^2} = \frac{46,16 \cdot 10^{-3} \cdot 0,9469 \text{ МН}}{158,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2} = 2,76 \text{ МПа} \leq 3 \text{ МПа}$$

в) определение количества болтов присоединения прокладки к ветвям верхнего пояса (рис. 25):

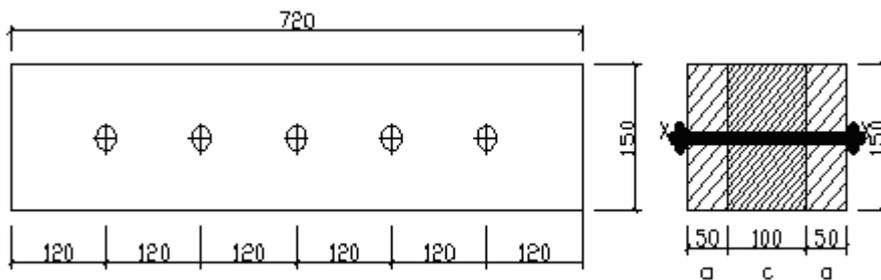


Рис. 25. Конструкция прокладки ветвей верхнего пояса ригеля

$$d_B = 16 \text{ мм}; \quad N_{16} = -46,16 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8 \cdot a \cdot d_B = 0,8 \cdot 5 \cdot 1,6 = 6,4 \text{ кН}; \quad T_c = 0,5 \cdot c \cdot d_B = 0,5 \cdot 10 \cdot 1,6 = 8 \text{ кН};$$

$$T_u = 1,8 \cdot d_B^2 + 0,02 \cdot a^2 = 5,1 \text{ кН} = T_{min}; \quad T_u' = 4 \cdot d_B^2 = 10,24 \text{ кН}.$$

$$n_H = \frac{N_{16}}{T_{min} \cdot n_{III}} = \frac{46,16}{5,1 \cdot 2} = 4,5 \approx 5 \text{ шт. } S_I \geq 7 \cdot d_B = 7 \cdot 1,6 \text{ см} = 12 \text{ см};$$

2. Расчет узла присоединения нижнего растянутого пояса в карнизном узле:

а) определение количества болтов присоединения прокладки к ветвям нижнего пояса:

$$N_3 = 37,664 \text{ кН}; \quad T_{min} = 5,1 \text{ кН};$$

$$n_H = \frac{N_3}{T_{min} \cdot n_{III}} = \frac{37,664}{5,1 \cdot 2} = 3,7 \approx 4 \text{ шт.}$$

Из конструктивных соображений, в карнизном узле не представляется возможным разместить 4 болта М16 в растянутом нижнем поясе. Поэтому предлагается усиление узла при помощи аналогичной прокладки, устанавлива-

емой с противоположной стороны стойки и П-образной металлической скобы из полосовой стали 60х5 мм.

$$T_{cm} = 0,5 \cdot c \cdot d_B = 0,5 \cdot 20 \cdot 1,6 = 16 \text{ кН};$$

$$T_u = 2,5 \cdot d_B^2 = 2,5 \cdot 1,6^2 = 6,4 \text{ кН};$$

$$n_H \geq \frac{37,664}{6,4 \cdot 2} = 2,9 \approx 3 \text{ шт.}$$

$$S_1 = 7 \cdot d_H = 7 \cdot 1,6 = 11,2 \approx 12 \text{ см};$$

$$S_3 = 3 \cdot d_H = 3 \cdot 1,6 = 4,8 \approx 5 \text{ см}$$

Принимаем прокладку между ветвями нижнего пояса сечением 150х100, длина которой составляет 500 мм (рис. 26).

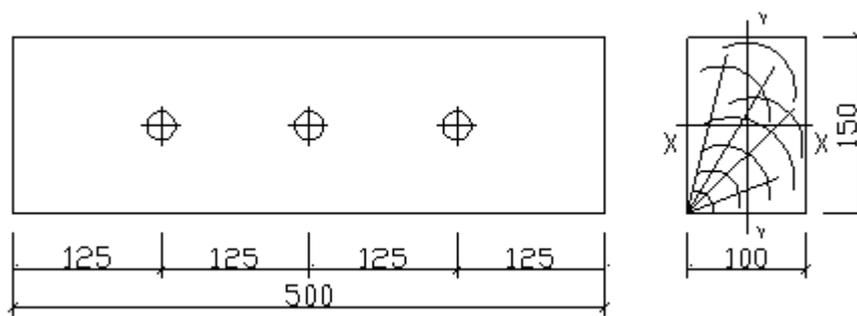


Рис. 26. Конструкция прокладки ветвей нижнего пояса ригеля

б) смятие по площадке контакта прокладки с вертикальным элементом стойки рамы:

$$\tau_{cm} = \frac{N_3}{F_{cm}} \leq R_{cm,90} = 3 \text{ МПа}; \quad F_{cm} = 15 \cdot 10 = 150 \text{ см}^2;$$

$$\frac{37,664}{150} = 2,51 \text{ МПа} < 3 \text{ МПа};$$

в) смятие торца нижнего пояса под металлической скобой:

$$F_{cm} = 6 \cdot 20 = 120 \text{ см}^2; \quad R_{cm} = 13 \text{ МПа};$$

$$\frac{N_3}{F_{cm}} \leq R_{cm} \quad \frac{37,664}{120} = 3,1 \text{ МПа} < 13 \text{ МПа};$$

г) прочность металлической скобы в ослабленном сечении (полоса 60х5 мм, отверстие $\varnothing 17$ мм):

$$F_{nm} = 6 \cdot 0,5 - 1,7 \cdot 0,5 = (6 - 1,7) \cdot 0,5 = 4,3 \cdot 0,5 = 2,15 \text{ см}^2;$$

$$\sigma = \frac{N_3}{F_{HT}} \leq R_y; \quad \frac{37,664}{2,15} = 175 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа.}$$

3. Расчет присоединения подкоса стойки рамы в карнизном узле.

Принимая $N_{11} = N_{10}$, проверяем смятие в дощатых элементах подкоса:

$$F_{см} = \frac{F}{\cos \alpha} \leq R_{см,\alpha} = 11,8 \text{ МПа.}$$

$$\frac{14,94}{105} = 1,4 \text{ МПа} < R_{см,\alpha}.$$

4. Коньковый узел фермы, узлы соединения раскосов и стоек с поясами фермы (рис.27).

Доски верхнего пояса в коньковом узле фермы стыкуются на вертикальной центральной стойке и соединяются при помощи двусторонних дощатых накладок на болтах М16 с гвоздевой подпрессовкой.

Определяем количество болтов в узлах присоединения раскоса фермы:

$$d_B = 20 \text{ мм}; \quad N_{25} = -1,585 \text{ тс} = -15,85 \text{ кН};$$

$$T_a = 0,8 \cdot a \cdot d_B \cdot k_\alpha = 0,8 \cdot 5 \cdot 2 \cdot 0,9 = 7,2 \text{ кН};$$

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d_B \cdot k_\alpha = 0,5 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0,9 = 9 \text{ кН};$$

$$T_u = (1,8 \cdot d_B^2 + 0,02 \cdot a^2) \cdot \sqrt{k_\alpha} = (1,8 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 5^2) \cdot \sqrt{0,9} = 7,3 \text{ кН};$$

$$T_u' = 4 \cdot d_B^2 \cdot \sqrt{k_\alpha} = 4 \cdot 2^2 \cdot \sqrt{0,9} = 15,2 \text{ кН};$$

$$T_{min} = 7,2 \text{ кН}; \quad n_H = \frac{N_{25}}{T_{min} \cdot n_{Ш}} = \frac{15,85}{7,2 \cdot 2} = 1,1 \text{ шт.}$$

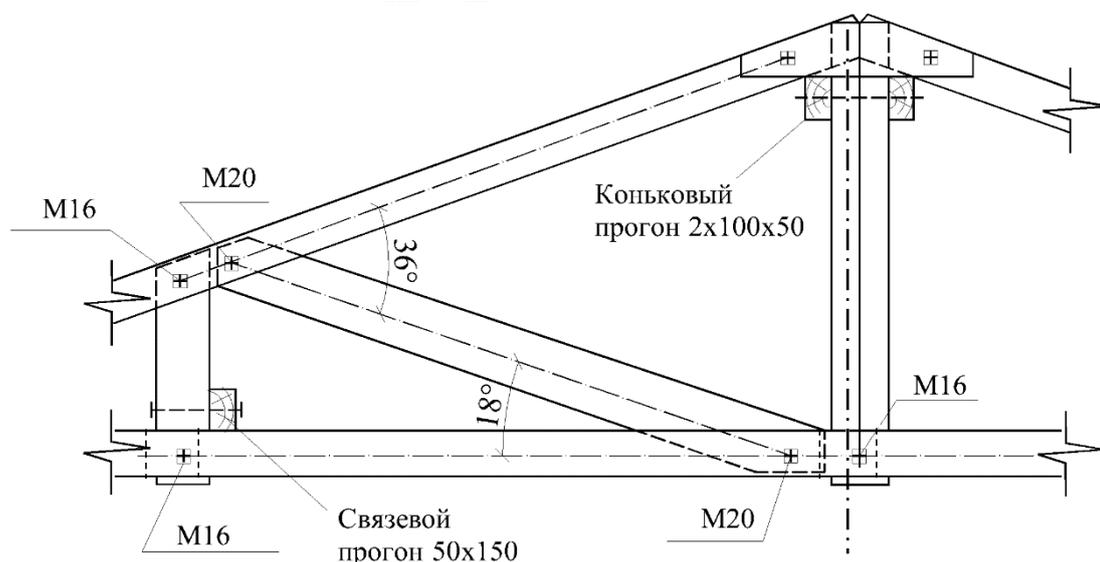


Рис. 27. Конструкция дощатой фермы

Ставим 1 болт исходя из условий размещения болтов, принимая во внимание восприятие сжимающего усилия N_{25} опилёнными концами раскоса, работающими на смятие.

5. Обеспечение пространственной жесткости рам.

Для обеспечения жесткости каркаса мансардного покрытия в продольном направлении устанавливают коньковый прогон составного сечения из двух досок 100x50 мм, охватывающих центральную стойку. Связевые прогоны по нижнему поясу фермы возможно выполнить одинарными, сечением 100x50 мм, располагая их над досками нижнего пояса и присоединяя к промежуточным стойкам.

По выполненному каркасу мансарды возможно устройство сплошного или разреженного (в зависимости от типа кровли) настила или обрешетки по верхним поясам ферм, что также повышает пространственную жесткость каркаса во всех направлениях. При необходимости к нижним поясам ферм крепятся бруски обрешетки для подшивного потолка, что повышает жесткость диска покрытия в целом.

2. Проектирование и расчет дощатоклееных и клеефанерных балок

2.1. Основные типы балок и особенности их проектирования

Одним из основных видов несущих конструкций междуэтажных перекрытий, а также покрытий зданий и сооружений являются балки. В зависимости от перекрываемых пролетов и действующих нагрузок балки могут быть цельного и более сложного составного сечения из брусьев, досок и фанеры.

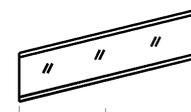
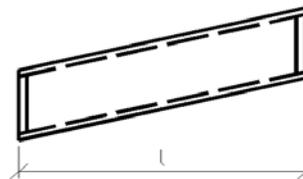
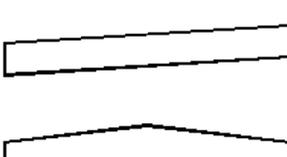
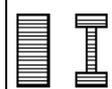
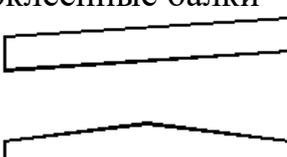
Основные типы дощатоклееных и клеефанерных балочных конструкций, применяемых в современном строительстве, и их технико-экономические показатели приведены в табл. 2.

Клеефанерные конструкции проектируются составного сечения из двух материалов с различными расчетными характеристиками. Сечения - двутавровые или коробчатые. Пояса выполняются из досок или клееной древесины, стенки - из одного или нескольких листов фанеры. Стенка может быть плоской или волнистой. Для стенок используется водостойкая фанера толщиной не менее 10мм марки ФСФ (ГОСТ 3916.2-96) и бакелизированная фанера марок ФБС и ФБСВ (ГОСТ 11539-2014). Фанера может располагаться волокнами наружных шпонов как перпендикулярно поясам, так и параллельно им. В первом случае фанера лучше работает на скалывание между шпонами и на срез, но вертикальные стыки могут устраиваться только с помощью фанерных накладок. Во втором случае она лучше работает на растяжение и сжатие при изгибе конструкции, а стыки можно выполнять путем склеивания листов на «ус».

Для уменьшения напряжений в клеевых швах вследствие возможной усушки древесины высоту поясов следует назначать не более 100мм. При большей высоте пояс разбивается на две части с помощью зазора 5-10мм в местах соединения досок со стенкой.

В клеефанерных конструкциях при действии внешней нагрузки может произойти потеря устойчивости фанерной стенки из плоскости. Местная устойчивость плоской стенки обеспечивается дощатыми ребрами жесткости либо путем придания стенке волнистого очертания. Ребра жесткости устанавливаются с шагом не более $1/9 L$ в местах стыков фанерных листов, а при наличии прогонов в покрытии располагаются также и под ними.

Таблица 5

№ п/п	Наименование и схема конструкции	Сечение	Пролет $l, м$	h/l	$K_{с.м.}$	$K_m, \%$
1	Клефанерные балки с плоской стенкой 		6-15	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$	3-4	0-1,0
2	Клефанерные балки с волнистой стенкой 		6-9	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{20}$	3-4	0-1,0
3	Армированные клефанерные балки 		6-15	$\frac{1}{10} \div \frac{1}{16}$	3-4	1-5
4	Дощатоклеенные балки 		6-18	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$	4-6	0-1
			6-18		4-6	0-1
5	Армированные дощатоклеенные балки 		12-24	$\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}$	4-6	1-4
			12-24		4-6	1-4

Опорные ребра выполняются вдвое шире, чем промежуточные. Для повышения устойчивости стенка на опоре может усиливаться путем наклейки дополнительных листов или установки диагональных раскосов. В конструкциях с волнистой стенкой местная устойчивость обеспечивается за счет жесткости гофра и ребра жесткости устраиваются только на опорах.

При проектировании необходимо назначать размеры сечений конструкций таким образом, чтобы было как можно меньше отходов фанеры при раскрое листов стенки, а элементы поясов следует унифицировать для облегчения организации поточного производства.

2.2. Расчет несущих конструкций. Общие указания

Генеральные размеры несущих конструкций приводятся в задании на проектирование. После выбора и определения основных геометрических размеров выполняется статический расчет с целью определения действующих усилий в сечениях конструкции. Расчеты производятся по правилам строительной механики, выбор метода зависит от типа рассчитываемой конструкции. Результаты вычислений сводят в таблицы.

Нагрузки принимаются в зависимости от района строительства по СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Нагрузка от собственной массы может предварительно определяться по формуле

$$q_{с.м}^н = \frac{q_n^н + q_{сн}^н}{\frac{1000}{K_{с.м}} - 1},$$

где $q_n^н$ - нормативная нагрузка от собственной массы покрытия;

$q_{сн}^н$ - нормативная снеговая нагрузка;

$K_{с.м}$ - коэффициент собственной массы несущей конструкции, принимаемый по табл. 5;

l - пролет несущей конструкции.

Сочетания нагрузок принимаются по СП 20.13330.2016. После определения усилий производят конструктивный расчет, который заключается в

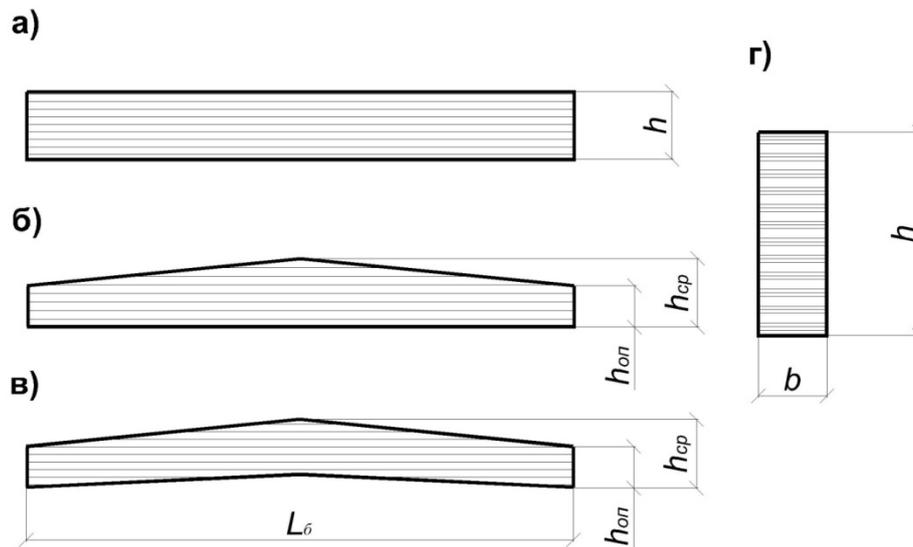


Рис.28. Дощатоклееные балки из пакета досок : а - балка постоянной высоты; б – двускатная балка; в – гнутоклееная балка; г – поперечное сечение дощатоклееных балок

подборе сечения элементов и проверке условий прочности и устойчивости. Поскольку клефанерные несущие конструкции состоят из двух совместно работающих материалов с различными расчетными характеристиками, то в расчетах пользуются приведенными к материалу проверяемого элемента геометрическими характеристиками.

2.3. Дощатоклееные балки

Дощатоклееные балки обладают рядом преимуществ перед другими составными балками: они работают как монолитные; их можно изготовить с поперечным сечением большой высоты; в балках длиной более 6м отдельные доски стыкуют по длине с помощью зубчатого шипа и, следовательно, балки не имеют ослаблений; в дощатоклееных балках можно рационально размещать доски различного качества по высоте сечения. Слои из досок первого или второго сортов укладывают в наиболее напряженные зоны сечения балки, а слои из досок второго или третьего сортов - в менее напряженные места. В дощатоклееных балках можно также использовать маломерные пиломатериалы (рис.28).

Надежность дощатоклееных балок зависит от качества склейки слоев и тщательного соблюдения технологического процесса изготовления. Это возможно только в заводских условиях, в специальных цехах с необходимым оборудованием при качественной сушке пиломатериалов. Работы по изготовлению балок должен выполнять специально обученный персонал.

Для пролетов 6-24м в качестве основных несущих конструкций применяют балки, склеиваемые из досок плашмя (см. рис. 15). Высоту балок принимают в пределах $(1/8-1/12) l$. Ширину балок целесообразно, как правило, назначать минимальной и определять из условий опирания вышележащих конструкций покрытия и обеспечения монтажной жесткости. Уклон верхней грани двускатных балок принимают в пределах 2.5-10%.

Дощатоклееные балки, особенно с большим отношением высоты к ширине поперечного сечения, подлежат проверке на устойчивость плоской формы деформирования. В основном следует применять балки прямоугольного поперечного сечения, как более технологичные при изготовлении. Дощатоклееные балки рассчитывают как балки цельного сечения.

Влияние на несущую способность балок размеров, формы поперечного сечения и толщины слоев учитывают коэффициентами условий работы.

Нормальные напряжения

$$\sigma_u = M / W_{нт} \leq m_b m_{cl} m_{dl} R_u.$$

Здесь коэффициент условия работы m_b учитывает влияние размеров поперечного сечения, m_{cl} - толщину слоев клееного деревянного элемента, m_{dl} - коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки.

Значения коэффициента m_b для дощатоклееных балок разной высоты h приведены в пункте 6.9.в, значения коэффициента m_{cl} - в пункте 6.9.е, m_{dl} - в пункте 6.1, таблица 4 СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции».

В двускатных балках при равномерно распределенной нагрузке сечение с максимальным нормальным напряжением не совпадает с положением макси-

мального момента. Это сечение находят из выражения для определения нормальных напряжений:

$$\sigma_u = \frac{M_x}{W_x} = \frac{qlx/2 - qx^2/2}{b(h_0 + xtg\alpha)^2/6} = \frac{6qx(l-x)}{2b(h_0 + xtg\alpha)^2},$$

где α – угол наклона верхней грани балки.

Приравняв нулю выражение, полученное после дифференцирования, и сделав необходимые преобразования, найдем, что указанное сечение отстоит от опоры на расстоянии:

$$x = lh_{on} / 2h_{cp}.$$

Для балок прямоугольного сечения из пакета досок необходимо производить расчет на устойчивость плоской формы деформирования по формуле:

$$\sigma_u = M / \varphi_m W_{\text{бр}} \leq R_u m_{\bar{\sigma}} m_{\text{сл}} m_{\text{дл}},$$

где M - максимальный изгибающий момент на рассматриваемом участке l_p ;

$W_{\text{бр}}$ - максимальный момент сопротивления брутто на рассматриваемом участке l_p .

Коэффициент φ_m для балок, шарнирно закрепленных от смещения из плоскости изгиба и закрепленных от поворота вокруг продольной оси, определяют по формуле 31 СП 64.13330.2017:

$$\varphi_m = 140 \left(\frac{b^2}{l_p h} \right) K_{\phi},$$

где l_p – расстояние между опорными сечениями балки, а при закреплении сжатой кромки балки в промежуточных точках от смещения из плоскости (прогонами, ребрами панелей) – расстояние между этими точками; b – ширина поперечного сечения; h – максимальная высота поперечного сечения на участке l_p ; K_{ϕ} – коэффициент, зависящий от формы эпюры изгибающих моментов на участке l_p , определяемый по таблице Е1 приложения Е СП 64.13330.2017.

Согласно п.7.15 СП 64.13330.2017 устойчивость плоской формы деформирования балок двутаврового сечения следует рассчитывать в тех случаях, когда $l_p \geq 7b$, где b - ширина сжатого пояса поперечного сечения.

Расчет следует производить по формуле:

$$M / \varphi W_{\sigma p} \leq R_c m_{\sigma} m_{cl} m_{dl},$$

где φ - коэффициент продольного изгиба из плоскости изгиба сжатого пояса;

R_c – расчетное сопротивление сжатию.

Для гнутоклееных балок при изгибающем моменте M , уменьшающем их кривизну, следует проверять радиальные растягивающие напряжения по формуле:

$$\frac{(\sigma_0 + \sigma_i) h_i}{2r_i} \leq R_{p90} m_{\sigma} m_{cl} m_{dl},$$

где σ_0 - нормальное напряжение в крайнем волокне растянутой зоны; σ_i - нормальное напряжение в промежуточном волокне сечения, для которого определяются радиальные растягивающие напряжения; h_i – расстояние между крайним и рассматриваемым волокном; r_i – радиус кривизны линии, проходящей через центр тяжести эпюры нормальных растягивающих напряжений, заключенной между крайним и рассматриваемым волокном; R_{p90} – расчетное сопротивление древесины растяжению поперек волокон.

Скалывающие напряжения проверяют в сечении с максимальной поперечной силой Q по формуле:

$$\tau = QS / Jb \leq R_{ск} m_{\sigma} m_{cl} m_{dl},$$

где Q – расчетная поперечная сила; S – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения элемента; J – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно нейтральной оси; b – ширина балки, а при двутавровом сечении ширина стенки $b = \delta_{cm}$; $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе для клееных элементов.

Если нагрузка приложена к нижнему поясу балок таврового или двутаврового сечения, обязательно делают проверку на отрыв нижней полки по эмпирической формуле $N \leq 4\delta_{cm} c$, где δ_{cm} – толщина стенки; c – ширина зоны действия нагрузки.

Кроме расчета на прочность балки должны быть проверены на прогиб от нормативной нагрузки. Полный прогиб балок может быть получен из общей формулы перемещений. Так как в балке, работающей на изгиб, нормальная сила отсутствует ($N_q=0$), для определения прогиба будем иметь известную двучленную формулу:

$$f = \int_0^l \frac{M_1 M_q}{EJ} dx + \mu \int_0^l \frac{Q_1 Q_q}{GF} dx.$$

При равномерно распределенной нагрузке первый интеграл равен $f_0=5q_n l^4/384EJ$, а второй $\mu(q_n l^2/8GF)$. Для балок малой высоты, когда $l/h>20$, второй интеграл, учитывающий влияние на прогиб касательных напряжений, не имеет большого значения и не учитывается. Однако, когда $l/h<20$, что всегда имеет место в главных балках, для которых это отношение находится в пределах 8-12, второй интеграл дает значительное увеличение прогиба и его следует учитывать. Особенно это относится к балкам двутаврового сечения.

Прогиб двускатных балок определяют с учетом момента инерции переменного по длине сечения балок. Наибольший прогиб шарнирно опертых и консольных балок постоянного и переменного сечений с учетом влияния касательных напряжений практически вычисляют по формуле 61 СП 64.13330.2017

$$f = \frac{f_0}{k} [1 + c(h/l)^2],$$

где f_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига; h – наибольшая высота сечения; l – пролет балки; k – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения, принимаемый 1 для балок постоянного сечения; c – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы.

Значения коэффициентов k и c приведены в табл. Е4 прил. Е СП 64.13330.2017.

2.4. Порядок конструктивного расчета балки с плоской фанерной стенкой

Конструктивный расчет балок с плоской фанерной стенкой выполняется в следующей последовательности:

1. Из статического расчета определяется расчетный изгибающий момент. Расчетное сечение для балок с параллельными поясами шарнирно опертых по краям и нагруженных равномерно распределенной нагрузкой находится в середине пролета, а для двускатных балок на расстоянии X от опоры.

$$X = (\sqrt{\gamma(1+\gamma)} - \gamma) \cdot l,$$

где $\gamma = \frac{h_{1on}}{l \cdot \operatorname{tg} \beta}$; h_{1on} - высота балки на опоре в осях поясов; β - угол наклона верхнего пояса балки; l - пролет балки.

2. Требуемый момент сопротивления в расчетном сечении

$$W_{расч}^{mp} = \frac{M}{R_p},$$

где R_p - расчетное сопротивление древесины нижнего пояса на растяжение.

3. Высота балки в расчетном сечении задается из условия

$$h_x = (1/8 \div 1/12) \cdot l \text{ (табл. 2).}$$

4. Вычисляется требуемый момент инерции:

$$J_x = J_x^n + J_x^\phi, \quad J_x^{mp} = W_{расч}^{mp} \cdot \frac{h_x}{2},$$

где J_x^n , J_x^ϕ - моменты инерции поясов и фанерной стенки в расчетном сечении.

Задаваясь толщиной фанерной стенки и расположением волокон рубашек фанеры, находим требуемую величину момента инерции поясов:

$$J_x^n = J_x^{mp} - J_x^\phi = J_x^{mp} - \frac{\delta_\phi \cdot h_x^3}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_\delta},$$

где δ_ϕ - суммарная толщина фанерных листов стенки.

Учитывая

$$J_x^n = 2 \left[J_0 + F_n \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2 \right]$$

и пренебрегая в предварительном расчете собственным моментом инерции пояса J_0 , получаем площадь сечения одного пояса балки

$$F_n = \frac{J_x^n}{2 \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2},$$

где h_{x1} - расстояние между осями поясов в расчетном сечении.

Принимая высоту пояса h_n в пределах $(1/6 \div 1/10) \cdot h_x$, находим ширину пояса b_n .

5. Окончательно назначаются генеральные размеры балки и вычисляются приведенные геометрические характеристики:

$$F_{np,\delta} = F_\delta + F_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta};$$

$$J_{np,\delta} = J_\delta + J_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta};$$

$$S_{np,\delta} = S_\delta + S_\phi \frac{E_\phi}{E_\delta}.$$

6. Проверяется прочность принятого сечения балки:

$$\sigma = \frac{M}{W_{np}} \leq R_p m_{\delta l} m_\epsilon,$$

здесь коэффициент условия работы m_ϵ учитывает условия эксплуатации (пункт 6.9а, т.9 [12]), $m_{\delta l}$ - коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности загрузки (пункт 6.1, т.4 [12]);

$$W_{np} = \frac{2 \cdot J_{np}}{h_x}.$$

7. Проверяется прочность клеевого шва на скалывание между шпонами фанеры:

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{\max} \cdot S_n^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \sum h_n} \leq R_{ск}^\phi m_{\delta l} m_\epsilon,$$

где $S_n^{on} = \frac{F_n}{2} h_{1on}$ - статический момент пояса относительно центра тяжести балки; h_{1on} - расстояние между осями верхнего и нижнего поясов на опоре; $\sum h_n$ - суммарная высота клеевых швов между слоями фанеры в пределах ширины одного пояса; $R_{ск}^{\phi}$ - расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры (пункт 6.8 [12]); Q_{max} - максимальная поперечная сила.

8. Проверяется прочность фанерной стенки на срез:

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S_{np}^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \delta_{\phi}} \leq R_{cp}^{\phi} m_{\Delta l} m_{\epsilon},$$

$$S_{np}^{on} = F_n \frac{h_{1on}}{2} + \frac{\delta_{\phi} h_{on}^2 \cdot E_{\phi}}{8 \cdot E_g},$$

где S_{np}^{on} - приведенный статический момент половины сечения балки относительно центра тяжести; R_{cp}^{ϕ} - расчетное сопротивление фанеры на сдвиг (пункт 6.8 [12]).

9. Фанерная стенка проверяется на устойчивость из плоскости в сечении по середине между опорным и вторым от опоры ребрами жесткости при условии $h_{cm} / \delta > 50$:

$$\frac{\sigma_{cm}}{K_u \left(\frac{100 \cdot \delta}{h_{cm}} \right)^2} + \frac{\tau_{cm}}{K_{\Sigma} \left(\frac{100 \cdot \delta}{h_{расч}} \right)^2} \leq 1,$$

$$\sigma_{cm} = \frac{M \cdot h_{cm}}{2 \cdot J_{np}}, \quad \tau_{cm} = \frac{Q_x \cdot S_{npz}}{J_{np} \cdot \sum \delta_{\phi}},$$

где σ_{cm} - нормальные напряжения в стенке на уровне нижней кромки поясов; τ_{cm} - касательные напряжения в стенке на уровне нижней кромки поясов; S_{npz} - статический момент пояса и стенок относительно оси балки; K_u, K_{τ} - поправочные коэффициенты, определяемые по графикам рис. Д.2 и Д.3 приложения Д [12]; $h_{расч}$ - минимальное из расстояний между поясами или ребрами жесткости в свету; δ_{ϕ} - толщина фанерной стенки. Если отношение $h_{cm} / \delta \leq 50$: то проверка не производится, так как устойчивость обеспечена конструктивно.

10. Проверяется прочность фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений

$$\sigma_p^1 = \frac{\sigma_{cm}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cm}}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq R_{\phi_{p\alpha}} m_{\partial 1} m_{\partial 2},$$

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{cm}}{\sigma_{cm}},$$

где $R_{\phi_{p\alpha}}$ - расчетное сопротивление фанеры растяжению при действии усилия под углом α .

Расчетные сопротивления (МПа) фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ семислойной ($\delta \geq 8$ мм) при действии усилий под различными углами к наружным слоям при сжатии определяются при помощи графика на рис. Д1 приложения Д [12].

11. Определяется прогиб балки в середине пролета по формуле:

$$f = \frac{f_0}{K} \left(1 + \alpha \frac{h_{cp}^2}{l^2} \right) \leq [f_{np}] ,$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot J_{np}^{cp}},$$

где f_0 - прогиб балки при равномерно распределенной нагрузке без учета сдвигов; α - коэффициент, учитывающий влияние сдвигов на прогиб; K - коэффициент, учитывающий изменение сечения по длине балки. При $0.75 \geq h_{10n} / h_{1cp} \geq 0.25$ для балок переменного сечения

$$K = 0.4 + 0.6 \frac{h_{10n}}{h_{1cp}},$$

для балок с параллельными поясами $K=1$.

Полученное значение прогиба сравнивается с предельно допускаемой величиной, для клееных балок $[f_{np}] = (1/300) \cdot l$.

2.5. Порядок конструктивного расчета балки с волнистой стенкой

Балки с волнистой фанерной стенкой проектируются одностенчатыми. Пояса выполняются цельными или клееными. Крепление фанерной стенки к поясам может осуществляться следующими способами:

1. В поясах выбираются прямоугольные пазы, в которые устанавливается фанера и выгибается с помощью деревянных бобышек – фиксаторов, а затем пазы заполняются эпоксидным клеем.
2. В поясах, с помощью шаблонов, на копировальных станках выбираются криволинейные пазы клиновидного сечения. Фанерная стенка вставляется в паз криволинейного очертания и запрессовывается в полках с помощью вайм. Вследствие клиновидной формы пазов балка освобождается от вайм сразу после запрессовки стенки.
3. Дощатый пояс распиливается волнообразно на две части. В распил на клею вставляется фанера и пояса вместе с фанерной стенкой запрессовываются в ваймах.

При расчетах фанерных балок с волнистой стенкой считается, что нормальные напряжения воспринимаются только поясами, поэтому приведенные геометрические характеристики не определяются. Другой особенностью расчета является необходимость учета податливости волнистой стенки.

Расчет балок с волнистой фанерной стенкой выполняется в следующей последовательности:

1. Принимается высота поперечного сечения балки из условия $h=(1/8\div 1/12)l$.
2. Предварительно задаются размерами поясов, толщиной и формой стенки.
3. Определяют геометрические характеристики поперечного сечения балки:

$$J_x = 2 \left[\frac{b_n \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2 \right],$$

$$S_x = F_n \frac{h_{x1}}{2},$$

$$W_{расч} = \frac{2 \cdot J_x}{h} \cdot K_w,$$

$$K_w = \frac{1}{1 + \frac{h_n}{h} \cdot B},$$

где K_w - коэффициент, учитывающий снижение момента сопротивления балки за счет податливости волнистой стенки.

$$\text{Податливость стенки } B = \pi^2 \frac{S}{K_0 \cdot \delta_\phi \cdot l^2} \cdot \frac{E}{G_\phi},$$

где h - высота балки; S - статический момент пояса относительно центра тяжести сечения балки; δ_ϕ - толщина фанерной стенки; E - модуль упругости материала пояса; G_ϕ - модуль сдвига фанерной стенки; K_0 - коэффициент формы стенки,

$$K_0 = 1 + 2.5 \left(\frac{h_\phi}{l_\phi} \right)^2 \text{ - при синусоидальной форме волны;}$$

$$K_0 = \frac{\pi \cdot r \cdot \alpha_0}{45 \cdot l^3} \text{ - при форме волны в виде сопряженных дуг окружностей;}$$

r - радиус дуги волны; α_0 - центральный угол полуволны; b_a и h_ϕ - соответственно длина, и высота стенки; h_x - высота сечения балки по осям поясов.

В практических расчетах допускается принимать $K_0 = 1$.

4. Проверяется прочность принятого сечения поясов:

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_{расч}} \leq R_p m_{дл} m_\phi,$$

где R_p - расчетное сопротивление растяжению древесины пояса балки. Коэффициент условия работы m_ϕ учитывает условия эксплуатации (пункт 6.9а, т.9 [12]), $m_{дл}$ - коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму длительности нагружения (пункт 6.1, т.4 [12]).

5. Проверяется верхний сжатый пояс балки на устойчивость из плоскости между точками раскрепления:

$$\sigma_c = \frac{M}{\varphi_y \cdot W} \leq R_c m_{dl} m_\sigma,$$

где φ_y - коэффициент продольного изгиба, определяемый как для центрально сжатых стержней п. 7.3 [12]; R_c - расчетное сопротивление древесины сжатию.

6. Прочность соединения стенки с полками проверяется по формуле

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{max} \cdot S}{J_x^{on} \cdot \sum b_{ш}} \leq R_{ск} m_{dl} m_\sigma,$$

где $\sum b_{ш} = 2h_{ш} + h_\sigma + \delta_\phi$; $R_{ск}$ - расчетное сопротивление древесины поясов скалыванию; h - высота шва.

7. Проверка устойчивости фанерной стенки производится только при условии $K_1 \cdot K_2 \leq \lambda_{\sigma,c}^2$ по формуле

$$\tau = \frac{Q_{max} \cdot S}{J_x^{on} \cdot \delta_\phi} \leq \varphi_\phi \cdot R_{сп}^\phi,$$

где $\varphi_\phi = \frac{K_1 \cdot K_2}{\lambda_{\sigma,c}^2} < 1$;

$$K_1 = 0,055 \sqrt{E_\phi \cdot G_\phi};$$

$$\lambda_{\sigma,c} = \frac{h_{cm}}{\sqrt{\delta_\phi / h_\sigma}}.$$

Коэффициент K_2 зависит от отношения h_σ / l_σ и определяется по табл. 6 :

Таблица 6

h_σ / l_σ	1/12	1/15	1/18
K_2	0,45	0,41	0,39

8. Прогиб балки $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot J_x \cdot K_{жс}} \leq [f_{np}]$,

где $K_{жс} = \frac{1}{1+B}$, $K_{жс}$ - коэффициент, учитывающий снижение момента инерции балки за счет податливости волнистой стенки.

2.6. Балки, армированные стальными стержнями

Хорошая адгезия заливочных компаундов на основе эпоксидных вяжущих не только к древесине, но также и к стали позволяет при ограниченном габарите балок по высоте увеличить их несущую способность, армируя их стальными стержнями (рис. 29 а, б).

Компаунд обеспечивает надежную совместную работу арматуры и дерева, если давление при запрессовке во время изготовления балок будет 0.2 - 0.3МПа. Склеиваемые поверхности древесины и стали должны быть без масляных пятен и пыли. В качестве арматуры наиболее предпочтительно использовать круглые стальные стержни периодического профиля с пределом текучести не менее 400 МПа.

Пазы в древесине для укладки арматуры выбирают фрезерным станком. Они могут быть полукруглыми или квадратными, размером, не превышающим диаметра арматуры более чем на 1–1.5мм. Процент армирования конструкции не должен превышать 3–4%:

$$\mu = (F_a / b \cdot h) \cdot 100 \leq 3 - 4\% .$$

Расчетное сопротивление стальной арматуры принимают по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций. Рассчитывают армированные деревянные конструкции по приведенным геометрическим характеристикам, а их поперечное сечение рассматривают как цельное.

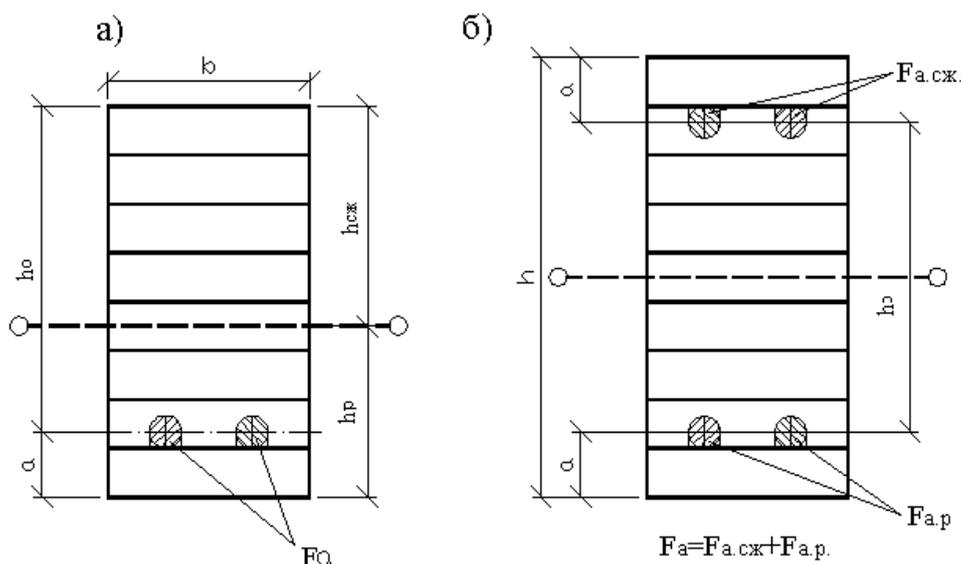


Рис. 29. Балки, армированные стальными стержнями: а, б – одиночное или двойное армирование соответственно

Приведенный к древесине момент инерции армированных балок прямоугольного сечения определяют при двойном симметричном армировании по формуле:

$$J_{np,\delta} = J_{\delta} + F_a \cdot n_a (h_0 / 2)^2,$$

где n_a – коэффициент приведения стальной арматуры к древесине $n_a = E_a / E_{\delta} - 1 = 20$; $J_{\delta} = bh^3 / 12$.

При одинарном армировании определяют F_{np} , центр тяжести приведенного сечения и далее момент инерции по формуле

$$J_{np} = J_{\delta} + F_{\delta} (h_{сж} - h_p / 2)^2 + F_a n_a (h_p - a)^2.$$

Приведенные к древесине моменты сопротивления соответственно будут:

- при двойном симметричном армировании

$$W_{np} = 2J_{np} / h,$$

- при одинарном армировании

$$W_{np} = J_{np} / h_{сж},$$

где $h_{сж}$ – расстояние от оси балки до наиболее удаленного сжатого волокна древесины.

Нормальные напряжения

$$\sigma = M / W_{np} \leq R_u;$$

касательные напряжения

$$\tau = QS_{np} / J_{np} b \leq R_{ск},$$

где S_{np} – приведенный статический момент сдвигаемой части сечения относительно нейтральной оси приведенного сечения; b – ширина сечения; $R_{ск}$ – расчетное сопротивление скалыванию для клееных элементов.

Прогиб вычисляют как для дощатоклееной балки с введением жесткости $E_{\delta} J_{np,\delta}$.

2.7. Примеры расчета балочных конструкций

2.7.1. Расчет дощатоклееной балки

Необходимо запроектировать дощатоклееную балку покрытия (рис. 19, а) отапливаемого здания мастерской в районе г. Перми. Конструкции группы А1, пролет здания $L=9.0\text{м}$, шаг несущих конструкций $b=6.0\text{м}$. Покрытие – клеефанерные панели на деревянном каркасе. Материал конструкций - древесина сосны или ели с влажностью $10 \pm 2\%$, березовая фанера марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ по ГОСТ 3916.2-96.

Статический расчет балки

На балку действует постоянная нагрузка от покрытия и собственной массы и временная снеговая нагрузка. Величины нагрузок приведены в табл. 7.

Собственная масса балки определяется ориентировочно по формуле:

$$q_{с.м}^н = \frac{q_n^н + P_0}{\frac{K_{с.м}}{1000} \cdot l - 1} = \frac{575 + 2240}{\frac{5.33 \cdot 9}{1000} - 1} = 141.8 \text{ Н/м}^2,$$

где $q_n^н$ - нормативная нагрузка от собственной массы покрытия;

$q_{сн}^н$ - нормативная снеговая нагрузка;

$K_{с.м}$ - коэффициент собственной массы несущей конструкции, принимаемый по табл. 1;

l - пролет несущей конструкции.

Таблица 7

Наименование нагрузки	Нагрузки, Н/м ²		n
	нормативная	расчетная	
Собственная масса клеефанерной панели без утеплителя (по табл. 35 из [2])	300	330	1,1
Рубероидная кровля	100	130	1,3
Утеплитель минплита $\delta=100$ мм, $\gamma=175$ кг/м ³	175	210	1,2
Собственная масса балки	141.8	156	1,1
Итого постоянная ...	716.8	826	
Временная снеговая ...	2240	3200	
Полная ...	2956.8	4026	

Нормативная нагрузка, равномерно распределенная по длине балки:

$$q^n = 2956.8 \cdot 6.0 = 17753 \text{ Н/м} = 17.75 \text{ кН/м.}$$

Расчетная нагрузка:

$$q = 4026 \cdot 6.0 = 24156 \text{ Н/м} = 24.16 \text{ кН/м.}$$

Толщину склеиваемых досок принимаем равной 33 мм после острожки ($m_{сн} = 1$), ширину балки $b = 200$ мм. Высоту балки на опоре определяем из условия ее прочности на скалывание:

$$h_{он} = 1.5 \cdot Q / (R_{ск} \cdot m_n \cdot b) = 1.5 \cdot 108.72 \cdot 10^{-3} / (2.25 \cdot 0.9 \cdot 0.2) = 0.36 \approx 0.4 \text{ м,}$$

здесь $Q = q \cdot l / 2 = 24.16 \cdot 9 / 2 = 108.72$ кН.

Высота в середине пролета $h_{ср} = 0.7$ м.

Нормальные напряжения проверяем в опасном сечении, отстоящем от опоры на расстоянии

$$x = (l / 2) \cdot (h_{он} / h_{ср}) = 4.5 \cdot 0.4 / 0.7 = 2.57 \text{ м; } h_x = 0.571 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в опасном сечении

$$M_x = q \cdot x(l - x) / 2 = 24.16 \cdot 2.57(9 - 2.57) / 2 = 199.62 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Конструктивный расчет балки

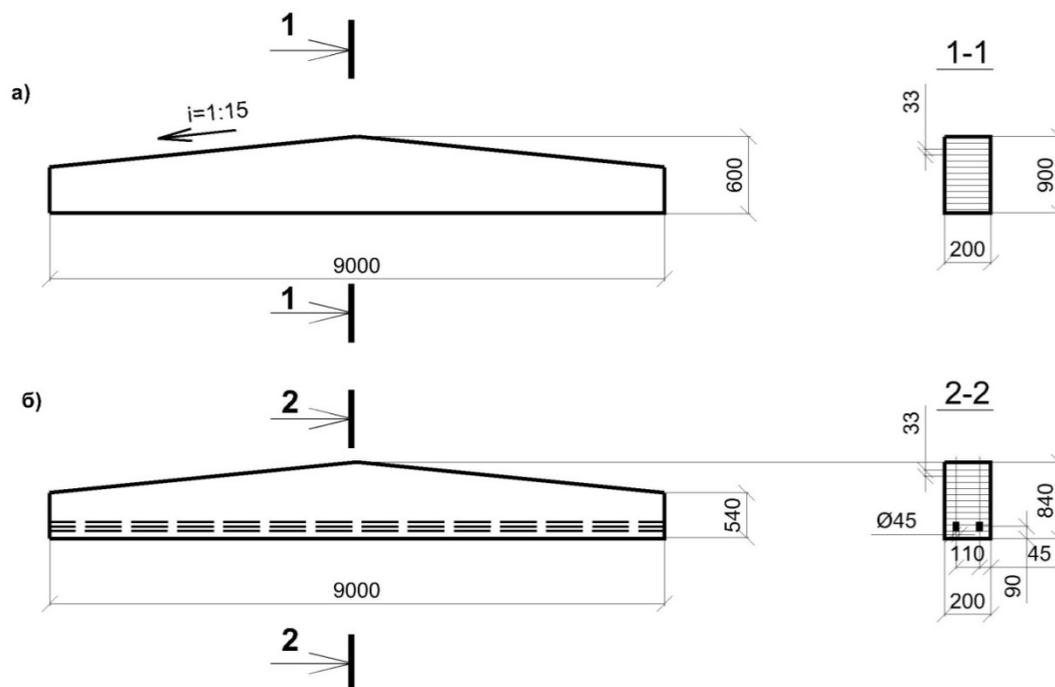


Рис. 30. Клееные балки: а – дощатоклееная; б – армированная

Определим максимальные нормальные напряжения в балке

$$\sigma = M_x / W_x = 199,62 \cdot 6 \cdot 10^{-3} / (0,2 \cdot 0,571^2) = 18,37 \text{ МПа} <$$

$$R^A_u \cdot m_{\sigma} \cdot m_{\sigma n} = 22,5 \cdot 0,95 \cdot 0,66 = 14,1075 \text{ МПа}$$

($m_{\sigma} = 0,95$ – коэффициент условий работы [12, табл. 10];

$m_{\sigma n} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности [12, табл. 4]).

Проверку устойчивости плоской фермы изгиба балки производим в месте максимальных нормальных напряжений между прогонами покрытия, расположенными с шагом 1 м.

Для определения коэффициента φ_m по [12, прил. Е] вычисляем

изгибающий момент в сечении, отстоящем от опоры на расстоянии 2 м:

$$\alpha=0 \Rightarrow k_{\phi} = 1,13 \text{ [12, приложение Е, табл. Е1];}$$

$$k_{жм} = \left(\frac{0,4}{0,7} \right)^{\frac{1}{3-2 \cdot 0,5/1}} = 0,756 \text{ [12, приложение Е, табл. Е3];}$$

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} k_{\phi} \cdot k_{жм} = 140 \cdot \frac{0,2^2}{1 \cdot 0,7} \cdot 1,13 \cdot 0,756 = 6,834 > 1.$$

Следовательно, устойчивость балки обеспечена.

Проверка прогиба

для определения прогиба находим коэффициенты по [12, прил. Е, табл. Е4]

$$k = 0,15 + 0,85 \cdot h_{on} / h_{cp} = 0,15 + 0,85 \cdot 0,4 / 0,7 = 0,636;$$

$$c = 15,4 + 3,8 \cdot h_{on} / h_{cp} = 15,4 + 3,8 \cdot 0,4 / 0,7 = 17,57.$$

Прогиб определяем с учетом переменности сечения балки:

$$f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot J_{cp}} \cdot \frac{1}{k} \left[1 + c \left(h_{cp} / l \right)^2 \right] =$$

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{17,75 \cdot 9^3 \cdot 12 \cdot 10^{-3}}{10^4 \cdot 0,2 \cdot 0,7^3 \cdot 0,636} \cdot \left[1 + 17,57 \cdot \left(0,7 / 9^2 \right) \right] = 1/189 > 1/300 \text{ (не проходит}$$

проверку на прогиб)

Увеличиваем сечение балки с сохранением уклона верхнего пояса 1:15.

Принимаем: $h_{on} = 0,5$; $h_{cp} = 0,8$;

$$k = 0.15 + 0.85 \cdot h_{on} / h_{cp} = 0.15 + 0.85 \cdot 0.5 / 0.8 = 0.681;$$

$$c = 15.4 + 3.8 \cdot h_{on} / h_{cp} = 15.4 + 3.8 \cdot 0.5 / 0.8 = 17.775.$$

$$f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{17.75 \cdot 9^3 \cdot 12 \cdot 10^{-3}}{10^4 \cdot 0.2 \cdot 0.8^3 \cdot 0.681} \cdot [1 + 17.775 \cdot (0.8/9^2)] = 1/367 < 1/300$$

2.7.2. Расчет дощатоклееной армированной балки

Армирование балки с процентом армирования $\mu = 4\%$ (рис. 28, б). Геометрические характеристики такой балки при несимметричном армировании (арматура располагается только в зоне растянутых волокон) определяется по формулам:

$$J_{np} = J[(1 + 4 \cdot n \cdot \mu)/(1 + n \cdot \mu)]; \quad W_{np} = J_{np} / (h/2);$$

$$S_{np} = S[(1 + 2 \cdot n \cdot \mu)/(1 + n \cdot \mu)]^2,$$

где $n = E_a / E_d$ – отношение модулей упругости арматуры и древесины,

$$n = 2.06 \cdot 10^5 / 10^4 = 20.6.$$

Находим $J_{np} = J[(1 + 4 \cdot 20.6 \cdot 0.04)/(1 + 20.6 \cdot 0.04)] = 2.36J;$

$$S_{np} = S[(1 + 2 \cdot 20.6 \cdot 0.04)/(1 + 20.6 \cdot 0.04)]^2 = 2.11S.$$

Принимаем ширину балки $b = 200$ мм, а толщину склеиваемых досок – 33 мм ($m_{cl} = 1$) [12, п. 6.9 е, табл. 11]. Нагрузки на балку такие же, как и в предыдущем варианте. Высоту балки определяем из условия:

$$Q \cdot S_{\bar{\sigma}_p} / (J_{\bar{\sigma}_p} \cdot b) \leq R_{ck}^A \cdot m_n \cdot m_{dl}$$

($m_{\bar{\sigma}} = 0,95$ – коэффициент условий работы [12, табл. 10];

$m_{dl} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности [12, табл. 4])

Принимая $S_{\bar{\sigma}_p} = S_{np}$, а $J_{\bar{\sigma}_p} = J_{np}$, находим

$$h_{on} = Q \cdot 1.5 \cdot 2.11 / (b \cdot 2.36 \cdot R_{ck} \cdot m_n \cdot m_{dl} \cdot m_{cl}) = 108.72 \cdot 10^{-3} \cdot 1.5 \cdot 2.11 / (0.2 \cdot 2.36 \cdot 2,4 \cdot 1 \cdot 0,66 \cdot 1) = 0.46 \text{ м.}$$

Принимаем $h_{on} = 460$ мм. Высота балки в середине пролета

$$h_{cp} = h_{on} + l/2 \cdot i = 0.46 + 9/2 \cdot (1/15) = 0.68 \text{ м.}$$

Координата опасного сечения: $x = 4.5 \cdot 0.46 / 0.68 = 3.04 \text{ м}$; $h_x = 0.608 \text{ м}$;

изгибающий момент в опасном сечении:

$$M_x = 24.16 \cdot 3.04 \cdot (9 - 3.04) / 2 = 218.7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжение:

$$\sigma = M_x / W_{np} = 218.7 \cdot 10^{-3} \cdot 6 / (2.36 \cdot 0.2 \cdot 0.608^2) = 7.52 <$$

$$R_u^A \cdot m_\sigma \cdot m_{dl} \cdot m_{cl} \cdot m_n = 21.0 \cdot 0.66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.96 = 13.3 \text{ МПа} [12, \text{ табл. 7, п.6.8в}].$$

Поскольку рассматриваемая балка имеет меньшую высоту, чем дощато-клееная, проверку плоской формы изгиба выполнять не требуется.

Проверка прогиба:

$$k = 0.15 + 0.85 \cdot 0.46 / 0.68 = 0.676 ;$$

$$c = 15.4 + 3.8 \cdot 0.46 / 0.68 = 17.97 ;$$

$$f / l = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^3}{E \cdot J_{cp}} \cdot \frac{1}{k} \left[1 + c \left(h_{cp} / l \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{17.75 \cdot 9^3 \cdot 12 \cdot 10^{-3}}{10^4 \cdot 0.2 \cdot 0.68^3 \cdot 2.36 \cdot 0.676} \cdot \left[1 + 17.97 \cdot (0.68 / 9)^2 \right] = 0.00222 < 1 / 250.$$

При выбранном проценте армирования требуемая площадь сечения арматуры :

$$F_{mp} = 20 \cdot \frac{(68 + 46)}{2} \cdot 0.04 = 45.6 \text{ см}^2.$$

Армирование проектируем из четырех стержней (по два с каждой стороны) диаметром 36 мм.

2.7.3. Расчет клефанерной балки с плоской стенкой

Выполним расчет наклонной балки с клееными поясами из сосновых досок 2-го сорта и стенкой из фанеры ФСФ толщиной 10мм. Сечение балки - двутавровое с постоянной по длине высотой (рис.29, а, б).

Статический расчет балки

Исходные данные для проектирования принять такими же, как и в рассмотренных выше примерах.

Собственная масса балки определяется ориентировочно по формуле

$$q_{c.m}^H = \frac{q_n^H + P_0}{\frac{1000}{K_{c.m}} \cdot l - 1} = \frac{575 + 2240}{\frac{1000}{3 \cdot 9} - 1} = 78.1 \text{ Н/м}^2.$$

Нормативная нагрузка, равномерно распределенная по длине балки:

$$q^H = 2893.1 \cdot 6.0 = 17359 \text{ Н/м} = 17.36 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка

$$q = 3956 \cdot 6.0 = 23736 \text{ Н/м} = 23.74 \text{ кН/м}.$$

Максимальный изгибающий момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{23.74 \cdot 8.7^2}{2} = 225 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{23.74 \cdot 8.7}{2} = 103.3 \text{ кН},$$

где $l = 8.7 \text{ м}$ – расчетный пролет балки с учетом опирания.

Конструктивный расчет балки (рис. 31)

1. Определяем требуемый момент сопротивления.

$$W_{mp} = \frac{M}{R_p^A} = 225 \cdot 10^5 / 1350 = 16666,7 \text{ см}^3,$$

где R_p^A - расчетное сопротивление древесины нижнего пояса на растяжение для режима нагружения А.

2. Назначаем высоту сечения.

$$h_x = (1/8 \div 1/12) \cdot l = \frac{1}{8} \cdot 870 \approx 110 \text{ см}.$$

3. Требуемый момент инерции балки.

$$J_x^n = J_x^{mp} - J_x^\phi = J_x^{mp} - \frac{\delta_\phi \cdot h_x^3}{12} \cdot \frac{E_\phi}{E_o} =$$

$$= 16666,7 \cdot \frac{110}{2} - \frac{1 \cdot 110^3}{12} \cdot \frac{9000}{10000} = 916668,5 - 99825 = 816843,5 \text{ см}^4$$

где δ_ϕ - суммарная толщина фанерных листов стенки.

4. Площадь сечения одного пояса

$$F_n = \frac{J_x^n}{2\left(\frac{h_{x1}}{2}\right)^2} = \frac{816843,5}{2\left(\frac{86}{2}\right)^2} = 220,9 \text{ см}^2,$$

где h_{x1} - расстояние между осями поясов в расчетном сечении.

Принимаем пояса шириной 150мм и высотой 150мм в пределах $(1/6 \div 1/10) \cdot h_x$ (110-183,3). Высоту балки окончательно принимаем 1100мм.

5. Вычисляем приведенные геометрические характеристики сечения.

Модуль упругости фанеры марки ФСФ при $\delta \geq 8\text{мм}$ $E_\phi = 850000\text{Н/см}^2$.

Модуль упругости древесины $E_\delta = 1000000\text{Н/см}^2$. Отношение модулей упругости $n = E_\phi / E_\delta = 0.85$.

Приведенная площадь сечения:

$$F_{np} = F_\delta + F_\phi \cdot n = 2 \cdot 15 \cdot 15 + 1.0 \cdot 110 \cdot 0.85 = 543,5\text{см}^2.$$

Приведенный момент инерции сечения балки:

$$J_{np} = \left[\frac{b \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h_{1x}}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 + \frac{\delta \cdot h_x^3}{12} \cdot n = \left(\frac{15 \cdot 15^3}{12} + 225 \cdot 47.5^2 \right) \cdot 2 + \frac{1.0 \cdot 110^3}{12} \cdot 0.85 =$$

$$= 1023750 + 94279.17 = 1118029.17\text{см}^4.$$

Приведенный статический момент:

$$S_{np} = F_n \cdot \frac{h_{1x}}{2} + \frac{\delta_\phi \cdot h_{1x}^2}{8} \cdot n = 225 \cdot 47.5 + \frac{1.0 \cdot 95^2}{8} \cdot 0.85 = 11646.4\text{см}^3$$

6. Проверяем прочность принятого сечения балки по величине растягивающих напряжений в нижнем поясе:

$$W_{np} = \frac{2 \cdot J_{np}}{h_x} = 1118029.17 \cdot 2 / 110 = 20328\text{см}^3,$$

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}} \leq R^A_p \cdot m_{\delta n} = 225 \cdot 10^5 / 20328 = 1107\text{Н/см}^2 < 1350 \cdot 1\text{Н/см}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

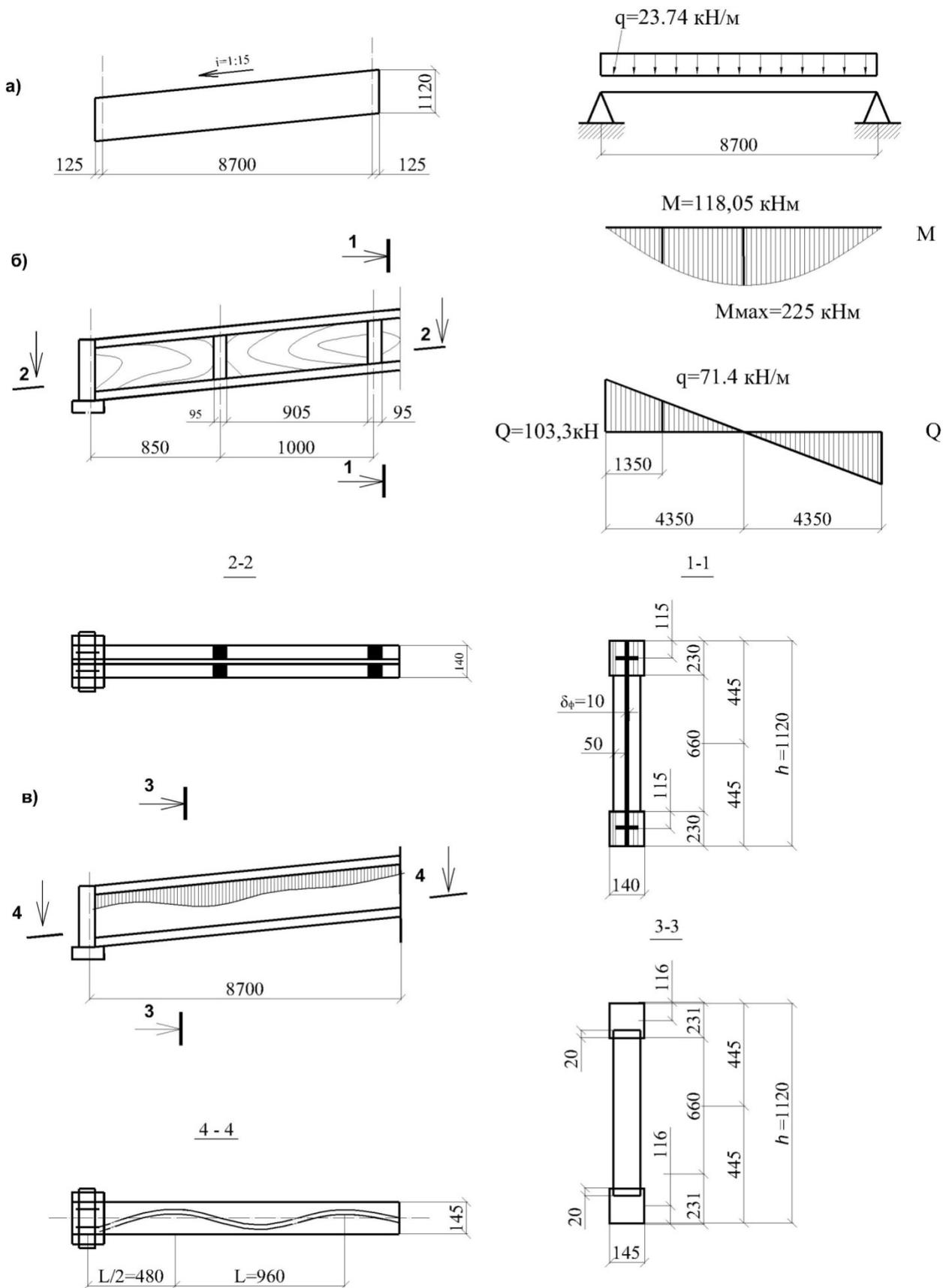


Рис. 31. К расчету балок: а - расчетная схема; б - сечения балки с плоской стенкой; в - сечение балки с волнистой стенкой.

7. Проверяем прочность клеевого шва на скалывание между шпонами фанеры:

$$\tau_{ш} = \frac{Q_{\max} \cdot S_n^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \sum h_n} \leq R_{ск}^{\phi},$$

где $S_n^{on} = \frac{F_n}{2} h_{1on}$ - статический момент пояса относительно центра тяжести балки; h_{1on} - расстояние между осями верхнего и нижнего поясов на опоре; $\sum h_n$ - суммарная высота клеевых швов между слоями фанеры в пределах ширины одного пояса; $R_{ск}^{\phi}$ - расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры; Q_{\max} - максимальная поперечная сила.

$$S_n^{on} = \frac{F_n}{2} h_{1on} = \frac{225}{2} \cdot 95 = 10687,5 \text{ см}^3$$

$$\tau_{ш} = \frac{103,3 \cdot 10687,5}{1118029,17 \cdot 2 \cdot 15} = 0,033 \text{ кН / см}^2 = 33 \text{ Н / см}^2 < 75 \text{ Н / см}^2.$$

8. Проверяем фанерную стенку на срез в опорной панели.

Опорную панель усиливаем двумя дополнительно приклеиваемыми листами фанеры толщиной по 10мм.

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_{np}^{on}}{J_{np}^{on} \cdot \delta_{\phi}} \leq R_{ск}^{\phi},$$

$$S_{np}^{on} = F_n \frac{h_{1on}}{2} + \frac{\delta_{\phi} h_{on}^2 \cdot E_{\phi}}{8 \cdot E_g},$$

где S_{np}^{on} - приведенный статический момент половины сечения балки относительно центра тяжести; $R_{ск}^{\phi}$ - расчетное сопротивление фанеры на сдвиг.

$$S_{np}^{on} = 255 \cdot \frac{95}{2} + \frac{1,0 \cdot 110^2}{8} \cdot 0,85 = 13398,125 \text{ см}^3$$

$$\tau = \frac{103,5 \cdot 13398,125}{1118029,17 \cdot 3 \cdot 1,0} = 0,413 \text{ кН / см}^2 < R_{ск}^{\phi} = 0,6 \text{ кН / см}^2.$$

9. Проверяем устойчивость фанерной стенки. В панели между опорным и вторым от опоры ребрами устойчивость стенки обеспечена за счет приклейки

дополнительных листов и отношения $h_{cm} / \delta = 80 / 3 = 26,7 < 50$. Для второй от опоры панели отношение $h_{ct} / \delta > 50$, следовательно, требуется проверка устойчивости.

Нормальные напряжения в стенке второй панели на уровне кромки поясов:

$$\sigma_{cm} = \frac{11805 \cdot 80}{2 \cdot 1118029,17} = 0,422 \text{ кН/см}^2,$$

где $M=118.05 \text{ кН/см}^2$ - изгибающий момент в середине второй панели.

Касательные напряжения в стенке на уровне нижней кромки поясов в проверяемой панели

$$\tau_{cm} = \frac{71,4 \cdot 13398,125}{1118029,17 \cdot 1,0} = 0,86 \text{ кН/см}^2.$$

Стенка не проходит по срезу фанеры. Увеличиваем толщину фанеры $\delta_\phi = 15 \text{ мм}$ без пересчета геометрических характеристик.

$$\tau_{cm} = 0,57 \text{ кН/см}^2 < R_{cp} = 0,60 \text{ кН/см}^2,$$

$Q_2 = 71,4 \text{ кН}$ – поперечная сила в середине панели.

Проверяем условие устойчивости при шаге ребер 1000мм. Сечение ребер принимаем 50×95мм. Расстояние между ребрами в свету $a = 90,5 \text{ см}$.

Согласно п. 7.32 СП64.13330.17 устойчивость стенки проверяем по ф. 59

$$\frac{0,422}{1,8 \left(\frac{100 \cdot 1,5}{80} \right)^2} + \frac{0,57}{0,3 \left(\frac{100 \cdot 1,5}{80} \right)^2} = 0,067 + 0,54 = 0,607 < 1,$$

где 1,8 (18 МПа = 1,8 кН/см²) и 0,3 (3 МПа = 0,3 кН/см²) – коэффициенты K_u и K_τ , определяемые по графикам [12, прил. Д, рис. Д2 и Д3].

Условие выполняется, следовательно, устойчивость стенки обеспечена.

10. Проверяем стенку на действие главных напряжений во второй панели согласно п. 7.32 СП64.13330.17, ф. 56:

$$\sigma_p' = \frac{0,422}{2} + \sqrt{0,211^2 + 0,57^2} = 0,819 \text{ кН/см}^2 > R_{p,\phi,31^0} = 0,55 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений не обеспечена. Усиливаем стенку второй панели дополнительными листами фане-

ры толщиной по 10 мм. Толщину самой стенки оставляем равной 10 мм. Главные напряжения в усиленной стенке:

$$\sigma_p' = \frac{0.422}{2} + \sqrt{0.211^2 + 0.285^2} = 0.566 \text{ кН/см}^2 < R_{p.ф.31^\circ} = 0.58 \text{ кН/см}^2 .$$

Прочность стенки обеспечена. Направление действия главных напряжений:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = 2\tau_{cm} / \sigma_{cm} = 2 \cdot 0.285 / 0.422 = 1.35 ;$$

$$2\alpha = 53,47^\circ ; \quad \alpha = 26,7^\circ .$$

Расчетное сопротивление фанеры при действии усилия под углом $\alpha = 26,7^\circ$ определим по интерполяции из [12, прил. Д, рис. Д1]:

$$R_{p.ф.31^\circ} = 0.58 \text{ кН/см}^2 .$$

11. Определяем прогиб балки согласно п. 7.35 СП64.13330.2017 ф. 61:

$$k = 0.4 + 0.6 \cdot 1 = 1.0 ;$$

$$c = (45.3 + 6.9 \cdot 1) \cdot 4.73 = 247 ;$$

$$f = \frac{5 \cdot 0.10342 \cdot 1470^4}{384 \cdot 1 \cdot 10^3 \cdot 4815224,45} \left(1 + 247 \frac{125^2}{1470^2} \right) = 3,64 \text{ см} .$$

Относительный прогиб:

$$f/l = 5.2/870 > 1/300 = [f_{np}/l] .$$

Жесткость балки недостаточна и конструкция не отвечает требованиям второй группы предельных состояний. Требуется изменение сечения (можно увеличить мощность поясов или увеличить высоту стенки балки). Изменив сечение балки и выполнив приведенные выше проверки окончательно принимаем пояса шириной 140мм и высотой 230 мм, высоту балки окончательно принимаем 1120мм (см. рис. 20).

2.7.4. Расчет клеефанерной балки с волнистой стенкой

По данным предыдущего примера запроектировать клеефанерную балку с волнистой стенкой. Пояса принимаем из досок толщиной 33мм и шириной 145мм после острожки. Древесина 2-го сорта. Стенка из фанеры марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ. Ширина листа по сортаменту 725мм. Для соединения фа-

неры с поясами в последних устраиваются криволинейные пазы по форме волнистой стенки.

Усилия в расчетном сечении балки от действующих нагрузок:

$$M_{\max} = 225 \text{ кН} \cdot \text{м} ; \quad Q_{\max} = 103.3 \text{ кН} .$$

Конструктивный расчет балки

1. Назначаем высоту балки из условия $h = \left(\frac{1}{8}\right) \cdot l = 870/8 \approx 100 \text{ см}$. Пояса склеиваем из семи досок толщиной 33 мм. Высота пояса h_n получается равной $33 \times 7 = 231 \text{ мм}$. Ширина поясов $b_n = 145 \text{ мм}$. Высоту сечения балки h с учетом размеров поясов окончательно принимаем равной 1120 мм (рис. 20, в).

2. Вычисляем геометрические характеристики принятого сечения. Момент инерции поясов относительно нейтральной оси балки

$$J_x = 2 \left[\frac{b_n \cdot h_n^3}{12} + F_n \left(\frac{h_{x1}}{2} \right)^2 \right] = \left[\frac{14.5 \cdot 23.1^3}{12} + 14.5 \cdot 23.1 \left(\frac{95}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 = 1541250 \text{ см}^4 .$$

Момент сопротивления

$$W = \frac{1356360 \cdot 2}{112} = 24221 \text{ см}^3 .$$

Статический момент

$$S_x = \frac{14.5 \cdot 23.1 \cdot 89}{2} = 14905 \text{ см}^3 .$$

Коэффициент

$$B = \frac{\pi^2 \cdot S_x \cdot E}{K_0 \cdot \delta_\phi \cdot l^2 \cdot G_\phi} = \frac{3.14^2 \cdot 14905 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 870^2 \cdot 75.0} = 2.95 ,$$

где K_0 - коэффициент, учитывающий синусоидальную форму стенки, $K_0=1$;

δ_ϕ - толщина стенки, $\delta_\phi = 1 \text{ см}$; E - модуль упругости древесины, $E = 10000$

МПа ; G_ϕ - модуль сдвига фанеры, $G_\phi = 750 \text{ МПа}$.

Коэффициент податливости

$$K_w = \frac{1}{1 + \frac{h_n}{h} B} = \frac{1}{1 + \frac{23.1}{112} \cdot 2.59} = 0.652 .$$

Коэффициент жесткости

$$K_{жс} = \frac{1}{1+B} = \frac{1}{1+2.59} = 0.278 \text{ .}$$

3. Проверяем прочность принятого сечения поясов:

$$\sigma_u = \frac{22500}{27522 \cdot 0.652} = 1.25 \text{ кН/см}^2 < R_u \cdot m_{дл} = 2.1 \cdot 0.66 = 1.38 \text{ кН/см}^2 \text{ .}$$

R_u - расчетное сопротивление изгибу 1-го сорта древесины, $R_u = 2.1 \text{ кН/см}^2$.

Проверяем верхний сжатый пояс на устойчивость из плоскости между точками раскрепления. При ширине панелей $b = 150 \text{ см}$ расчетная длина пояса из плоскости $l_0 = 1.25 \cdot 150 = 187.5 \text{ см}$. Гибкость пояса из плоскости

$$\lambda_y = \frac{187.5}{0.289 \cdot 14.5} = 45 \text{ .}$$

Коэффициент продольного изгиба при $\lambda_y < 70$

$$\varphi_y = 1 - 0.8 \cdot (\lambda_y / 100)^2 = 1 - 0.8 \cdot 0.45^2 = 0.84 \text{ .}$$

Напряжения сжатия в верхнем поясе

$$\sigma_c = \frac{22500}{0.84 \cdot 27522} = 0.97 \text{ кН/см}^2 < R_c \cdot m_{дл} = 1.95 \cdot 0.66 = 1.287 \text{ кН/см}^2 \text{ ,}$$

где R_c - расчетное сопротивление древесины 2-го сорта сжатию, $R_c = 1.95 \text{ кН/см}^2$.

Устойчивость из плоскости верхнего сжатого пояса обеспечена.

4. Проверяем прочность соединения стенки с полками при криволинейном пазе:

$$\tau_{ш} = \frac{103.3 \cdot 14905}{1541250 \cdot 5} = 0.2 \text{ кН/см}^2 < R_{ск} \cdot m_{дл} = 0.36 \cdot 0.66 = 0.23 \text{ кН/см}^2 \text{ ;}$$

$$\sum b_{ш} = 2 \cdot h_{ш} + \delta_{\phi} = 2 \cdot 0.2 + 1.0 = 5 \text{ см} \text{ .}$$

5. Проверяем условие устойчивости стенки. Вычисляем величину

$$\lambda_{6.с.}^2 = \left(\frac{h_{см}}{\sqrt{\delta_{\phi} \cdot h_{г}}} \right)^2 = \frac{66^2}{1 \cdot 8} = 545 \text{ ;}$$

$$K_2 = 0.45 \text{ при } h_{г} / l_{г} = 8 / 96 = 1 / 12 \text{ ;}$$

$$K_1 = 0.055 \cdot \sqrt{70 \cdot 10^3 \cdot 7.5 \cdot 10^3} = 1260 \text{ ;}$$

$E_{\phi} = 7000 \text{ МПа}$ - модуль упругости фанеры;

$G_{\phi} = 750 \text{ МПа}$ - модуль сдвига фанеры.

Величина $K_1 \cdot K_2 = 1260 \cdot 0,45 = 567$. Условие $K_1 \cdot K_2 > \lambda_{в.с}^2 = 545$

выполняется, следовательно, проверки устойчивости не требуется.

6. Вычисляем прогиб балки:

$$f = \frac{5 \cdot 0.159 \cdot 870^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 1541250 \cdot 0.278} = 2,8 \text{ см} .$$

Относительный прогиб $f/l = 2,8/870 = 0,0032 < 1/250$.

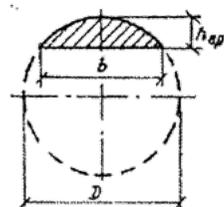
Величина относительного прогиба меньше предельного значения.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

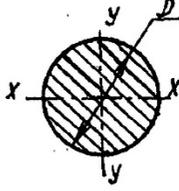
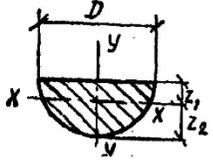
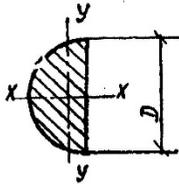
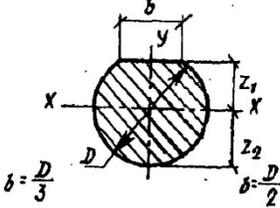
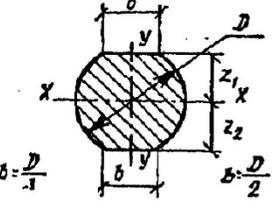
1. Металлические конструкции / Е.И. Беленя [и др.]. – М.: Стройиздат, 1973.
2. Гринь И.М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов.- Киев, 1975.
3. Строительные конструкции из полимерных материалов / А.М. Иванов [и др.]. - М.: Высшая школа, 1978.
4. Иванов В.А. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчета и конструирования. – Киев, 1970.
5. Иванов В.Ф. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.; Л.: Стройиздат, 1966.
6. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования / Карлсен Г.Г. [и др.]. – М.: Стройиздат, 1967.
7. Конструкции из дерева и пластмасс / Карлсен Г.Г. [и др.]. – М.: Стройиздат, 1986.
8. Мартемьянов В.И., Веселев Ю.А., Вержбовский Г.Б. Проектирование современных деревянных конструкций: Учебное пособие. – Ростов н/Д: Рост. инж. –строит. ин-т, 1991.
9. Мартемьянов В.И. Деревянные конструкции в современном строительстве. – Ростов н/Д: Рост. инж.-строит. ин-т, 1983. – 95с.
10. Руководство по проектированию клееных деревянных конструкций. - М.: Стройиздат, 1975.
11. Конструкции из древесины и водостойкой фанеры: Учебное пособие. / Светозарова Е.И. [и др.]. – Л.: Стройиздат, 1974.
12. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции.
13. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия.
14. Улицкая Э.М., Бойтемиров Ф.А, Головина В.М. Расчет конструкций из дерева и пластмасс: Курсовое и дипломное проектирование. –М.:Высшая школа.,1996.
15. Михайлов А.М. Основы расчета элементов строительных конструкций в примерах. –М.: Высш. шк., 1986. – 416 с.

16. Калинин А.А. Обследование, расчет и усиление зданий и сооружений: Учеб. пособие – М., 2002. – 160 с.
17. Отрешко А.И. Справочник проектировщика. Деревянные конструкции. – М., 1957. – 264 с.
18. Атлас деревянных конструкций / К.-Г. Гетц [и др.]. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
19. Калугин А.В. Деревянные конструкции. Учебное пособие (конспект лекций). – М.: Издательство АСВ, 2003. – 244 с.
20. Конструкции гражданских зданий: учебное пособие для ВУЗов/ Т.Г. Маклакова [и др.]. – М.: Стройиздат, 1986. – 135 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Диаметр в см	Показатели	Глубина врезки $h_{вп}$ в см																													
		0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	7,5	8	8,5	9	9,5	10										
12	b F	4,8 1,62	6,62 4,5	7,94 8,18	8,91 12,4	9,75 17,2	10,4 22,1	10,9 27,5	11,3 33	— —	— —	— —																			
13	b F	5 1,68	6,92 4,7	8,3 8,65	9,39 12,9	10,2 17,8	10,9 23,2	11,5 28,8	12 34,4	12,4 40,7	— —	— —																			
14	b F	5,23 1,75	7,2 4,88	8,67 8,85	9,8 13,6	10,7 18,6	11,5 24,2	12,1 30,1	12,7 36,6	13,1 42,8	— —	— —																			
15	b F	5,37 1,8	7,47 5,06	9,02 9,2	10,2 14	11,1 19,7	12 25,1	12,7 31,4	13,3 37,8	13,8 44,7	14,1 51,5	— —																			
16	b F	5,57 1,87	7,8 5,24	9,3 9,51	10,6 14,5	11,6 20	12,5 26,1	13,2 32,5	13,9 39,3	14,4 46,4	14,8 53,7	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —										
17	b F	5,76 1,93	8 5,4	9,6 9,83	10,9 15	12 20,7	13 27	13,7 33,7	14,4 40,7	15 48	15,5 55,7	15,9 63,6	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —										
18	b F	5,91 1,98	8,2 5,56	9,9 10,1	11,3 15,4	12,4 21,4	13,4 27,9	14,2 34,8	15 42	15,6 49,7	16,1 57,7	16,6 65,9	17 74,3	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —										
19	b F	6,08 2,04	8,5 5,7	10,2 10,4	11,7 15,9	12,8 22,1	13,8 28,8	14,7 35,9	15,5 43,4	16,2 51,4	16,7 59,6	17,2 68,1	17,7 76,8	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —	— —										
20	b F	6,25 2,09	8,7 5,87	10,5 10,7	12 16,3	13,2 22,6	14,3 29,6	15,2 36,9	16 44,7	16,7 52,9	17,3 61,4	17,9 70,2	18,3 79,3	18,7 88,5	— —																
21	b F	6,4 2,14	8,9 6	10,8 11	12,3 16,8	13,6 23,3	14,7 30,4	15,6 37,9	16,5 46	17,2 54,4	17,9 63,2	18,5 72,3	19 81,6	19,4 91,2	19,8 101	— —	— —	— —	— —	— —	— —										
22	b F	6,55 2,2	9,2 6,17	11,1 11,3	12,6 17,2	14 23,9	15,1 31,1	15,1 38,9	17 47,2	17,7 55,9	18,4 64,9	19,1 74,3	19,6 84	20,1 93,9	20,5 104	— —	— —	— —	— —	— —	— —										
23	b F	6,7 2,24	9,4 6,31	11,4 11,5	12,9 17,6	14,3 24,4	15,5 31,9	16,5 39,9	17,4 48,8	18,2 57,4	19 66,6	19,6 76,3	20,2 86,2	20,7 96,5	21,2 107	21,6 118	— —	— —	— —	— —	— —										
24	b F	6,85 2,3	9,6 6,44	11,6 11,8	13,3 18	14,7 25	15,9 32,6	16,9 40,9	17,9 49,5	18,7 58,8	19,5 68,3	20,2 78,2	20,8 88,4	21,3 99	21,8 110	22,2 121	22,6 132	— —	— —	— —	— —										
25	b F	7 2,34	9,8 6,58	11,9 12	13,6 18,4	15 25,5	16,2 33,4	17,3 41,8	18,3 50,7	19,2 60,1	20 69,9	20,7 80,1	21,4 90,5	21,9 101	22,4 113	22,9 124	23,3 135	— —	— —	— —	— —										
26	b F	7,14 2,39	10 6,71	12,1 12,2	13,8 18,8	15,3 26	16,6 34	17,7 42,6	18,8 51,8	18,7 61,4	20,5 71,5	21,2 81,9	21,9 92,7	22,5 104	23,1 115	23,6 127	24 139	25,4 151	— —	— —	— —										
27	b F	7,27 2,45	10,2 6,85	12,4 12,5	14,1 19,1	15,7 26,6	17 34,7	18,1 43,6	19,2 52,9	20,1 62,7	21 73	21,7 84	22,5 94,7	23,1 106	23,7 118	24,2 130	24,6 142	25,1 154	25,4 167	— —	— —										
28	b F	7,41 2,49	10,4 6,96	12,6 12,7	14,4 19,5	16 27,1	17,3 35,4	18,5 44,4	19,6 54	20,6 64	21,4 74,5	22,2 85,4	23 96,7	23,6 108	24,2 120	24,8 133	25,3 145	25,7 158	26,2 171	— —	— —										
29	b F	7,55 2,52	10,6 7,1	12,8 13	14,7 19,9	16,3 27,6	17,7 36,1	18,9 45,3	20 55	21 65,5	21,9 76	22,7 87,1	23,5 98,7	24,2 111	24,8 123	25,4 135	25,9 148	26,4 161	26,8 175	27,2 188	— —										
30	b F	7,67 2,57	10,8 7,23	13,1 13,2	15 20,4	16,6 28,1	18 36,8	19,3 46,3	20,4 58,1	21,4 66,5	22,4 77,4	23,2 88,8	24 101	24,7 113	25,4 125	26 138	26,5 151	27 165	27,5 178	27,9 192	28,3 206										

Коэффициенты для определения геометрических характеристик поперечных сечений окантованных бревен и пластин

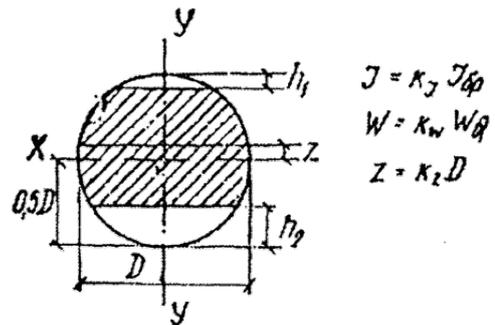
Расчетные данные							
Высота $h = k_1 D$	1	0,5	1	0,971	0,933	0,943	0,866
Площадь сечения $F = k_2 D^2$	0,785	0,393	0,393	0,779	0,763	0,773	0,740
Расстояние от нейтральной оси до крайних волокон:							
$z_1 = k_3 D$	0,5	0,21	0,5	0,475	0,447	0,471	0,433
$z_2 = k_4 D$	0,5	0,29	0,5	0,496	0,486	0,471	0,433
Момент инерции:							
$J_x = k_5 D^4$	0,0491	0,0069	0,0245	0,0476	0,441	0,461	0,0395
$J_y = k_6 D^4$	0,0491	0,0245	0,0069	0,0491	0,0488	0,490	0,0485
Момент сопротивления:							
$W_x = k_7 D^3$	0,0982	0,0238	0,0491	0,0960	0,0908	0,0978	0,0912
$W_y = k_8 D^3$	0,0982	0,0491	0,0238	0,0981	0,0976	0,0980	0,0970
Минимальный радиус инерции $r_{\text{мин}} = k_9 D$	0,25	0,132	0,132	0,247	0,241	0,244	0,231

Болты и тяжи

Диаметр в мм		Площадь сечения в см ²		Расчетная несущая способность в кгс для стали марки ВСтЗпо		Нормальные размеры шайб в мм при смятии древесины под углом 60-90°	
внешний	в нарезке	$F_{бр}$	$F_{нт}$	по $F_{бр}$	по $F_{нт}$	для рабочих болтов	для стяжных болтов
12	9,8	1,13	0,76	2 370	1 290	60×60×6	45×45×4
14	11,5	1,54	1,05	3 230	1 785	70×70×7	50×50×4
16	13,5	2,01	1,44	4 210	2450	80×80×8	55×55×4
18	14,9	2,54	1,75	5 330	2 975	90×90×9	60×60×5
20	16,9	3,14	2,25	6 590	3 825	100×100×10	70×70×5
22	18,9	3,8	2,81	7 980	4 780	110×110×11	80×80×6
24	20,3	4,52	3,24	9 500	5 510	120×120×12	90×90×7
27	23,3	5,72	4,27	12 000	7 260	140×140×14	100×100×8
30	25,7	7,06	5,19	14 830	8 820	150×150×15	—
36	31,1	10,17	7,58	21 330	12 890	180×180×18	—

**Коэффициенты для определения геометрических характеристик
поперечных сечений бревен, разноопиленных на два канта**

Отношение		Значение коэффициентов			Отношение		Значение коэффициентов			
h_1/D	h_2/D	k_J	k_W	k_Z	h_1/D	h_2/D	k_J	k_W	k_Z	
0	0,05	0,933	0,95	0,009	0,15	0,15	0,487	0,695	0	
	0,1	0,829	0,871	0,024		0,2	0,4	0,603	0,02	
	0,15	0,717	0,779	0,04		0,25	0,32	0,521	0,043	
	0,2	0,607	0,694	0,063		0,3	0,25	0,44	0,066	
	0,25	0,503	0,607	0,086		0,35	0,189	0,373	0,097	
	0,3	0,409	0,514	0,109		0,4	0,136	0,29	0,115	
	0,35	0,326	0,455	0,134		0,45	0,097	0,231	0,14	
	0,4	0,251	0,369	0,16		0,5	0,064	0,174	0,166	
	0,45	0,188	0,298	0,185						
	0,5	0,14	0,243	0,212						
0,05	0,05	0,868	0,964	0	0,20	0,2	0,324	0,54	0	
	0,1	0,772	0,886	0,015		0,25	0,254	0,0456	0,022	
	0,15	0,676	0,812	0,034		0,3	0,194	0,38	0,045	
	0,2	0,556	0,702	0,054		0,35	0,143	0,31	0,069	
	0,25	0,457	0,612	0,077		0,4	0,1	0,217	0,094	
	0,3	0,368	0,526	0,1	0,45	0,066	0,182	0,119		
	0,35	0,291	0,446	0,124	0,5	0,042	0,135	0,145		
	0,4	0,221	0,368	0,15	0,25	0,25	0,194	0,388	0	
	0,45	0,165	0,301	0,176		0,3	0,149	0,328	0,023	
	0,5	0,129	0,242	0,202		0,35	0,102	0,251	0,047	
				0,4		0,067	0,188	0,072		
				0,45		0,042	0,137	0,097		
0,1	0,1	0,676	0,844	0	0,5	0,025	0,098	0,122		
	0,15	0,577	0,755	0,018						
	0,2	0,48	0,665	0,039						
	0,25	0,39	0,577	0,062						
	0,3	0,31	0,49	0,084						
	0,35	0,24	0,411	0,108						
	0,4	0,179	0,366	0,134						
	0,45	0,13	0,271	0,16						
	0,5	0,223	0,233	0,186						



**Расчетные сопротивления древесины сосны, ели и лиственницы
европейской влажностью 12%**

Напряженное состояние и характеристика элементов	Расчетное сопротивление, МПа, для сортов древесины			
	Обозначение	1	2	3
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения [за исключением указанных в б), в)] высотой не более 50 см. При высоте сечения более 50 см [см. 6.9в)]	$R^A_{из}, R^A_{сж}, R^A_{см}$	21	19,5	13
б) элементы прямоугольного сечения шириной от 11 до 13 см при высоте сечения от 11 до 50 см	$R^A_{из}, R^A_{сж}, R^A_{см}$	22,5	21	15
в) элементы прямоугольного сечения шириной более 13 см при высоте сечения от 13 до 50 см	$R^A_{из}, R^A_{сж}, R^A_{см}$	24	22,5	16,5
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R^A_{из}, R^A_{сж}, R^A_{см}$	-	24	15
2 Растяжение вдоль волокон:				
а) элементы из цельной древесины	R^A_p	15	10,5	-
б) клееные элементы	R^A_p	18	13,5	-
3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R^A_{сж90}, R^A_{см90}$	2,7	2,7	2,7
4 Смятие поперек волокон местное:				
а) в опорных частях конструкций, лобовых врубках и узловых примыканиях элементов	$R^A_{см90}$	4,5	4,5	4,5
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	$R^A_{см90}$	6	6	6
5 Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе элементов из цельной древесины	$R^A_{ск}$	2,7	2,4	2,4
б) при изгибе клееных элементов	$R^A_{ск}$	2,4	2,25	2,25
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$R^A_{ск}$	3,6	3,2	3,2
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$R^A_{ск}$	3,2	3,2	3,2
6 Скалывание поперек волокон в соединениях:				
а) элементов из цельной древесины	$R^A_{ск90}$	1,5	1,2	0,9
б) клееных элементов	$R^A_{ск90}$	1,05	1,05	0,9
7 Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$R^A_{р90}$	0,23	0,15	0,12
8 Срез под углом к волокнам 45°	$R^A_{ср90}$	9	7,5	6
То же 90°		16,5	13,5	12

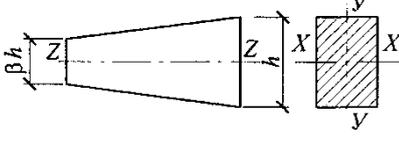
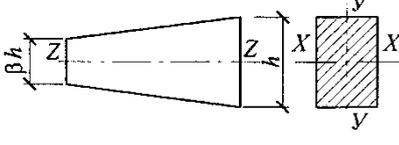
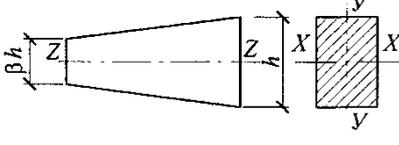
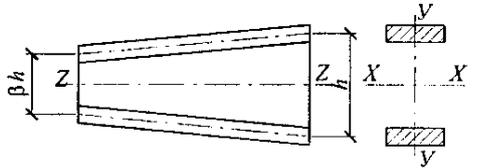
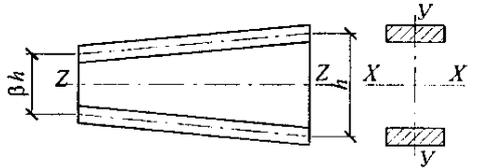
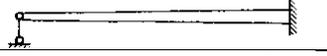
Расчетные сопротивления LVL из однонаправленного шпона

N п.п.	Напряженное состояние	Расчетное сопротивление, МПа, для сортов/классов прочности LVL			
		Обозначение	1/К45	2/К40	3/К35
1	Изгиб	R^A_{II}	39	34	30
2	Сжатие в плоскости листа вдоль волокон	R^A_c, R^A_{cm}	32	30	27
3	Сжатие в плоскости листа поперек волокон	R^A_{c90}, R^A_{cm90}	4,8	4,7	4,5
4	Сжатие из плоскости листа поперек волокон	$R^{A'}_{c90}, R^{A'}_{cm90}$	2,4	2,3	2,3
5	Смятие местное в плоскости листа поперек волокон в опорных частях конструкций и узловых примыканиях	R^A_{cm90}	7,5	7,4	7,25
6	Растяжение вдоль волокон	R^A_p	31	27	24
7	Растяжение поперек волокон в плоскости листа	R^A_{p90}	0,45	0,45	0,45
8	Скалывание вдоль волокон поперек плоскости листа	$R^{A'}_{ск}$	4,1	3,9	3,9
9	Скалывание вдоль волокон в плоскости листа	$R^A_{ск}$	3,2	3	2,9
10	Скалывание поперек волокон в плоскости листа	$R^A_{ск90}$	1,5	1,5	1,5

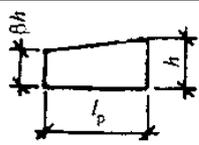
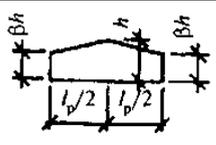
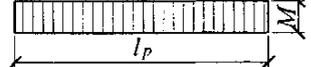
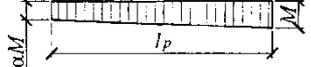
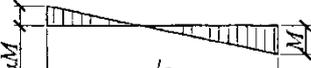
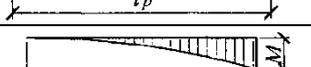
Плотность древесины, фанеры и LVL

Порода древесины	Плотность древесины, кг/м ³ , в конструкциях для условий эксплуатации по таблице 1	
	1А, 1 и 2	3 и 4
Хвойные:		
лиственница	650	800
сосна, ель, кедр, пихта	500	600
Твердые лиственные:		
дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз и ильм	700	800
Мягкие лиственные:		
осина, тополь, ольха, липа	500	600
<p>Примечания</p> <p>1 Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м³ твердых лиственных пород - 1000 кг/м³.</p> <p>2 Плотность клееной древесины следует принимать как неклееной.</p> <p>3 Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпонов, а бакелизированной - 1000 кг/м³.</p> <p>4 Плотность древесины из однонаправленного шпона 500-600 кг/м³, в зависимости от породы древесины шпонов.</p>		

Значение коэффициента $k_{жN}$ для расчета сжатых и сжато-изгибаемых элементов с переменной высотой и постоянной шириной сечения

Условия опирания элементов	$k_{жN}$ при проверке			
	элементов прямоугольного сечения		элементов двутаврового и коробчатого сечений с постоянной высотой поясов	
	в плоскости yz	в плоскости xz	в плоскости yz	в плоскости xz
				
	$(0,4 + 0,6\beta) \beta$	$0,4 + 0,6\beta$	β	1
	$0,07 + 0,93\beta$	$0,66 + 0,34\beta$	$0,35 + 0,65\beta$	1

Значения коэффициентов k_{ϕ} и $k_{жM}$ для расчетов на устойчивость плоской формы деформирования

Форма эпюры моментов	k_{ϕ}		$k_{жM}$	
	При закреплении только по концам участка l_p	При закреплении по концам и растянутой от момента M кромке		
	1	1	$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/2}$
	$1,75 - 0,75d; 0 \leq d \leq 1$	$\frac{3}{2+d}; 0 \leq d \leq 1$	$\beta^{\frac{1}{3-d}}$	$\beta^{1/2}$
	$2 - (0,5 + d)^2; -1 \leq d \leq 0$	$\frac{3}{2+d}; -2 \leq d \leq 0$	$\beta^{\frac{1}{3-d}}$	$\beta^{1/2}$
	$1,35 + 1,45(C/l_p)^2$	$1,35 + 0,3(C/l_p)$	$\beta^{\frac{1}{2+2C/l_p}}$	$\beta^{\frac{1}{3-2C/l_p}}$
	1,13	1,13	$\beta^{1/2}$	$\beta^{2/5}$
	2,54	2,32	$\beta^{1/4}$	$\beta^{1/2}$

**Значения коэффициентов k и c для вычисления прогибов балок с учетом
переменности сечения и деформаций сдвига**

Поперечное сечение балки	Расчетная схема	k	c
Прямоугольное		β	0
То же		$0,23 + 0,77\beta$	$16,4 + 7,6\beta$
»		$0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta$	$[45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \frac{1}{3 - 4\alpha^2}$
»		$0,15 + 0,85\beta$	$15,4 + 3,8\beta$
Двутавровое		$0,4 + 0,6\beta$	$(45,3 + 6,9\beta)\gamma$
Прямоугольное		$0,23 + 0,77\beta + 0,6\alpha(1 - \beta)$	$[8,2 + 2,4(1 - \beta)\alpha + 3,8\beta] \frac{1}{(2 + \alpha)(1 - \alpha)}$
То же		$0,35 + 0,65\beta$	$5,4 + 2,6\beta$
<p>Примечание - γ - отношение площади поясов к площади стенки двутавровой балки (высота стенки принимается между центрами тяжести поясов).</p>			



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ

**по самостоятельной работе студентов
в рамках изучения дисциплины
«Конструкции из дерева и пластмасс»
для специалистов по направлению
08.03.01 «Строительство»
специализация «Промышленное и гражданское строительство»**

Ростов-на-Дону
2018

УДК 624.04

Составитель: к.т.н., доц. С.В. Щуцкий

Методические указания по самостоятельной работе студентов в рамках изучения дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс» для специалистов по направлению 08.03.01 «Строительство», специализация «Промышленное и гражданское строительство». – Ростов н/Д: ДГТУ, 2018. - 11 с.

Дается общее представление о самостоятельной работе при изучении курса дисциплины «Конструкции из дерева и пластмасс» (седьмой семестр), приводится информация о методическом обеспечении отдельных видов и форм самостоятельной работы, организации внеаудиторной работы преподавателей и о техническом обеспечении самостоятельной работы.

УДК 624.04

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Научный редактор д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Металлические, деревянные и пласт-
массовые конструкции» д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

В печать 15.06.2018г.

Формат 60x84/16. Объем 0,7 усл.п.л.

Тираж 50 экз. Заказ №274

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

© Донской государственный
технический университет, 2018

1. ЦЕЛЬ И ЗАДАЧИ ДИСЦИПЛИНЫ, ЕЕ МЕСТО В УЧЕБНОМ ПРОЦЕССЕ

1.1. Цель преподавания дисциплины

Целью является подготовка специалиста в области расчета и проектирования конструкций из дерева и пластмасс с использованием научных знаний в практической и исследовательской деятельности.

1.2 . Задачи изучения дисциплины.

- ознакомление студентов с современными видами деревянных и пластмассовых конструкций массового применения (балками, в т.ч. клееными, трехслойными панелями, клееными арками и рамами, фермами, пневматическими конструкциями);
- обучения студентов методикам расчета ДиПК в соответствии с требованиями нормативно-технической документации;
- ознакомление с технологическими процессами заготовки, сушки, механической обработки пиломатериала, изготовления клееных деревянных конструкций и антисептирования древесины;
- изучение основ экономики, эксплуатации, ремонта и усиления ДиПК;
- овладение культурой мышления, способностью к обобщению, анализу, восприятию информации, постановке цели и выбору путей ее достижения;
- обучение специалистов умению использовать нормативно-правовые документы в своей деятельности и владению основными методами, способами и средствами получения, хранения, переработки информации, навыками работы с компьютером как средством управления информацией;
- изучение основных принципов использования базовых законов естественнонаучных дисциплин в профессиональной деятельности, применение методов математического анализа и моделирования, теоретического и экспериментального исследования;

- овладение знаниями нормативной базы в области принципов проектирования зданий, способностью проводить предварительное технико-экономическое обоснование проектных расчетов, разрабатывать проектную и рабочую техническую документацию, оформлять законченные проектно-конструкторские работы, контролировать соответствие разрабатываемых проектов и технической документации заданиям, стандартам, техническим условиям и другим нормативным документам;
- обучение студентов навыкам разработки эскизных, технических и рабочих проектов с использованием средств автоматического проектирования.

1.3. Место дисциплины в учебном процессе.

Дисциплина «Конструкции из дерева и пластмасс» относится к циклу специальных дисциплин, основанных на использовании сведений, приобретенных в процессе изучения общенаучных и общеинженерных дисциплин, и направленных на сознательное применение в инженерной деятельности. Дисциплина базируется на дисциплинах профессионального цикла, в частности, «Сопротивление материалов», «Строительная механика» и другие.

1.4. Требования к уровню освоения содержания курса.

В результате изучения курса специалист должен:

- знать:
 - методики расчета зданий и сооружений с использованием конструкций из дерева и пластмасс согласно действующей нормативно-технической документации и уметь правильно их реализовать;
- уметь:
 - грамотно, на должном инженерном уровне, работать с проектно-конструкторской документацией;
- владеть:
 - навыками самостоятельного решения технических задач реального проектирования зданий и сооружений с использованием конструкций из дерева и

пластмасс и знаниями по основам их изготовления, монтажа и мониторинга технического состояния.

2. РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ОБЪЕМА ЧАСОВ ПО ВИДАМ И ФОРМАМ ОБУЧЕНИЯ

Информация о распределении часов по видам обучения приведена в таблице 1

Таблица 1

Виды обучения	7 семестр
1. Аудиторные занятия,	88
в том числе:	
- лекции;	42
- практические занятия	28
- лабораторные работы	14
2. Самостоятельная работа,	92
в том числе:	
- усвоение текущего учебного материала	6
- самостоятельное изучение дополнительных разделов дисциплины, работа в библиотеке	30
- подготовка к практическим занятиям	6
- оформление и защита практических работ	4
- подготовка к коллоквиумам	4
- выполнение курсовой работы	36
- подготовка к экзамену	6

Оценка знаний предусматривает текущий контроль и итоговую аттестацию

Текущий контроль включает две письменные контрольные работы (коллоквиумы) в семестре по материалам теоретического курса. В каждой работе студенту предлагается ответить в письменной форме на 2 теоретических вопроса и решить 1 практическую задачу. Контрольные работы проводятся в течение 30 минут в часы, отведенные на лекции.

Итоговая аттестация по дисциплине включает экзамен по курсу в заключение преподавания дисциплины. Экзамен учитывает результаты контрольных и практических работ, а также результаты выполнения курсового проекта.

Студентам, в полном объеме выполнившим программу дисциплины, оценка проставляется в зачетную книжку и экзаменационную ведомость.

Предполагаемое содержание самостоятельной работы по видам

1. Усвоение текущего учебного материала

Самостоятельно прорабатываются теоретические вопросы, рассмотренные в лекционном курсе. Объем самостоятельной работы составляет 6 час.

2. Самостоятельное изучение дополнительных разделов дисциплины, работа в библиотеке

При изучении вычислительных комплексов по расчету и проектированию строительных конструкций специалисты самостоятельно закрепляют знания, полученные в лекционном курсе и на практических занятиях, работая с лицензионными вычислительными комплексами в компьютерном классе кафедры или с академическими версиями на собственных персональных компьютерах. Объем самостоятельной работы составляет 30 час.

3. Подготовка к практическим занятиям.

До начала очередного практического занятия специалисты повторяют лекционный материал по теме практического занятия. Объем самостоятельной работы составляет 6 час.

4. Выполнение курсовой работы

В рамках изучения дисциплины предусмотрено выполнение курсовой работы по расчету покрытия производственного здания с применением конструкций из дерева и пластмасс, работа над которым включает в себя:

- подготовку к проектированию: при подготовке к проектированию необходимо ознакомиться с нормативными документами и соответствующими разделами рекомендуемой литературы;
- вариантное проектирование, в рамках которого путем сравнения нескольких возможных решений необходимо выбрать наиболее рациональное, подлежащее в дальнейшем детальной разработке. Расчетам конструкций должно предшествовать их эскизное проектирование. Статические и конструктивные расчеты несущих конструкций необходимо производить с использованием программных комплексов «Лира», SCAD;
- оформление чертежей: чертежи конструкций, выполняемые при помощи программы AutoCAD на стандартных листах формата A1, должны быть доведены до такого состояния, чтобы все детали были понятны без обращения к пояснительной записке;
- оформление пояснительной записки: пояснительная записка состоит из следующих разделов (задание, обоснование принятого варианта, расчеты, результаты проектирования).

Объем самостоятельной работы составляет 36 час.

3. УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЕ МАТЕРИАЛЫ ПО ДИСЦИПЛИНЕ

3.1. Список основной и дополнительной литературы

№№ П/П	Основная литература
4.1.1	Вдовин В.М. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для студентов вузов, обуч. по направл. 653500 «Стр-во». – Ростов н/Д: Феникс, 2007. – 345 с.
4.1.2	Калугин А.В. Деревянные конструкции. Учебное пособие (конспект лекций). – М.: Издательство АСВ, 2003. 224 с.
4.1.3	Шмидт А.Б., Дмитриев П.А., Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры; Учебное пособие./М.; Изд-во Ассоциация строительных вузов, 2001, 292 с., ил.
4.1.4	Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 215 с.
4.1.5	Бойтемиров Ф.А., Головина В.М., Улицкая Э.М., Расчет конструкций из дерева и пластмасс: Учебное пособие для студ. вузов., обуч. по направл. «Стр-во» – 2-е изд., перераб. и доп. - М.: Академия, 2006. - 158 с.
4.1.6	СП 64.13330.2011. Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-80 – М.: ФГУП ЦПП, 2011. – 70 с.
4.1.7	Зубарев Г.Н., Бойтемиров Ф.А., Головина В.М. Конструкции из дерева и пластмасс. – М.: Academia, 2006. – 433с.
	Дополнительная литература
4.1.8	Слицкоухов Ю.В. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования. Под ред. Ю.В. Слицкоухова – М.: Стройиздат, 1967.
4.1.9	Мартемьянов В.И., Веселев Ю.А., Вержбовский Г.Б. Проектирование современных деревянных конструкций: Учебное пособие. – Ростов-на-Дону: Рост. Инж. –Строит. ин-т, 1991. – 137 с.
4.1.10	Пространственные деревянные конструкции / А.А. Журавлев, Г.Б. Вержбовский, Н.Н. Еременко. – Ростов н/Д: Изд-во Малыш, 2003. – 519с.
4.1.11	Журавлев А.А., Доброгурский А.Н. Стрежневые конструкции сетчатых цилиндрических оболочек. Спецкурс. – Ростов-на-Дону: Рост. гос. строит. ун-т, 1999. – 117 с.
4.1.12	Гетц К. Г., Хоор Д., Мелер К., Наттерер Ю. Атлас деревянных конструкций. – М.: Стройиздат, 1985. – 272 с.
4.1.13	Ковальчук Л.М. Производство клееных конструкций. – М.: Лесная промышленность, 1987. – 248 с.
4.1.14	Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник / под ред. М.М. Гапоева – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 304с.
4.1.15	Примеры проектирования индустриальных конструкций из дерева и пластмасс: учебное пособие / А.А. Журавлев, Д.А. Журавлев, под общ. ред. А.А. Журавлева. – Ростов н/Д: ЗАО «Книга», 2017. – 168 с.

3.2. Перечень программного обеспечения, наглядных пособий и ТСО

1. Программный комплекс «Ли́ра» для расчета строительных конструкций.
2. Программный комплекс «SCAD» для расчета строительных конструкций.
3. Программный вычислительный комплекс APM Structure3D.
4. Фотографии деревянных конструкций и макеты узловых соединений.
5. Персональные компьютеры, мультимедийный пикопроектор, экран.

4. ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБЕСПЕЧЕНИЕ САМОСТОЯТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ

На первом занятии по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» преподаватель передает студентам комплект электронных материалов, включающих в себя СНиПы, учебники и справочники, необходимые для самостоятельной углубленной проработки теоретических вопросов, рассматриваемых в рамках лекционного курса, а также для выполнения курсовой работы. Электронные материалы оформлены в виде отдельных файлов в форматах .doc, .djvu и .pdf.

На практических занятиях специалисты знакомятся с современными программными комплексами по расчету и проектированию строительных конструкций. После рассмотрения отдельных вопросов расчета студентам предлагается самостоятельно закрепить изученный материал, работая с программами в компьютерном классе кафедры или дома. При завершении работы над конкретным разделом специалист получает индивидуальное задание, после сдачи которого и его проверки преподавателем принимается решение о зачете пройденного материала.

При выполнении курсовой работы студенты самостоятельно принимают решение по определению типа несущей конструкции, ее расчетной схеме и

действующих на нее нагрузках. Во избежание возникновения грубых ошибок каждый шаг проектирования согласовывается с преподавателем.

В процессе работы студенты, помимо личных встреч, имеют возможность общения с преподавателем посредством электронной почты, на которую они высылают отдельные расчеты и чертежи. Таким образом, обеспечивается дистанционное взаимодействие преподавателя со студентами.

5. РУКОВОДСТВО ВНЕАУДИТОРНОЙ РАБОТОЙ ПРЕПОДАВАТЕЛЯМИ КАФЕДРЫ

В период, отведенный графиком самостоятельной работы студентов для выполнения курсовой работы по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс», преподавателем кафедры металлических, деревянных и пластмассовых конструкций назначаются дополнительные занятия со студентами – не менее трех часов в неделю. На этих занятиях проводятся групповые и индивидуальные консультации по выполнению работы. Кроме того, организуются консультации, график которых вывешивается на доске объявлений кафедры.

По завершению работы над курсовой работой студенту предоставляются три попытки его сдачи. Если оценка, выставленная преподавателем по результатам работы и собеседования, студента не устраивает, он имеет возможность дополнительно подготовиться и пересдать проект еще раз. Третья попытка сдачи является последней, и на ней студенту выставляется та оценка, которую он заслуживает по мнению преподавателя.

Два раза в семестр проводятся контрольные опросы по пройденному лекционному материалу. Такие опросы стимулируют студентов к постоянной самостоятельной работе по изучаемой дисциплине.

Во время экзаменационной сессии кафедрой составляется график приема зачета, вывешиваемый на доске объявлений. После окончания сессии преподавателем назначаются даты пересдач зачета для отстающих студентов.

Таким образом, инновационный комплекс мероприятий, предлагаемых кафедрой при изучении специалистами по направлению 08.03.01 «Строительство» специализации «Промышленное и гражданское строительство» курса по проектированию конструкций из дерева и пластмасс, стимулирует постоянную самостоятельную работу студентов, способствует формированию профессиональных навыков и умений и приводит к повышению качества подготовки специалистов.



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»
(ДГТУ)

МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ
по выполнению лабораторных работ
для обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство»
профиль «Промышленное и гражданское строительство»
дисциплина «Конструкции из дерева и пластмасс»

Ростов-на-Дону
2018

УДК 624. 011

Составители: канд. техн. наук, доц. С.В. Щуцкий,
канд. техн. наук, доц. Д.А. Журавлев

Деревянные и пластмассовые конструкции. Методические указания по выполнению лабораторных работ для обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство» профиль «Промышленное и гражданское строительство» - Ростов н/Д: ДГТУ, 2018 -18 с.

Описывается порядок и характер проведения лабораторных работ по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс».

Предназначены для студентов дневной и заочной форм обучения по направлению «Строительство» и специальности «Промышленное и гражданское строительство».

УДК 624. 011

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Научный редактор д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

Ответственный за выпуск зав. кафедрой «Металлические, деревянные и пластмассовые конструкции» д-р. техн. наук, профессор А.А. Журавлев

В печать 15.06.2018г.

Формат 60x84/16. Объем 1,1 усл.п.л.

Тираж 50 экз. Заказ №273

Издательский центр ДГТУ

Адрес университета и полиграфического предприятия:
344000, г. Ростов-на-Дону, пл. Гагарина, 1

Введение

Проведение лабораторных работ по курсу «Конструкции из дерева и пластмасс» должно способствовать более глубокому пониманию студентами действительной работы конструкций, умению оценивать их прочность и деформативность, привитию навыков экспериментальных исследований.

Каждая лабораторная работа состоит из следующих частей:

- а) объяснения преподавателя содержания работы;
- б) проведения расчетов по определению теоретических величин расчетной и разрушающей нагрузок и деформаций;
- в) измерения образцов в натуре;
- г) испытания образцов на лабораторной установке;
- д) обработки результатов испытаний.

Определение теоретических величин несущей способности и деформативности подлежащих испытанию образцов производится по формулам сопротивления материалов, строительной механики, теории упругости в соответствии с действующими нормативными документами СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции», СП 64.13330.2011, разработанных на их основе, а также с учетом особенностей расчета конструкций из дерева и пластмасс.

Размеры образцов определяются при помощи штангенциркуля или другим способом с той точностью, которая принимается в каждой работе.

Для измерения фактических деформаций используются тензодатчики, индикаторы и прогибомеры, которые устанавливаются в соответствии с принятыми расчетными схемами, приведенными в описаниях лабораторных работ. Точность показаний измерительных приборов принимается по их паспортным данным.

Нагружение образцов производится ступенями. После каждой ступени нагружения снимаются отчеты по приборам, что дает возможность построить графики нарастания деформаций с увеличением нагрузки.

В процессе испытания в соответствующий журнал записываются величины нагрузок на каждой ступени и показания измерительных приборов.

После окончания испытаний производится обработка полученных результатов – определение фактических напряжений и деформаций с учетом допустимых отклонений и построение графиков. Составляется заключение, в котором дается сравнение значений величин, полученных опытным путем, с теоретически, анализируются причины отклонений между ними.

По каждой работе студент представляет преподавателю отчет. Обязательным условием для получения зачета является непосредственное участие студента в проведении каждой лабораторной работы.

1. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА № 1

ОПРЕДЕЛЕНИЕ МОДУЛЯ СДВИГА ПЕНОПЛАСТА

Целью работы является определение экспериментальным путем модуля сдвига полиуретанового пенопласта, численное значение которого будет использовано в лабораторной работе № 2.

1.1. Основные расчетные положения

В соответствии с законом Гука при чистом сдвиге имеет место зависимость

$$G = \frac{\tau}{\gamma}, \quad (1.1)$$

где G - модуль сдвига; τ - касательные напряжения; γ - угол сдвига, характеризующий уменьшение первоначально прямого угла BAD (рис. 1.1).

Предположим, что отрезок AD поступательно перемещается в направлении оси z на величину AA' . Тогда γ будет равен углу ABA' . Для случая малых деформаций:

$$\gamma \approx \operatorname{tg} \gamma = \frac{AA'}{AB}, \quad (1.2)$$

при этом AA' определяется опытным путем.

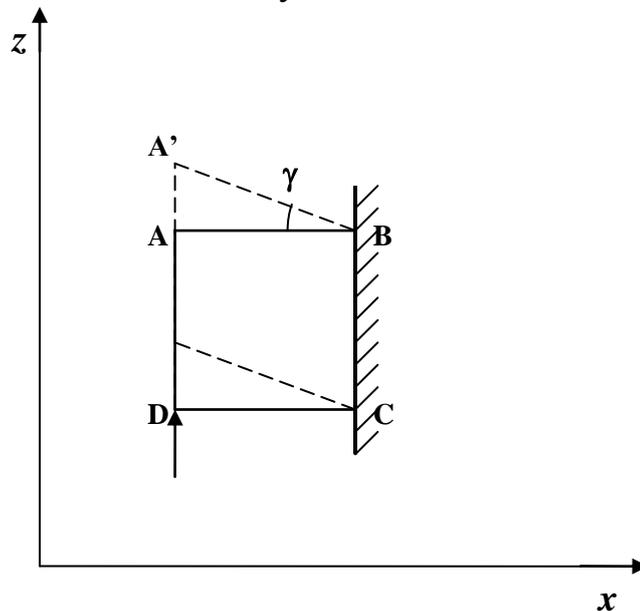


Рис. 1.1. К определению угла сдвига

1.2. Методика выполнения работы

Образец для испытания и схема испытательной установки представлены на рис. 1.2 и рис. 1.3.

С помощью штангенциркуля перед испытанием определяются линейные размеры образца a , b и h в мм.

Загружение образца производится ступенями. Каждая ступень соответствует нагрузке в 30 Н. После каждой ступени снимаются отчеты по индикаторам часового типа, с ценой деления 0,01 мм. Эти данные заносятся в журнал испытаний (прил.1). Аналогичным образом производится разгрузка.

1.3. Обработка результатов испытаний

Касательные напряжения в образце определяются по формуле

$$\tau = \frac{T}{F}, \quad (1.3)$$

где $T = \frac{P}{2}$ – усилие сдвига в одном из четырех брусков пенопласта;

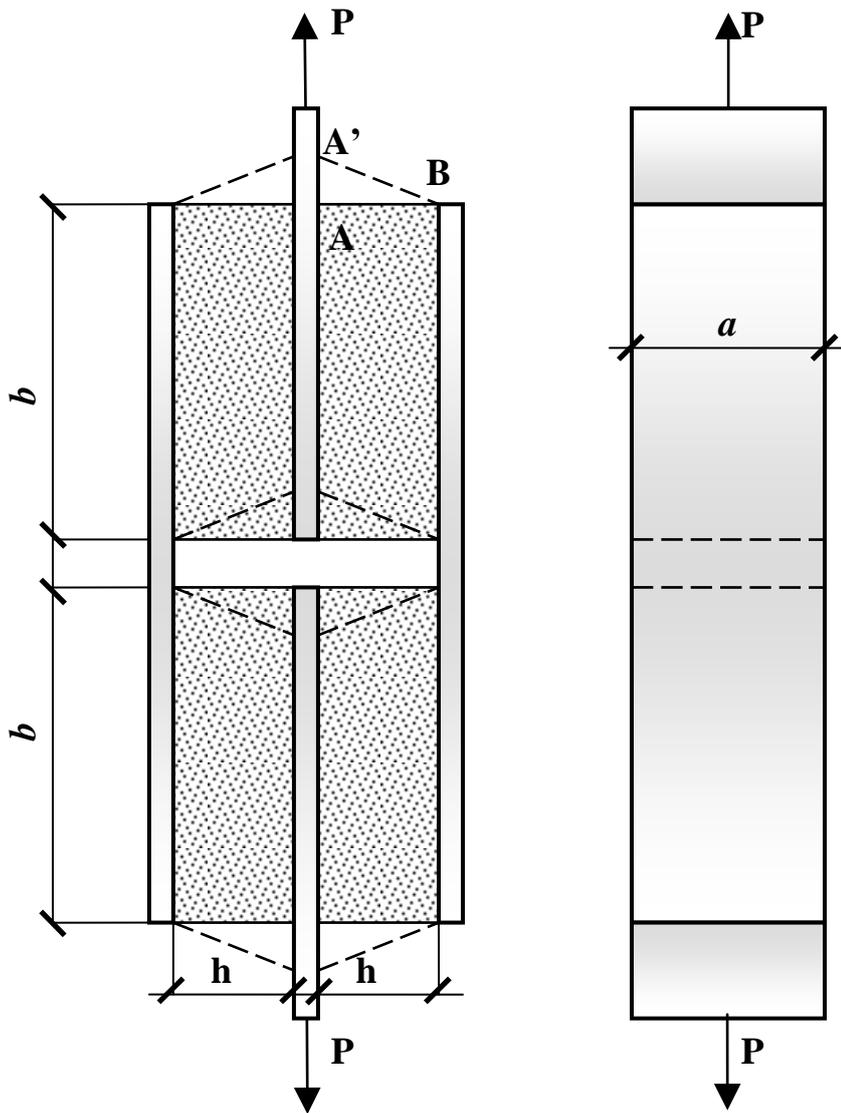


Рис. 1.2. Образец для испытания при чистом сдвиге

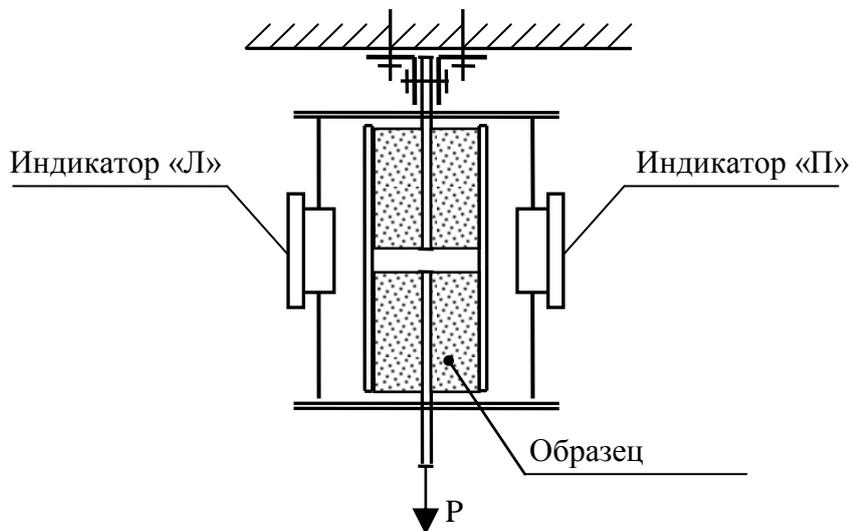


Рис. 1.3. Схема испытания образца

$F = a \cdot b$ – площадь контактной плоскости параллелепипеда, по которой происходит сдвиг.

Угол сдвига γ определяется по показаниям индикаторов так:

$$\gamma = \frac{\Delta\Pi + \Delta\text{Л}}{4h} = \text{-----}, \quad (1.4)$$

где $\Delta\Pi$ и $\Delta\text{Л}$ – средние показания приращений по правому и левому индикаторам.

Вычисление модуля сдвига пенопласта производится по формуле

$$G_3 = \frac{2 \cdot P \cdot h}{a \cdot b \cdot (\Delta\Pi + \Delta\text{Л})}. \quad (1.5)$$

2. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА № 2 ИСПЫТАНИЕ ТРЕХСЛОЙНОЙ БАЛКИ

Целью работы является экспериментальная проверка основных положений теории расчета трехслойной балки с легким заполнителем. Сравнению подлежат экспериментальные и теоретические значения прогибов трехслойной балки и напряжений в ее обшивках.

2.1. Конструкция образца трехслойной балки

Фактические размеры образца (рис. 2.1) устанавливаются перед испытанием.

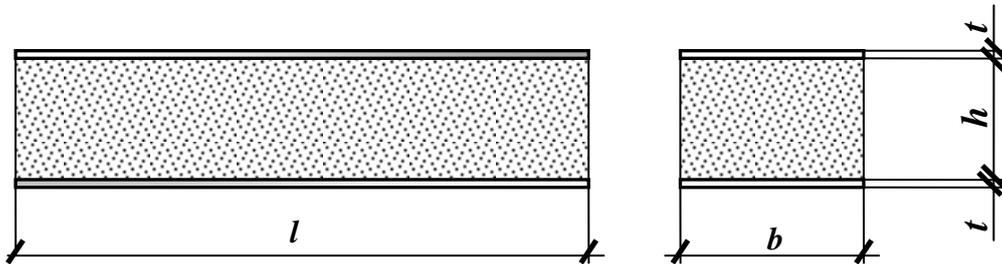


Рис. 2.1. Образец трехслойной балки

Обшивки образца изготовлены из алюминиевого листа толщиной 1 мм с модулем упругости $E = 0,7 \cdot 10^5$ МПа. Средний слой выполнен из полиуретанового пенопласта, модуль сдвига которого G_3 принимается по результатам, полученным в лабораторной работе №1.

2.2. Основные расчетные положения

Дифференциальные уравнения равновесия трехслойной балки имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} E t u'' - G_3 \left(\frac{2}{H} u + w' \right) &= 0, \\ G_3 \left(\frac{2}{H} u' + w'' \right) &= -\frac{1}{H} q, \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

где $u = u_в = -u_н$; $u_в$ и $u_н$ – перемещения точек верхней и нижней обшивок соответственно; w – перемещение вдоль оси z ; q – равномерно распределенная

нагрузка; E – модуль упругости материала обшивок; G_3 – модуль сдвига пенопласта; t – толщина обшивок; $H=2h$ – толщина заполнителя. Из первого уравнения системы (2.1) непосредственно следует

$$Etu'' = \frac{P}{2bH}. \quad (2.2)$$

Интегрирование этого уравнения дает

$$Etu' = \frac{P}{2bH}x + C_1. \quad (2.3)$$

Повторное интегрирование приводит к следующему результату

$$Etu = \frac{P}{2bH} \frac{x^2}{2} + C_1x + C_2. \quad (2.4)$$

В соответствии с принятой расчетной схемой (рис.2.2) имеем $(u)_{x=0} = 0$. На основании этого $C_2=0$. С другой стороны, в силу того, что $(u')_{x=l/2} = 0$ имеем

$$C_1 = -\frac{Pl}{4bH}. \quad (2.5)$$

Возвращаясь снова к первому уравнению системы (2.1), получаем

$$G_3w' = \frac{P}{2bH} \left[1 + G_3 \frac{1}{HEt} (lx - x^2) \right] \quad (2.6)$$

Отсюда находим увеличенное в G_3 раз перемещение w

$$G_3w = \frac{P}{2bH} \left[x + G_3 \frac{1}{HEt} \left(\frac{lx^2}{2} - \frac{x^3}{3} \right) + C_3 \right]. \quad (2.7)$$

Использование граничного условия в виде $(w)_{x=l/2} = 0$ дает

$$C_3 = -\frac{l}{2} \left(1 + \frac{1}{6} G_3 \frac{l^2}{HEt} \right). \quad (2.8)$$

Выражения для функции $w=w(x)$ запишется так:

$$w = \frac{P}{2bHG_3} \left[\left(x - \frac{l}{2} \right) - \frac{G_3}{12HEt} (l^3 + 4x^3 - 6lx^2) \right]. \quad (2.9)$$

Максимальное значение w имеем при $x=0$, другими словами, приходим к следующему результату:

$$w_{\max} = (w)_{x=0} = -\frac{Pl^3}{24bH^2Et} \left(1 + 6 \frac{HEt}{G_3l^2} \right). \quad (2.10)$$

Знак минус в выражении (2.10) указывает на то, что под нагрузкой P трехслойная балка получает прогиб в середине пролета в направлении, противоположном положительному направлению оси z .

Что касается максимальных значений нормальных напряжений в обшивках, то они вычисляются по формуле

$$\sigma = \pm \frac{Pl}{4bHt}. \quad (2.11)$$

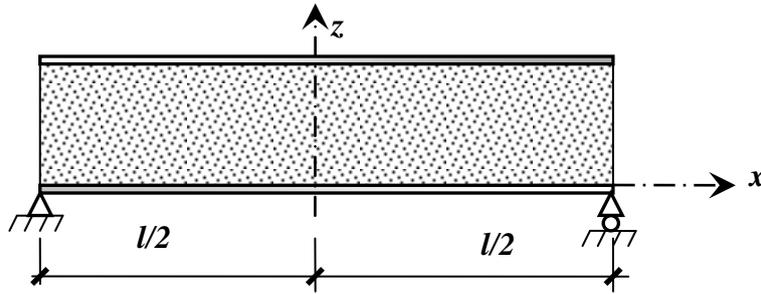


Рис. 2.2. Расчетная схема трехслойной балки

2.4. Методика проведения испытания

Принципиальная схема испытания образца показана на рис. 2.3.

Загружение образца производится ступенчатой нагрузкой. После полного нагружения производится разгрузка в обратном порядке.

Прогибы образца при испытании измеряются с помощью индикатора часового типа с ценой деления 0,01 мм. Деформации удлинения обшивок регистрируются с помощью тензодатчиков.

Отчеты по приборам снимаются перед и после каждой ступени нагружения (разгрузки). Нагружение (разгрузка) повторяются трижды.

Опытные значения прогибов и удлинений заносятся в журнал испытаний (прил. 2).

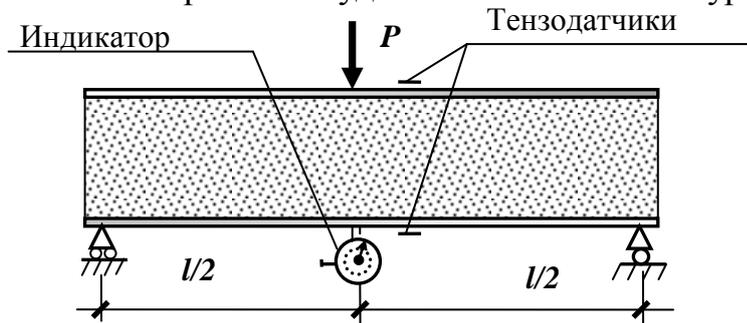


Рис. 2.3. Схема испытания трехслойной балки

2.3. Обработка результатов испытаний

Заключительным этапом работы является сравнение опытных и теоретических значений прогибов и напряжений, вычисленных по формулам (2.10) и (2.11). В частности, имеем:

$$w_{\max} = (w)_{x=0} = -\frac{Pl^3}{24bH^2Et} \left(1 + 6\frac{HEt}{G_3l^2} \right) = \underline{\hspace{2cm}},$$

$$w_{on} = \underline{\hspace{2cm}}.$$

Расхождение составляет

$$\Delta w = \frac{w_{on} - w_{теор}}{w_{on}} \cdot 100\% = \underline{\hspace{2cm}}\%.$$

$$\sigma_{теор} = \pm \frac{Pl}{4bHt} = \underline{\hspace{2cm}},$$

$$\sigma_{он} = E\varepsilon = E \frac{\Delta l}{l} = \underline{\hspace{2cm}}.$$

Расхождение составляет

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_{он} - \sigma_{теор}}{\sigma_{он}} \cdot 100\% = \underline{\hspace{2cm}}\%.$$

В заключение даются объяснения расхождению опытных и теоретических данных.

3. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА № 3 ИСПЫТАНИЕ ДЕРЕВЯННОЙ БАЛКИ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ИЗГИБА

Целью работы является определение фактической величины критической нагрузки, при которой балка теряет устойчивость плоской формы деформирования, а также сопоставление полученных опытных данных с теоретическим значением критической нагрузки.

3.1. Основные расчетные положения

Величину критической нагрузки можно найти, рассмотрев деформированное состояние балки (рис. 3.1). Будем считать, что при деформации концы балки могут свободно вращаться относительно главных осей инерции x и y ; вращению их относительно оси z препятствуют специальные устройства.

Положим, что произошло выпучивание балки в горизонтальном направлении (рис. 3.1). Рассмотрим условия равновесия правой части балки в сечении x от начала координат. Внешними силами, действующими на эту часть балки, являются опорная реакция $R_B = P/2$ и реактивный момент $M_B = P \cdot \delta / 2$.

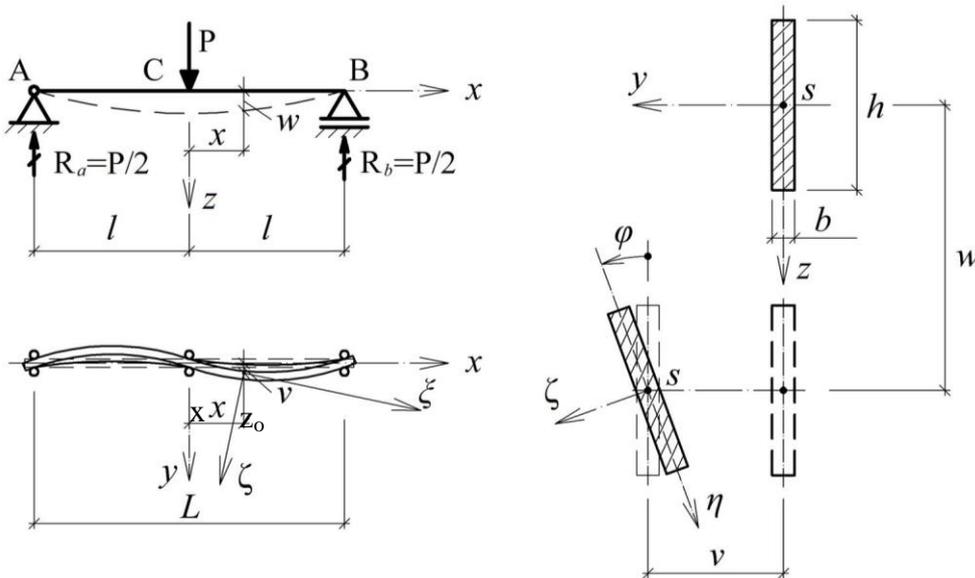


Рис. 3.1 К выводу уравнений равновесия балки в деформированной конфигурации

В неподвижной системе координат xuz компоненты изгибающего момента, возникающие в деформированном состоянии балки при ее выпучивании, получаются равными:

$$M_x = \frac{P}{2}(\delta - v); \quad M_y = -\frac{P}{2}(l - x); \quad M_z = 0.$$

В свою очередь составляющие изгибающего момента в подвижной системе координат $\xi\zeta\eta$ запишутся следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} M_\xi &= M_x + M_y \frac{dv}{dx}, \\ M_\zeta &= -M_x \frac{dv}{dx} + M_y, \\ M_\eta &= -M_x \frac{dw}{dx} - M_y \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

В рассматриваемом случае уравнения (3.1) принимают вид:

$$\left. \begin{aligned} M_\xi &= \frac{P}{2}(\delta - v) - \frac{P}{2}(l - x) \frac{dv}{dx}, \\ M_\zeta &= -\frac{P}{2}(\delta - v) \frac{dv}{dx} - \frac{P}{2}(l - x), \\ M_\eta &= -\frac{P}{2}(\delta - v) \frac{dw}{dx} + \frac{P}{2}(l - x) \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

С другой стороны, компоненты изгибающего момента могут быть выражены через перемещения так:

$$\left. \begin{aligned} M_\xi &= C \frac{d\varphi}{dx}, \\ M_\zeta &= -EI_y \frac{d^2\eta}{d\xi^2} = -B_1 \left(\frac{d^2w}{dx^2} + \frac{d^2v}{dx^2} \varphi \right), \\ M_\eta &= EI_z \frac{d^2\zeta}{d\xi^2} = B_2 \left(-\frac{d^2w}{dx^2} \varphi + \frac{d^2v}{dx^2} \right). \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

Приравнивая правые части уравнений (3.2) и (3.3), получаем

$$\left. \begin{aligned} C \frac{d\varphi}{dx} &= \frac{P}{2}(\delta - v) - \frac{P}{2}(l - x) \frac{dv}{dx}, \\ -B_1 \left(\frac{d^2w}{dx^2} + \frac{d^2v}{dx^2} \varphi \right) &= -\frac{P}{2}(\delta - v) \frac{dv}{dx} - \frac{P}{2}(l - x), \\ B_2 \left(-\frac{d^2w}{dx^2} \varphi + \frac{d^2v}{dx^2} \right) &= -\frac{P}{2}(\delta - v) \frac{dw}{dx} + \frac{P}{2}(l - x) \varphi. \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

Из системы уравнений (3.4) путем дифференцирования первого из них и исключения второй производной функции w в двух других уравнениях имеем:

$$C \frac{d^2\varphi}{dx^2} = -\frac{P}{2}(l - x) \frac{d^2v}{dx^2}, \quad (3.5)$$

$$\frac{d^2v}{dx^2}(1+\varphi^2) = \frac{P}{2}(l-x)\varphi\left(\frac{1}{B_1} + \frac{1}{B_2}\right). \quad (3.6)$$

Отсюда, принимая во внимание, что $1+\varphi^2 \approx 1$, приходим к следующему уравнению относительно функции φ

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} + \frac{B_1+B_2}{B_1B_2C} \frac{P^2}{4}(l-x)^2\varphi = 0. \quad (3.7)$$

Вводя обозначение

$$k^2 = \frac{P^2(B_1+B_2)}{4B_1B_2C} \quad (3.8)$$

и новую переменную $z = l - x$, запишем уравнение (3.7) в виде

$$\frac{d^2\varphi}{dz^2} + k^2 z^2 \varphi = 0. \quad (3.9)$$

Граничные условия будут: $\varphi(0) = 0$; $\varphi(l) = 0$.

Для решения уравнения (3.9) воспользуемся разложением функции φ в степенной ряд

$$\varphi = a_0 + a_2 z^2 + a_4 z^4 + \dots + b_1 z + b_3 z^3 + b_5 z^5 + b_7 z^7 + \dots$$

Применяя метод сравнения коэффициентов при одинаковых показателях степеней при z , находим

$$\varphi = A \left(1 - \frac{k^2}{3 \cdot 4} z^4 + \frac{k^4}{3 \cdot 4 \cdot 7 \cdot 8} z^8 - \dots \right) + B \left(z - \frac{k^2}{4 \cdot 5} z^5 + \frac{k^4}{4 \cdot 5 \cdot 8 \cdot 9} z^9 \right). \quad (3.10)$$

Использование граничных условий дает

$$P_{кр} \approx \frac{11}{l^2} \sqrt{\frac{B_1 B_2 C}{B_1 + B_2}}. \quad (3.11)$$

Здесь $B_1 = E \frac{b \cdot h^3}{12}$, $B_2 = E \frac{b^3 \cdot h}{12}$ - главные жесткости балки при изгибе,

$C = G \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h} \right)$ - жесткость балки при кручении,

E и G - модули упругости и сдвига древесины соответственно.

3.2. Методика проведения испытания

Перед испытанием деревянной балки, выполненной из воздушно сухой древесины сосны, измеряются размеры ее поперечных сечений посередине длины и в четвертях пролета и вычисляются их средние значения:

$$b = \frac{b_1 + b_2 + b_3}{3} = \text{_____ мм},$$

$$h = \frac{h_1 + h_2 + h_3}{3} = \text{_____ мм}.$$

Расчетный пролет $L = \text{_____ мм}$.

Схема установки для проведения испытаний приведена на рис. 3.2.

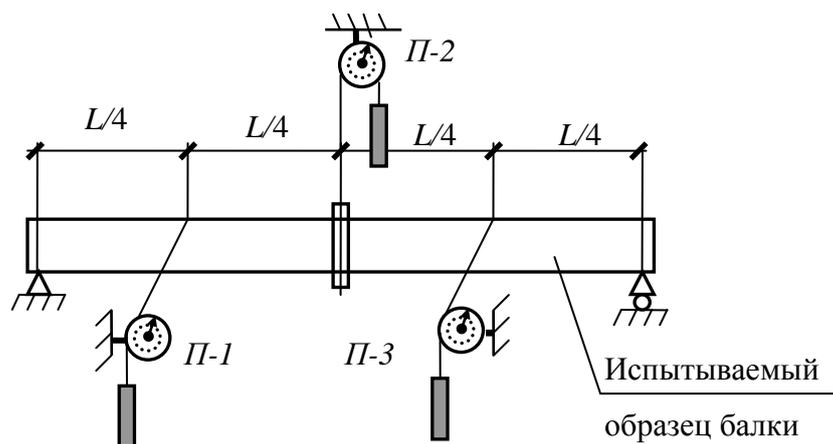


Рис. 3.2. Схема расположения приборов

Опорные приспособления установки устроены так, что образец балки при действии на него сосредоточенной силы в середине пролета может свободно поворачиваться в концевых сечениях как в вертикальной, так и в горизонтальной плоскости. В то же время эти приспособления препятствуют повороту опорных сечений относительно продольной оси. Такое же устройство размещено в середине пролета.

Для измерения перемещений служат три прогибомера Максимова (П) с ценой деления 0,01 см: один для измерения прогиба посередине пролета в вертикальной плоскости, два других – в четвертях пролета для измерения горизонтальных перемещений.

Загрузка образца производится ступенями. После явных признаков возникновения потери устойчивости плоской формы деформирования балки процесс нагрузки прекращается и производится разгрузка образца в обратной последовательности. После каждой ступени нагрузки (разгрузки) снимаются отсчеты по приборам, показания которых заносятся в журнал испытаний (прил. 3).

3.3. Обработка результатов испытаний

По журналу испытаний строятся графики зависимости прогибов от нагрузки (рис. 3.3).

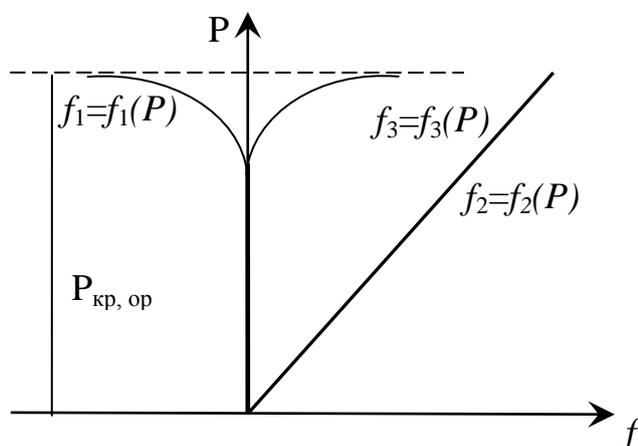


Рис. 3.3 Графики зависимостей перемещений от нагрузки

Определение жесткостей образца на изгиб и кручение с учетом кратковременности действия нагрузки выполняется следующим образом:

$$B_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot E' = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot 300 \cdot R_c^{BP} = \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot 300 \cdot 31 = \underline{\hspace{2cm}},$$

$$B_2 = \frac{b^3 \cdot h}{12} \cdot E' = \frac{b^3 \cdot h}{12} \cdot 300 \cdot R_c^{BP} = \frac{b^3 \cdot h}{12} \cdot 300 \cdot 31 = \underline{\hspace{2cm}},$$

$$C = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}\right) \cdot G = \frac{h \cdot b^3}{3} \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}\right) \cdot 0,05 \cdot 300 \cdot 31 = \underline{\hspace{2cm}},$$

где $E' = 300 \cdot R_c^{BP}$, $G = 0,05 \cdot E'$, $R_c^{BP} = 31$ МПа (СП 64.13330.2011. «Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80).

Теоретическое значение критической нагрузки получается равным

$$P_{кр.т} = \frac{11}{l^2} \sqrt{\frac{B_1 \cdot B_2}{B_1 + B_2}} \cdot C = \underline{\hspace{2cm}}.$$

Сопоставление опытного и теоретического значения критических нагрузок показывает, что

$$\frac{P_{кр.оп} - P_{кр.теор}}{P_{кр.оп}} \cdot 100\% = \underline{\hspace{2cm}}\%.$$

Затем вычисляется значение максимальной нагрузки из условия прочности образца при изгибе

$$\frac{M_{max}}{W} = \frac{P_{max} \cdot L \cdot 6}{4 \cdot b \cdot h^2} = R_u^{sp} = 33 \text{ МПа},$$

$$P_{max} = \frac{4 \cdot R_u^{sp} \cdot b \cdot h^2}{6 \cdot L} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ кН}.$$

Определяется опытное значение коэффициента $\varphi_{M,оп}$

$$\varphi_{M,оп} = \frac{P_{кр.оп}}{P_{max}} = \underline{\hspace{2cm}},$$

после чего вычисляется его теоретическое значение

$$\varphi_{M,теор} = 140 \cdot \frac{b^2}{l \cdot h} \cdot k_\phi = \underline{\hspace{2cm}},$$

где $k_\phi = 1,75$ (СП 64.13330.2011. «Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80).

Расхождение при этом составляет

$$\frac{\varphi_{M,оп} - \varphi_{M,теор}}{\varphi_{M,оп}} \cdot 100\% = \underline{\hspace{2cm}}\%.$$

В заключение устанавливаются причины расхождения опытных и теоретических значений $P_{кр}$ и φ_M .

4. ЛАБОРАТОРНАЯ РАБОТА № 4 ИСПЫТАНИЕ СОЕДИНЕНИЯ НА ГВОЗДЯХ

Целью работы является определение несущей способности соединения на гвоздях при достижении уровня разрушающей нагрузки, при которой резко возрастают остаточные деформации и деформации сдвига.

4.1. Образец для испытаний

Конструкция образца и его фактические размеры показаны на рис. 4.1.

Фактические размеры в мм определяются путем непосредственного измерения образца при помощи штангенциркуля и линейки.

Толщина крайнего элемента $a =$ _____ мм.

Расчетная толщина крайнего элемента равна измеренной за вычетом $1,5d_{ГВ}$, так как возможен отщеп в доске при забивке гвоздей (рис. 4.1, деталь А)

$a_p =$ _____ мм.

Толщина среднего элемента $c =$ _____ мм.

Диаметр гвоздей $d_{ГВ} =$ _____ мм.

Длина гвоздей $L_{ГВ} =$ _____ мм.

Количество гвоздей $m =$ _____ шт.

Количество швов пересекаемых одним гвоздем $n_{ш} =$ _____,

Расстояние между осями гвоздей поперек волокон $S_1 =$ _____ мм.

Расстояние от торцов элемента до оси гвоздя $S_2 =$ _____ мм.

Расстояние от кромки доски до оси гвоздя поперек волокон

$S_3 =$ _____ мм.

Материал (порода древесины) - _____.

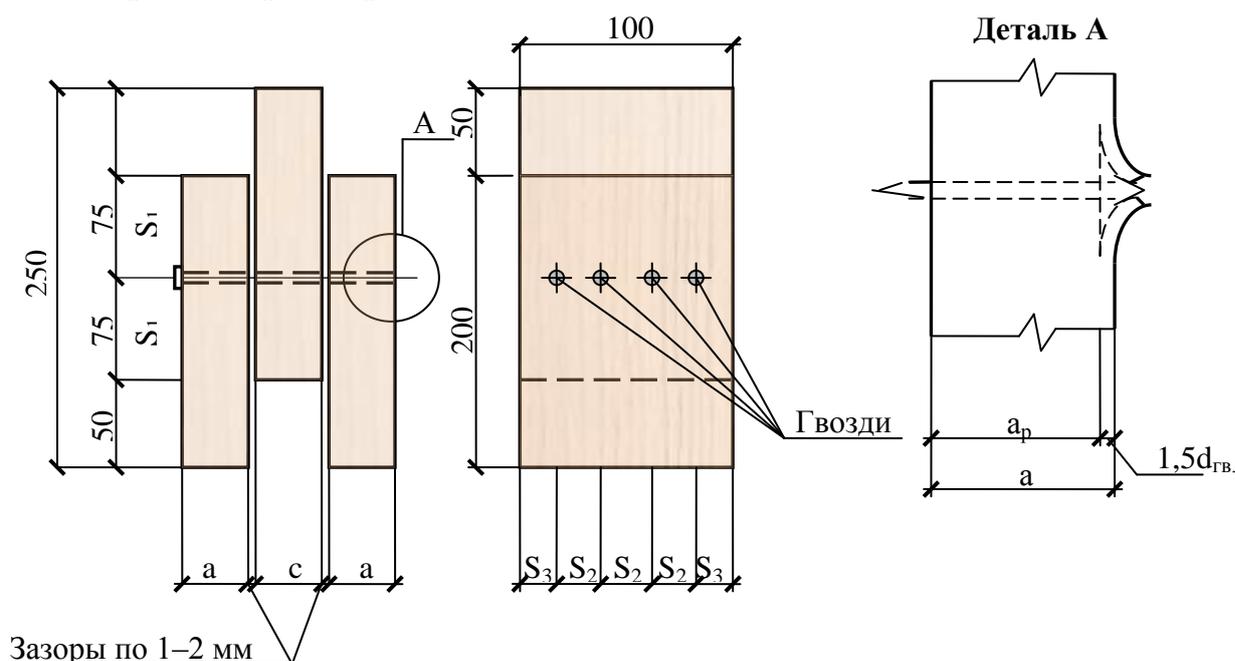


Рис. 4.1. Конструкция симметричного соединения на гвоздях

4.2. Основные расчетные положения

Несущая способность гвоздей:

а) из условия смятия крайних элементов

$$T_a = 0,8 \cdot (a + a_p) \cdot d_{зв} = \text{_____ кН};$$

б) из условия смятия среднего элемента

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d_{зв} \cdot 2 = \text{_____ кН};$$

в) из условия изгиба гвоздя

$$T_u' = (2,5 \cdot d_{зв} + a_p^2) \cdot 2 = \underline{\hspace{2cm}} \text{ кН};$$

$$T_u'' = 4 \cdot d_{зв}^2 = \underline{\hspace{2cm}} \text{ кН}.$$

В этих выражениях все размеры указаны в см.

Расчетная несущая способность соединения вычисляется по формуле

$$P = m \cdot T_{\min} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ кН},$$

где T_{\min} – минимальная несущая способность.

Теоретическая величина нагрузок, при которой резко возрастают остаточные деформации с учетом кратковременности ее действия при испытании

$$P_{\text{деф.теор.}} = \frac{P}{k_{\text{длит.}}} = \underline{\hspace{2cm}} \text{ кН},$$

где $k_{\text{длит.}} = 0,66$ – коэффициент, учитывающий снижение прочности древесины при длительном действии нагрузки.

4.3. Проведение испытаний

Испытание производится на УМ-5 или на другой машине такого же типа. Для ликвидации рыхлых деформаций образец предварительно загружается нагрузкой в 1 кН, которая в дальнейшем принимается за условный нуль. Затем испытание ведется с постоянной скоростью загрузки и разгрузки, равной примерно 30 Н/с. Нагрузка увеличивается ступенями в 2 кН с разгрузкой после каждого цикла до условного нуля.

В ходе испытания измеряются и записываются в журнал (прил. 4) деформации соединения по двум индикаторам, места установки которых показаны на рис. 4.2. При этом отсчеты по индикаторам фиксируются каждый раз при условном нуле и при полной нагрузке соответствующей ступени.

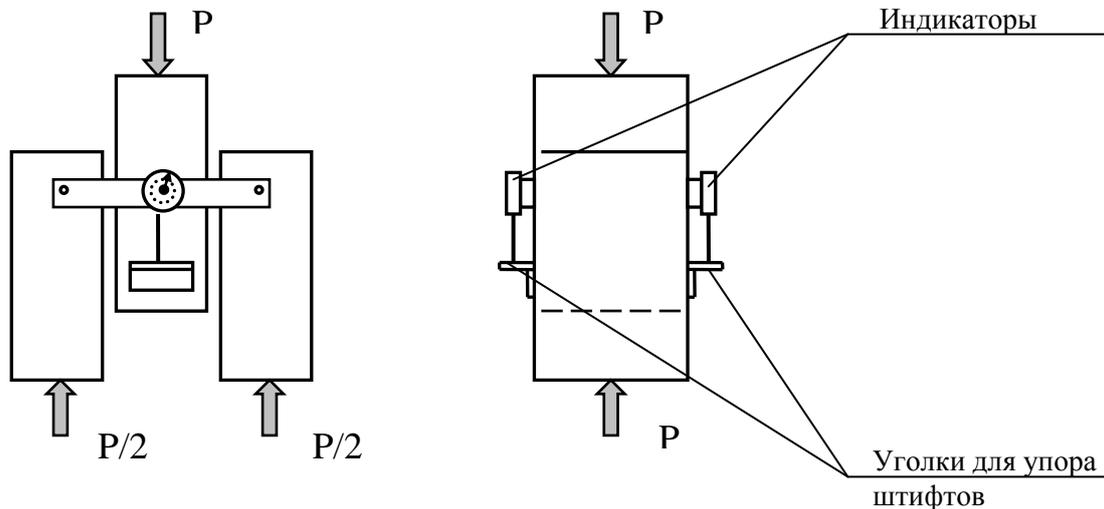


Рис. 4.2. Схема испытания гвоздевого соединения

Загрузка производится до разрушающей нагрузки, вызывающей непрерывный рост деформаций (без увеличения нагрузки).

4.4. Обработка результатов испытаний

1. В журнале испытаний вычисляются полные, упругие и остаточные деформации и строится график зависимости деформации от нагрузки (рис. 4.3).

2. Строится график зависимости между упругими и остаточными деформациями (рис. 4.4). На графике каждой точке соответствует определенная нагрузка.

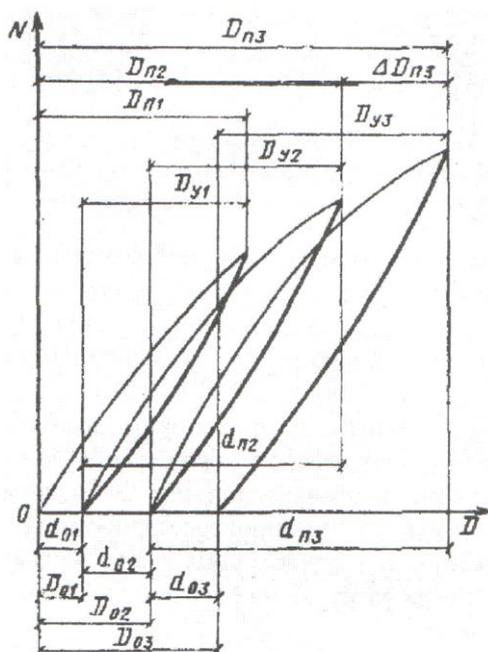


Рис. 4.3. График зависимости деформации сдвига от нагрузки при испытании с периодической разгрузкой

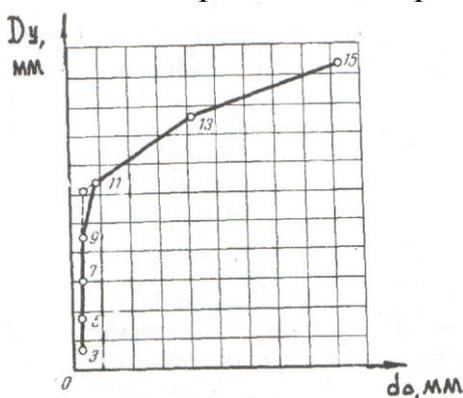


Рис. 4.4. График зависимости между упругой и остаточной деформациями

3. По графику находится нагрузка, при которой резко возрастают остаточные деформации. Ей соответствует точка пересечения двух прямых ($P_{\text{деф.}}$) на рис. 4.4.

4. Определяется полная деформация соединения при расчетной нагрузке. За расчетную нагрузку принимается такая нагрузка, при которой резко возрастают остаточные деформации.

5. Производится сравнение опытных величин с теоретическими

$$\frac{P_{\text{деф.оп.}} - P_{\text{деф.теор.}}}{P_{\text{деф.теор.}}} \cdot 100\% = \underline{\hspace{2cm}} \%,$$

$$\frac{\Delta_{on} - \Delta_{теор}}{\Delta_{теор}} \cdot 100\% = \underline{\hspace{2cm}} \%,$$

где $\Delta_{теор}$ - деформация соединения при расчетной нагрузке, величина которой, согласно СНиП II-25-80, принимается равной 2 мм;

Δ_{on} - опытная величина деформации, соответствующая расчетной нагрузке.

В заключение описываются причины расхождения между опытными и теоретическими значениями величин и дается оценка несущей способности и деформативности образца соединения на гвоздях по результатам испытаний.



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ

**ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«ДОНСКОЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ
УНИВЕРСИТЕТ»**

(ДГТУ)

АКАДЕМИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

С.В. Щуцкий, С.В. Скуратов, А.А. Лиманцев, Д.А. Леонова

**Примеры решения задач расчета элементов деревянных
конструкций (в соответствии с актуализированной
редакцией СНиП II-25-80 СП64.13330.2017)**



Ростов-на-Дону

2018

УДК 624.011

Рецензент

кандидат технических наук, доцент *А.С. Кавелин*

Щуцкий Сергей Викторович
Скуратов Сергей Викторович
Лиманцев Алексей Анатольевич
Леонова Дарья Александровна

Рассмотрены примеры решения задач расчета элементов деревянных конструкций (в соответствии с актуализированной редакцией СНиП II-25-80 СП64.13330.2017)», включает примеры расчета элементов деревянных конструкций и их узловых соединений на различные виды напряженно-деформированного состояния. Каждый из примеров наглядно иллюстрирует вопросы, излагаемые на лекционных занятиях.

Предназначено для обучающихся по направлению 08.03.01, 08.04.01 «Строительство». Цель учебного пособия – рассмотрение расчетов элементов строительных конструкций из древесины и материалов на ее основе на прочность, жесткость и устойчивость по методу предельных состояний с учетом требований СП 64.13330.2017.

УДК 624.011

Печатается по решению редакционно-издательского совета
Донского государственного технического университета

Оглавление

1	Расчет элементов деревянных конструкций.....	4
1.1	Центрально-растянутые и центрально-сжатые элементы.....	4
1.2	Изгибаемые элементы.....	9
1.3	Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом.....	15
1.4	Расчет элементов ДК по предельным состояниям второй группы ..	20
2	Расчет соединений элементов деревянных конструкций	22
2.1	Соединения на врубках.....	22
2.2	Соединения на цилиндрических нагелях.....	25
2.3	Соединения на МЗП.....	32
3	Ограждающие конструкции	37
3.1	Настилы и обрешетки	37
3.2	Прогоны.....	43
3.3	Панели покрытия	46
4	Клееные балки	52
4.1	Дощатоклееные балки.....	52
	Литература	56

1 Расчет элементов деревянных конструкций

1.1 Центральнo-растянутые и центрально-сжатые элементы

Задача 1.1.1

Определить наименьший размер сечения « b » при следующих условиях: $N = 134,4$ кН, диаметр отверстий $d = 2$ см, древесина лиственница I сорта, условия эксплуатации – 2-й класс, режим нагружения B .

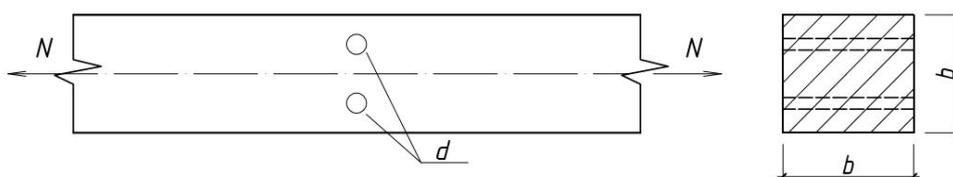


Рис. 1.1

Решение:

Расчет центрально-растянутого элемента производится по формуле

$$\frac{N}{F_{\text{нт}}} \leq R_p$$

где N – расчетная продольная сила,

R_p – расчетное сопротивление древесины растяжению вдоль волокон,

$$R_p = R_p^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{о}} = 1,5 \cdot 0,66 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 = 0,855 \text{ кН/см}^2$$

$R_p^A = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль

волокон для элемента из цельной древесины (табл. 3, [4]);

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{\text{п}} = 1,2$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

$m_{\text{в}} = 0,9$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

$m_{\text{о}} = 0,8$ – коэф., учитывающий наличие ослабления (п. 6.9 г [4]).

$F_{\text{нт}}$ – площадь поперечного сечения элемента нетто.

С учетом ослабления площадь сечения выразим следующим образом

$$F_{\text{нт}} = b^2 - 2b \cdot d$$

Подставив все известные значения в исходную формулу, получим требуемый размер поперечного сечения « $b_{тр}$ »

$$\frac{134,4 \text{ кН}}{b^2 - 2b \cdot 2} = 0,855 \text{ кН/см}^2$$

$$b^2 - 4b - 157,19 = 0$$

$$b_{тр} = \frac{4 + \sqrt{4^2 + 4 \cdot 157,19}}{2} = 14,7 \text{ см}$$

Наименьшая длина стороны квадратного сечения равна 14,7 см

Задача 1.1.2

Определить несущую способность растянутого элемента при следующих условиях: сечение 25(h) x 12,5(b) см, расстояние между отверстиями $a = 12$ см, глубина выреза $c = 2,5$ см, диаметр отверстия $d = 2$ см, древесина – клен II сорта, режим нагружения B .

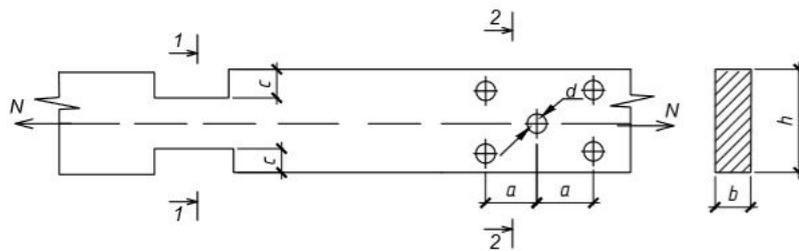


Рис. 1.2

Решение:

Определяем какое из мест с ослаблениями является более опасным.

Площадь сечения нетто по разрезу 1-1:

$$F_{нт}^1 = (h - 2c) \cdot b = (25 - 2 \cdot 2,5) \cdot 12,5 = 250 \text{ см}^2;$$

Площадь сечения нетто по разрезу 2-2:

$$F_{нт}^2 = bh - 3 \cdot dh = 25 \cdot 12,5 - 3 \cdot 2 \cdot 12,5 = 237,5 \text{ см}^2;$$

т.к. отверстия на расстоянии меньше 200 мм, то их следует объединить в одно сечение (согласно п. 7.1 [4]).

$$F_{нт}^1 > F_{нт}^2 - \text{более слабым является сечение 2-2.}$$

Найдем максимальную допустимую нагрузку, пользуясь формулой (ф. 10, [4]):

$$\frac{N}{F_{нт}} \leq R_p;$$

отсюда

$$N = F_{нт} \cdot R_p;$$

где:

$$R_p = R_p^A \cdot m_{дл} \cdot m_{п} \cdot m_o = 1,05 \cdot 0,66 \cdot 1,3 \cdot 0,8 = 0,72 \text{ кН/см}^2$$

$R_p^A = 10,5 \text{ МПа} = 1,05 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для элемента из цельной древесины (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{п} = 1,3$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

$m_o = 0,8$ – коэф., учитывающий наличие ослабления (п. 6.9 г [4]).

$$N = 237,5 \cdot 0,72 = 171 \text{ кН.}$$

Максимальная несущая способность элемента 171 кН.

Задача 1.1.3

Подобрать размеры поперечного сечения сжатой шарнирно закрепленной стойки квадратного сечения при следующих условиях: длина $l = 400 \text{ см}$, усилие $N = 60 \text{ кН}$, древесина лиственницы II сорта, условия эксплуатации 3-го класса, режим нагружения B .

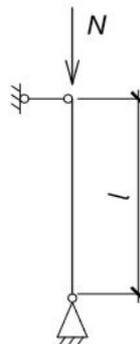


Рис. 1.3

Решение:

Расчет центрально сжатого элемента на устойчивость с учетом условий задачи следует производить по следующей формуле (ф. 12 [4]):

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{рас}}} = R_c,$$

где

$$R_c = R_c^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_n \cdot m_b = 2,1 \cdot 0,66 \cdot 1,2 \cdot 0,85 = 1,41 \text{ кН/см}^2$$

$R_c^A = 21 \text{ МПа} = 2,1 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_n = 1,2$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

$m_b = 0,85$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

Примем, что гибкость $\lambda > 70$, тогда коэффициент продольного изгиба:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2},$$

где

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{l}{0,289 \cdot a};$$

$A = 3000$ – для цельной древесины,

a – длина стороны сечения.

Подставляя найденные значения в первоначальную формулу, получим:

$$\frac{60 \cdot 400^2}{a^2 \cdot 3000 \cdot 0,289^2 \cdot a^2} = 1,41$$

$$a = \sqrt[4]{\frac{60 \cdot 400^2}{3000 \cdot 0,289^2 \cdot 1,414}} = 12,83 \text{ см.}$$

По сортаменту [5] принимаем сечение 150 x 150 мм.

Проверяем правильность выбранной формулы для определения коэффициента устойчивости.

$$\lambda = \frac{400}{0,289 \cdot 15} = 92,3 > 70$$

Задача 1.1.4

Определить несущую способность центрально-сжатого стержня при следующих условиях: расчетная длина в обеих плоскостях $l = 5 \text{ м}$, сечение –

250(h) x 150(b) мм, диаметр отверстия $d = 24$ мм, древесина – береза II сорта, условия эксплуатации – 2-й класс, режим нагружения В.

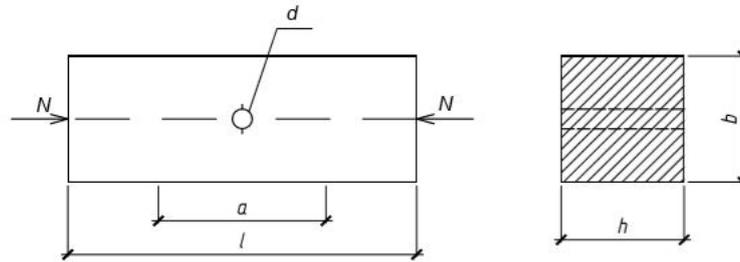


Рис. 1.4

Решение:

Несущая способность центрально-сжатого стержня при данных условиях определяется из расчета на устойчивость по следующей формуле (ф. 12 [4]):

$$\frac{N}{\varphi \cdot F_{\text{рас}}} \leq R_c,$$

где $F_{\text{рас}}$ – расчетная площадь поперечного сечения зависит от наличия и расположения ослаблений сечения (п. 7.2 б [4]).

Потеря устойчивости происходит в плоскости с меньшей жесткостью, поэтому:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{0,289 \cdot b} = \frac{500}{0,289 \cdot 15} = 115,34.$$

Так как гибкость $\lambda > 70$, то коэффициент φ находим по следующей формуле:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2} = \frac{3000}{115,34^2} = 0,225,$$

где $A = 3000 \text{ см}^2$ – для цельной древесины.

$F_{\text{осл}} = d \cdot h = 2,4 \cdot 25 = 60 \text{ см}^2$, что составляет $60 / (25 \cdot 15) \cdot 100 \% = 16 \%$.

$16 \% < 25 \%$, следовательно $F_{\text{рас}} = F_{\text{бр}}$.

$$F_{\text{рас}} = 25 \cdot 15 = 375 \text{ см}^2.$$

$$R_c = R_c^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 1,47 \text{ кН/см}^2.$$

где:

$R_c^A = 21 \text{ МПа} = 2,1 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{п} = 1,2$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

$m_{в} = 0,85$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

Подставив все известные значения в исходную формулу и заменив неравенство знаком равно, выражаем нужное значение.

$$N = \varphi \cdot F_{рас} \cdot R_c$$

$$N = 0,225 \cdot 375 \cdot 1,47 = 124,03 \text{ кН.}$$

Максимальная несущая способность элемента 124,03 кН.

1.2 Изгибаемые элементы

Задача 1.2.1

Найти минимальное сечение балки, удовлетворяющее требованиям прочности, при показанной ниже расчетной схеме и при следующих условиях: нагрузки $P = 4 \text{ кН}$, длина консоли $a = 2 \text{ м}$, древесина лиственница II сорта, условия эксплуатации – 2-й класс, режим нагружения B . Сечение принять прямоугольное с условием, что $h = 1,5b$.

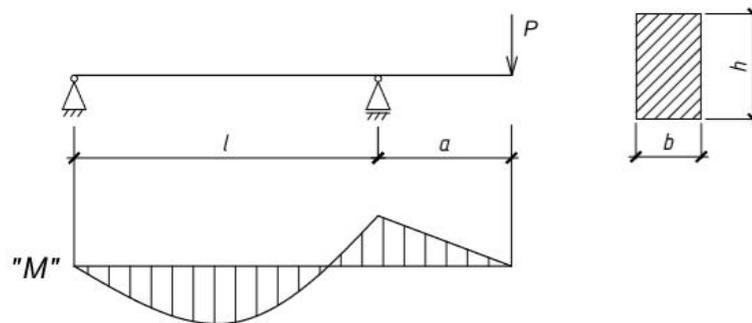


Рис. 1.5

Решение:

Расчет изгибаемых элементов на прочность по нормальным напряжениям в данных условиях следует выполнять по формуле (ф. 23 [4]):

$$\frac{M}{W_{\text{рас}}} \leq R_{\text{и}};$$

Максимальный изгибающий момент при такой расчетной схеме будет возникать над правой опорой. Определим значение момента рассматривая консольный участок:

$$M = P \cdot a = 4 \cdot 2 = 8 \text{ кН} \cdot \text{м} = 800 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Момент сопротивления прямоугольного сечения находим по формуле:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{b \cdot (1,5h)^2}{6}.$$

Расчетное сопротивление изгибу

$$R_{\text{и}} = R_{\text{и}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 1,39 \text{ кН/см}^2$$

где

$R_{\text{и}}^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{\text{п}} = 1,2$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

$m_{\text{в}} = 0,9$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

Подставляя все известные значения в первоначальную формулу найдем минимальное значение размера « b ».

$$\frac{M \cdot 6}{b \cdot (1,5b)^2} \leq R_{\text{и}},$$

$$b^3 \geq \frac{M \cdot 6}{2,25 \cdot R_{\text{и}}} = \frac{800 \cdot 6}{2,25 \cdot 1,39} = 1534,8 \text{ см}^3,$$

$$b \geq \sqrt[3]{1534,8} = 11,54 \text{ см}.$$

Так как полученная ширина сечения находится в пределах $b = 11 \div 13 \text{ см}$, то согласно таблице 3 [4] расчетное значение $R_{\text{и}}^A = 21 \text{ МПа}$, поэтому расчет следует уточнить.

$$R_{\text{и}} = 2,1 \cdot 0,66 \cdot 1,2 \cdot 0,9 = 1,49 \text{ кН/см}^2$$

$$b \geq \sqrt[3]{\frac{800 \cdot 6}{2,25 \cdot 1,49}} = 11,27 \text{ см}.$$

Минимальное сечение 11,27(b) x 16,91(h).

Задача 1.2.2

Проверить прочность балки по нормальным напряжениям при следующих условиях: пролет $l = 4$ м, нагрузка $q = 3$ кН/м, сечение – 120(b) x 200(h) мм, угол поворота сечения $\alpha = 20^\circ$ древесина сосна II сорта, условия эксплуатации – 3-й класс, режим нагружения В.

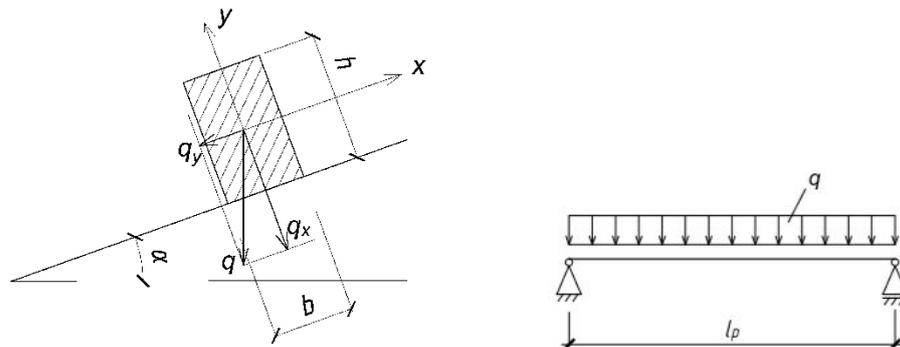


Рис. 1.6

Решение:

В случае, когда плоскость нагружения не совпадает ни с одной из главных осей сечения, элемент находится в состоянии косоугольного изгиба. Для элементов цельного сечения расчет выполняется по следующей формуле (ф. 26 [4]).

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{и}$$

где

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 2,1 \cdot 0,66 \cdot 0,85 = 1,178 \text{ кН/см}^2$$

$R_{и}^A = 21$ МПа = 2,1 кН/см² – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{в} = 0,85$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

Раскладываем нагрузку на составляющие, действующие по направлению главных осей сечения:

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 3 \cdot \sin 20^\circ = 1,026 \text{ кН/м} = 0,01026 \text{ кН/см};$$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 3 \cdot \cos 20^\circ = 2,819 \text{ кН/м} = 0,02819 \text{ кН/см} .$$

Находим значение изгибающих моментов:

$$M_y = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,01026 \cdot 400^2}{8} = 205,2 \text{ кН} \cdot \text{см} ;$$

$$M_x = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{0,02819 \cdot 400^2}{8} = 563,8 \text{ кН} \cdot \text{см} .$$

Находим моменты сопротивления относительно главных осей:

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{12 \cdot 20^2}{6} = 800 \text{ см}^3 ,$$

$$W_y = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{20 \cdot 12^2}{6} = 480 \text{ см}^3 ,$$

Производим проверку сечения:

$$\frac{563,8}{800} + \frac{205,2}{480} \leq 1,178 ;$$

$$1,133 < 1,178 .$$

Требуемое неравенство выполняется, следовательно прочность балки обеспечена.

Задача 1.2.3 (на основе задачи 3,2,1 Вдовин)

Произвести проверку прочности балки прямоугольного цельного сечения по нормальным и касательным напряжениям при следующих условиях: пролет $l = 4$ м, расчетная нагрузка $q = 8$ кН/м, сечение – 150(b) x 225(h) мм, древесина – сосна II сорта, условия эксплуатации – I-й класс, режим нагружения В.

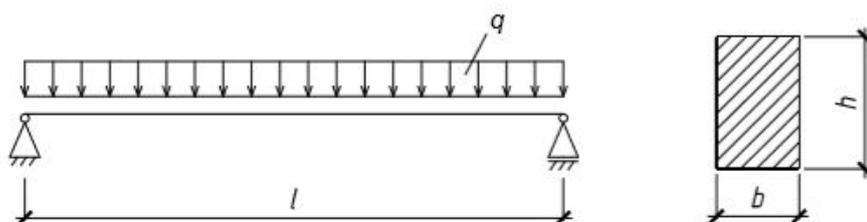


Рис. 1.7

Решение:

Проверка прочности по нормальным напряжениям производится по формуле 23 [4]:

$$\frac{M}{W_{\text{рас}}} \leq R_{\text{и}} ;$$

по касательным по формуле 24 [4]:

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{бр}}}{I_{\text{бр}} \cdot b_{\text{рас}}} \leq R_{\text{ск}} .$$

Предварительно найдем величины, входящие в эти формулы:

максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{8 \cdot 10^{-2} \cdot 400^2}{8} = 1600 \text{ кН} \cdot \text{см} ;$$

максимальная поперечная сила

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{8 \cdot 10^{-2} \cdot 400}{2} = 16 \text{ кН} .$$

т.к. элемент из цельной древесины без ослаблений, то $W_{\text{рас}} = W_{\text{нт}}$,

момент сопротивления

$$W_{\text{рас}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 22,5^2}{6} = 1265,62 \text{ см}^3 ;$$

статический момент сдвигаемой части

$$S'_{\text{бр}} = \frac{b \cdot h^2}{8} = \frac{15 \cdot 22,5^2}{8} = 949,21 \text{ см}^3 ;$$

момент инерции

$$I_{\text{бр}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 22,5^3}{12} = 14238,28 \text{ см}^4 .$$

расчетное сопротивление изгибу

$$R_{\text{и}} = R_{\text{и}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{в}} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 1 = 1,485 \text{ кН/см}^2$$

$R_{\text{и}}^A = 22,5 \text{ МПа} = 2,25 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{\text{в}} = 1$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

$$R_{СК} = R_{СК}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 0,24 \cdot 0,66 \cdot 1 = 0,158 \text{ кН/см}^2$$

$R_{СК}^A = 2,4 \text{ МПа} = 0,24 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление скалыванию вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

Проверка прочности по нормальным напряжениям:

$$\frac{1600}{1265,62} = 1,27 \text{ кН/см}^2 < 1,485 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности по касательным напряжениям.

$$\frac{16 \cdot 949,21}{14238,28 \cdot 15} = 0,071 \text{ кН/см}^2 < 0,158 \text{ кН/см}^2.$$

Прочность балки обеспечена.

Задача 1.2.4

Произвести расчет на устойчивость плоской формы деформирования балки прямоугольного сечения при следующих условиях: пролет $l = 3 \text{ м}$, сечение $50(b) \times 150(h) \text{ мм}$, нагрузка $P = 2,6 \text{ кН}$, древесина – сосна II сорта, условия эксплуатации – I-й класс, режим нагружения В.

Элемент не имеет по своей длине точек закрепления верхнего пояса от смещения в горизонтальной плоскости.



Рис. 1.8

Решение:

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования изгибаемых элементов прямоугольного сечения производится по формуле (ф. 30 [4]):

$$\frac{M}{\varphi_m \cdot W_{бр}} \leq R_{и}.$$

Найдем все необходимые для проверки значения:

расчетное сопротивление изгибу

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1 = 1,287 \text{ кН/см}^2$$

$R_{и}^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{в} = 1$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{2,6 \cdot 300}{4} = 195 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

момент сопротивления

$$W_{бр} = \frac{b \cdot h^2}{6} = 187 \text{ см}^3.$$

Коэффициент устойчивости φ_m рассчитываем по следующей формуле (ф. 31 [4]):

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi} = 140 \cdot \frac{5^2}{300 \cdot 15} \cdot 1,13 = 0,878,$$

где $l_p = l = 300 \text{ см}$, т.к. верхний пояс элемента не закреплен по длине от смещения.

$k_{\phi} = 1,13$ (по таблице Е1, для данной задачи $k_{\phi} = 1,13 - 0,13\alpha$, $\alpha = 0$).

Производим проверку устойчивости по первоначальной формуле:

$$\frac{195}{0,878 \cdot 187,5} = 1,185 < 1,287.$$

Устойчивость обеспечена.

1.3 Элементы, подверженные действию осевой силы с изгибом

Задача 1.3.1

Проверить прочность сжато-изогнутого элемента (верхний пояс фермы) при следующих условиях: сжимающее усилие $N = 150 \text{ кН}$, длина элемента 4 м , сечение – $200(b) \times 220(h) \text{ мм}$, эксцентриситет $e = 3 \text{ см}$, $q = 5 \text{ кН/м}$, древесина – пихта II сорта, условия эксплуатации – 3-й класс, режим нагружения В.

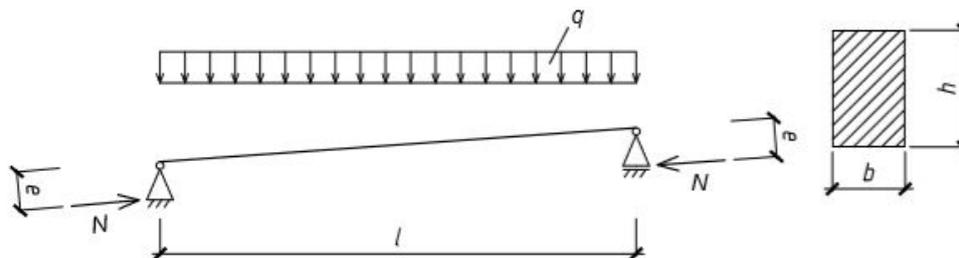


Рис. 1.9

Решение:

Расчет на прочность по нормальным напряжениям сжато-изгибаемого элемента производится по следующей формуле (ф. 36 [4]):

$$\frac{N}{F_{\text{рас}}} + \frac{M_{\text{д}}}{W_{\text{рас}}} \leq R_c ;$$

Расчетное сопротивление сжатию:

$$R_c = R_c^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 0,8 \cdot 0,85 = 1,01 \text{ кН/см}^2$$

$R_c^A = 22,5 \text{ МПа} = 2,25 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{\text{п}} = 0,8$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

$m_{\text{в}} = 1$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]);

$M_{\text{д}}$ – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме (ф. 37 [4]).

$$M_{\text{д}} = \frac{M}{\xi},$$

где ξ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента (ф. 38 [4])

$$\xi = 1 - \frac{N}{\varphi \cdot R_c \cdot F_{\text{бр}}} ;$$

φ – коэф. продольного изгиба (ф. 14 [4])

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} ;$$

гибкость при прямоугольном сечении

$$\lambda = \frac{l}{0,289 \cdot h} = \frac{400}{0,289 \cdot 22} = 62,92$$

получаем

$$\varphi = \frac{3000}{62,92^2} = 0,757,$$

$$\xi = 1 - \frac{150}{0,757 \cdot 1,01 \cdot 20 \cdot 22} = 0,554,$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - N \cdot e = \frac{5 \cdot 10^{-2} \cdot 400^2}{8} - 150 \cdot 3 = 550 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

Изгибающий момент, определяемый из расчета по деформированной схеме

$$M_d = \frac{550}{0,554} = 992,78 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления:

$$W_{\text{рас}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{20 \cdot 22^2}{6} = 1613,33 \text{ см}^3,$$

Площадь поперечного сечения:

$$F_{\text{рас}} = 20 \cdot 22 = 440 \text{ см}^2,$$

Производим проверку по первоначальной формуле:

$$\frac{150}{440} + \frac{992,78}{1613,33} = 0,341 + 0,616 = 0,957 \text{ кН/см}^2 < 1,01 \text{ кН/см}^2$$

Прочность обеспечена.

Задача 1.3.2

Проверить устойчивость сжато-изогнутого элемента, не раскрепленного из плоскости при следующих условиях: сила $N = 20$ кН, распределенная нагрузка $q = 4$ кН/м, длина элемента $l = 1,5$ м, сечение – 50(b) x 200(h) мм, древесина – лиственница II сорта, режим нагружения В.

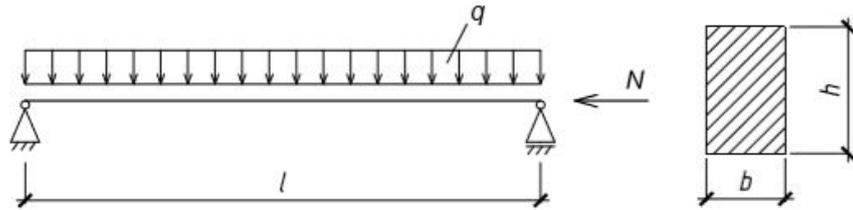


Рис. 1.10

Решение:

Расчет на устойчивость плоской формы деформирования сжато-изгибаемых элементов производится по следующей формуле (ф. 44 [4]):

$$\frac{N}{\varphi R_c F_{бр}} + \left(\frac{M_d}{\varphi_M R_u W_{бр}} \right)^n \leq 1.$$

Найдем неизвестные значения.

Расчетное сопротивление сжатию:

$$R_c^A \cdot m_{дл} \cdot m_{п} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1,2 = 1,54,$$

$R_c^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление сжатию вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{п} = 1,2$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

Расчетное сопротивление изгибу

$$R_u^A \cdot m_{дл} \cdot m_{п} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1,2 = 1,54,$$

$R_u^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

Площадь поперечного сечения:

$$F_{бр} = 5 \cdot 20 = 100 \text{ см}^2.$$

Момент сопротивления:

$$W_{бр} = \frac{5 \cdot 20^2}{6} = 333,3 \text{ см}^3.$$

φ – коэффициент продольного изгиба из плоскости деформирования, определяемый по формуле 14 [4].

$$\varphi_y = \frac{3000}{\lambda^2} = \frac{3000}{103,81^2} = 0,278$$

где

$$\lambda_y = \frac{l}{0,289 \cdot b} = \frac{150}{0,289 \cdot 5} = 103,81$$

M_d – изгибающий момент от действия поперечных и продольных нагрузок, определяемый из расчета по деформированной схеме (ф. 37 [4]).

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

где ξ – коэффициент, учитывающий дополнительный момент от продольной силы вследствие прогиба элемента (ф. 38 [4])

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

φ – коэф. продольного изгиба (ф. 14 [4])

$$\varphi = \frac{3000}{\lambda^2} ;$$

гибкость при прямоугольном сечении

$$\lambda = \frac{l}{0,289 \cdot h} = \frac{150}{0,289 \cdot 20} = 25,95$$

получаем

$$\varphi = \frac{3000}{25,95^2} = 4,45,$$

$$\xi = 1 - \frac{20}{4,45 \cdot 1,54 \cdot 100} = 0,971,$$

Максимальный изгибающий момент

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,04 \cdot 150^2}{8} = 112,5 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

Изгибающий момент, определяемый из расчета по деформированной схеме

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{112,5}{0,971} = 115,86 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

Коэффициент устойчивости φ_m рассчитываем по следующей формуле (ф. 31 [4]):

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_\phi = 140 \cdot \frac{5^2}{150 \cdot 20} \cdot 1,13 = 1,32,$$

где $l_p = l = 150$ см, т.к. верхний пояс элемента не закреплен по длине от смещения из плоскости.

$$k_\phi = 1,13 - 0,13 \cdot \alpha = 1,13 - 0,13 \cdot 0 = 1,13.$$

$n = 2$ – так как элемент не имеет закрепление растянутой зоны из плоскости деформирования.

Производим проверку по первоначальной формуле

$$\frac{20}{0,278 \cdot 1,54 \cdot 100} + \left(\frac{115,86}{1,32 \cdot 1,54 \cdot 333,3} \right)^2 = 0,496 < 1,$$

Условие выполняется.

1.4 Расчет элементов ДК по предельным состояниям второй группы

Задача 1.4.1

Проверить на прогиб балку прямоугольного сечения при следующих условиях: пролет $l = 4$ м, нормативная нагрузка $q = 6$ кН/м, сечение $150(b) \times 225(h)$ мм, древесина – сосна II сорта, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,35$.

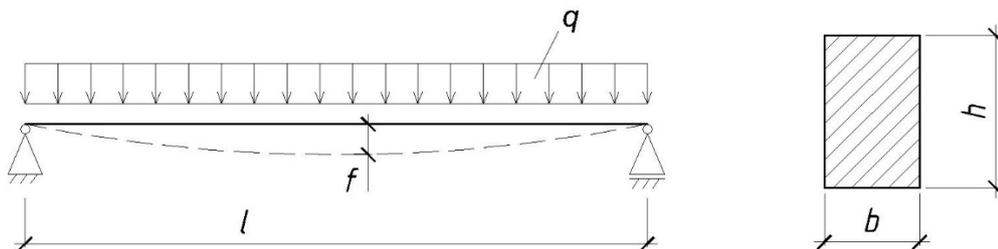


Рис. 1.11

Согласно (п. 7,35 [4]), прогиб изгибаемых элементов следует определять с учетом сдвига по формуле (ф. 61 [4]):

$$f = \frac{f_0}{k} \left[1 + c \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right].$$

где f_0 – прогиб без учета деформаций сдвига.

Так как высота сечения балки небольшая, деформациями сдвига можно пренебречь. Поэтому прогиб будем проверять по формуле:

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H l^4}{EI} \leq [f],$$

где

q^H – нормативная нагрузка

$$q^H = q/\gamma_f = 6/1,35 = 4,44 \text{ кН/м} = 0,0444 \text{ кН/см.}$$

E – модуль упругости древесины вдоль волокон:

$$E = 10000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН/см}^2.$$

I – момент инерции

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 22,5^3}{12} = 14238 \text{ см}^4.$$

$[f]$ – предельно допустимый прогиб, принимаемый в зависимости от пролета согласно таблице Д1 [3]

$$[f] = \frac{l}{166,7} = \frac{400}{166,7} = 2,39 \text{ см.}$$

Произведем проверку прогиба

$$\frac{5}{384} \cdot \frac{0,0444 \cdot 400^4}{1000 \cdot 14238} = 1,04 < [f] = 2,39.$$

Прогиб не превышает допустимый.

2 Расчет соединений элементов деревянных конструкций

2.1 Соединения на врубках

Задача 2.1.1

Проверить прочность врубки на скалывание и смятие при следующих условиях: $N_1 = 55$ кН, $N_2 = 47,7$ кН, сечение нижнего пояса $150(b) \times 220(h)$ мм, длина участка скалывания $l_{ск} = 380$ мм, угол $\alpha = 30^\circ$, глубина врубки $h_{вр} = 70$ мм, древесина – кедр сибирский II сорта, режим нагружения В2.

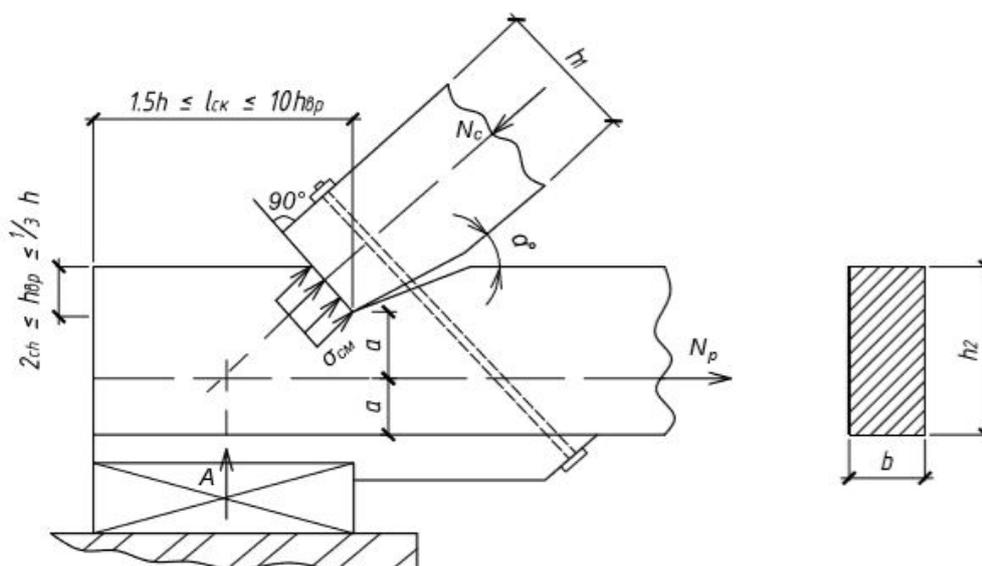


Рис. 2.1

Решение:

Требования к проектированию и расчету соединений на врубках приведены в (п.8.9 – 8.12 [4]). Проверим выполняются ли условия конструирования в данной задаче:

$$l_{ск} = 380 \text{ мм} \geq 1,5 \cdot h = 1,5 \cdot 220 = 330 \text{ мм.}$$

$$l_{ск} = 380 \text{ мм} \leq 10h_{вр} = 10 \cdot 70 = 700 \text{ мм.}$$

Условие соблюдено.

$$h_{вр} = 70 \text{ мм} \geq 2 \text{ см} \text{ и } h_{вр} = 70 \text{ мм} \leq \frac{1}{3}h \cdot 220 = 73,3 \text{ мм.}$$

Условия соблюдены.

Проверим прочность соединения на смятие древесины (п. 8.1, 8.2 а [4]). Действующее на соединение усилие не должно превышать расчетной несущей способности T .

$$N_1 \leq T = R_{\text{см } \alpha} \cdot F_{\text{см}},$$

Площадь площадки смятия:

$$F_{\text{см}} = h_1 \cdot \cos \alpha \cdot b = 7 \cdot 0,866 \cdot 15 = 90,93 \text{ см}^2.$$

Так как для некоторых пород древесины коэффициент $m_{\text{п}}$ для смятия вдоль и поперек волокон различные, то данный коэффициент следует учесть сразу. Для кедра коэф. учитывающий породу древесины одинаковый для смятия вдоль и поперек волокон ($m_{\text{п}} = 0,9$).

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α , при режиме нагружения А:

$$R_{\text{см } \alpha}^A = \frac{R_{\text{см}}^A \cdot m_{\text{п}}}{1 + \left(\frac{R_{\text{см}}^A \cdot m_{\text{п}}}{R_{\text{см } 90}^A \cdot m_{\text{п}}} - 1 \right) \cdot \sin^3 \alpha} = \frac{1,95 \cdot 0,9}{1 + \left(\frac{1,95 \cdot 0,9}{0,27 \cdot 0,9} - 1 \right) \cdot 0,125} = 0,987 \text{ кН/см}^2.$$

Расчетное сопротивление древесины смятию под углом α :

$$R_{\text{см } \alpha} = R_{\text{см } \alpha}^A \cdot m_{\text{дл}} = 0,987 \cdot 0,66 = 0,651 \text{ кН/см}^2$$

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]).

Подставив все значения в формулу проверки прочности соединения на смятие древесины, получим:

$$55 \text{ кН} \leq 0,651 \cdot 90,93 = 59,19 \text{ кН}.$$

Условие выполняется.

Проверим прочность соединения на скалывание древесины по формуле (п. 8.2 б [1]):

$$N_1 \cdot \cos \alpha \leq T = R_{\text{ск}}^{\text{сп}} \cdot F_{\text{ск}},$$

Площадь площадки скалывания:

$$F_{\text{ск}} = l_{\text{ск}} \cdot b = 38 \cdot 15 = 570 \text{ см}^2,$$

Среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление древесины, при режиме нагружения А:

$$R_{\text{СК}}^{A,\text{cp}} = \frac{R_{\text{СК}}^A}{1 + \beta \cdot \frac{l_{\text{СК}}}{e}} = \frac{0,32}{1 + 0,25 \cdot \frac{38}{11}} = 0,171 \text{ кН/см}^2,$$

где $\beta = 0,25$, так как соединение работает по схеме б, г [4].

e – плечо сил скалывания.

$$e = \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм.}$$

Среднее по площадке скалывания расчетное сопротивление древесины:

$$R_{\text{см} \alpha} = R_{\text{см} \alpha}^A \cdot m_{\text{дл}} = 0,171 \cdot 0,66 = 0,112 \text{ кН/см}^2$$

$m_{\text{дл}} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]).

Подставляем найденные значения в формулу проверки прочности соединения на скалывание и проверяем.

$$55 \cdot 0,866 = 47,63 \text{ кН} \leq 0,112 \cdot 570 = 63,84 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Проверка прочности по условиям данной задачи произведена, но для полной проверки узла еще необходимо помнить о том, что данное соединение ослабляет сечение нижнего пояса.

Произведем проверку прочности ослабленного врубкой нижнего пояса. При несимметричном ослаблении необходимо рассчитывать сечение на растяжение с изгибом (п. 7.16 [4]).

$$\frac{N}{F_{\text{HT}}} + \frac{M \cdot R_p}{W_{\text{HT}} \cdot R_u} \leq R_p,$$

Изгибающий момент, равный произведению силы на плече e :

$$M = N \cdot e = 47,7 \cdot 3,5 = 166,95 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

где $e = h_{\text{вр}}/2 = 70/2 = 35 \text{ мм} = 3,5 \text{ см}$

Площадь ослабленного сечения:

$$F_{\text{HT}} = b \cdot (h - h_1) = 15 \cdot (22 - 7) = 225 \text{ см}^2,$$

Момент сопротивления:

$$W_{\text{HT}} = \frac{b \cdot (h - h_1)^2}{6} = \frac{15 \cdot (22 - 7)^2}{6} = 562,5 \text{ см}^3,$$

Расчетное сопротивление древесины растяжению:

$$R_p = R_p^A \cdot m_{дл} \cdot m_{п} = 1,05 \cdot 0,66 \cdot 0,9 = 0,623 \text{ кН/см}^2 ,$$

$R_p^A = 10,5 \text{ МПа} = 1,05 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{п} = 0,9$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

Расчетное сопротивление древесины изгибу:

$$R_u = R_u^A \cdot m_{дл} \cdot m_{п} = 2,25 \cdot 0,66 \cdot 0,9 = 1,336 \text{ кН/см}^2 ,$$

$R_u^A = 22,5 \text{ МПа} = 2,25 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление растяжению вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ – коэффициент длительной прочности (табл. 4, [4]);

$m_{п} = 0,9$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]);

Подставляем найденные значения в формулу проверки на прочность при растяжении с изгибом:

$$\frac{47,7}{225} + \frac{166,95}{562,5} \cdot \frac{0,623}{1,336} = 0,351 \leq 0,623.$$

Прочность нижнего пояса обеспечена.

2.2 Соединения на цилиндрических нагелях

Задача 2.2.1

Определить необходимое количество стальных нагелей диаметром $d = 20$ мм в растянутом стыке и показать их расстановку при следующих условиях: $N = 120$ кН, древесина – сосна I сорта, сечение 100(b) x 200(h) мм, сечение накладок 50(b) x 200(h) мм, условия эксплуатации – 3-й класс, режим нагружения B .

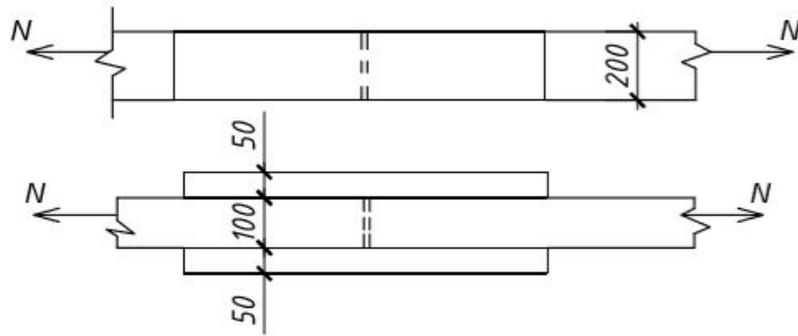


Рис. 2.2

Решение:

Число нагелей в соединении следует определять по формуле (п. 8.13 [4]):

$$n_n = \frac{N}{T \cdot n_{ш}} \geq 2,$$

$n_{ш}$ – число расчетных швов одного нагеля, в данном случае $n_{ш} = 2$;

T – наименьшая расчетная несущая способность одного нагеля, определяемого по формулам табл. 18 [4].

Смятие в средних элементах:

$$T = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot m_b = 0,5 \cdot 10 \cdot 2 \cdot 0,85 = 8,5 \text{ кН.}$$

Смятие в крайних элементах:

$$T = 0,8 \cdot a \cdot d \cdot m_b = 0,8 \cdot 5 \cdot 2 \cdot 0,85 = 6,8 \text{ кН.}$$

Изгиб нагеля:

$$T = 2,2 \cdot d^2 + 0,025 \cdot a^2 = 2,2 \cdot 2^2 + 0,025 \cdot 5^2 = 9,425 \text{ кН,}$$

но не более $3,1 \cdot d^2 = 3,1 \cdot 2^2 = 12,4 \text{ кН}$

$$T_{min} = 6,8 \text{ кН,}$$

Наименьшая расчетная несущая способность нагелей определена при смятии древесины в крайних элементах. Подставляя найденные значения в формулу для определения необходимого числа нагелей, получим:

$$n_n = \frac{120}{6,8 \cdot 2} = 8,82 \rightarrow \text{Принимаем } n_n = 10 \text{ шт.}$$

Подсчитаем минимальные расстояния для расположения нагеля.

Расстояния между осями цилиндрических нагелей вдоль волокон древесины:

$$S_1 = 7 \cdot d = 7 \cdot 2 = 14 \text{ см.}$$

То же поперек волокон:

$$S_2 = 3,5 \cdot d = 3,5 \cdot 2 = 7 \text{ см.}$$

Расстояние от кромки:

$$S_3 = 3 \cdot d = 3 \cdot 2 = 6 \text{ см.}$$

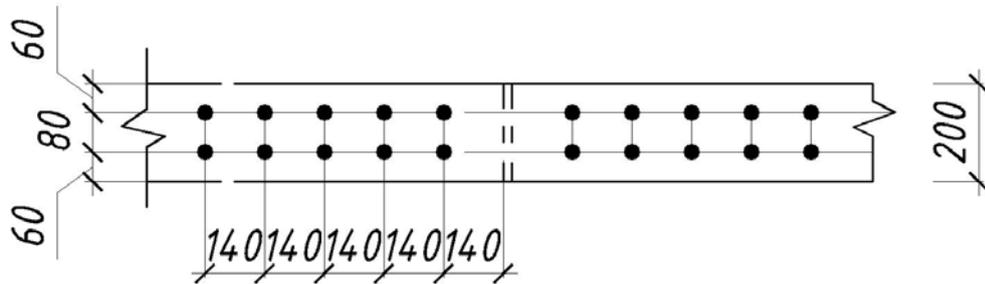


Рис. 2.3

Задача 2.2.2

Определить диаметр центрального болта в узле верхнего пояса фермы при следующих условиях: $N = 30$ кН, ширина верхнего пояса $c = 150$ мм, толщина накладок $a = 100$ мм, угол $\alpha = 60^\circ$, древесина – сосна II сорта, условия эксплуатации – 1-й класс, режим нагружения B .

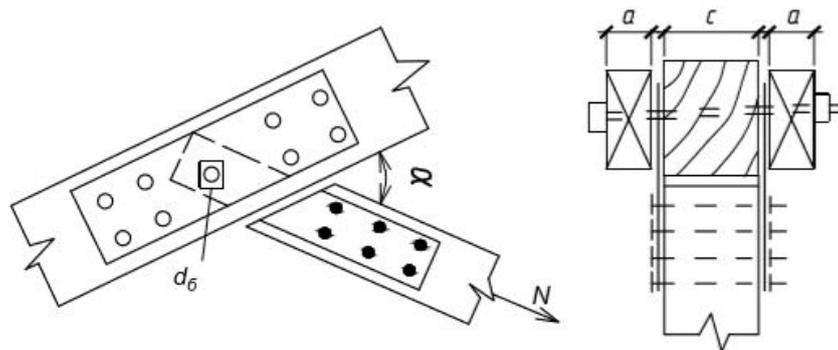


Рис. 2.4

Решение:

Согласно (п 8.18 [4]) нагельные соединения со стальными накладками и прокладками следует рассчитывать согласно указаниям (п. 8.13 – 8.15 [4]).

Усилие, передаваемое нагелем направлено под углом α к волокнам, поэтому, согласно (п 8.14 [4]) несущую способность, определенную по (п 8.13 [4]), необходимо умножать на:

- при расчете на смятие древесины – на K_α ,
- при расчете нагеля на изгиб – на $\sqrt{K_\alpha}$.

Коэффициент K_α зависит от угла α и диаметра нагеля d . Так как d по условию задачи является неизвестной, предположим, что $d = 20$ мм, тогда $K_\alpha^{\text{пред}} = 0,65$.

По формулам таблицы 18 [4] определяем наименьшую несущую способность нагеля.

Расчетная несущая способность нагеля, из условия смятия древесины центрального элемента (верхний пояс фермы):

$$T_\alpha = 0,8 \cdot c \cdot d \cdot K_\alpha \cdot n_{\text{ш}} = 0,8 \cdot 10 \cdot d \cdot 0,65 \cdot 4 = 20,8 \cdot d,$$

Расчетная несущая способность нагеля, из условия смятия древесины накладок:

$$T_c = 0,5 \cdot c \cdot d \cdot K_\alpha \cdot n_{\text{ш}} = 0,5 \cdot 15 \cdot d \cdot 0,65 \cdot 4 = 19,5 \cdot d,$$

Расчетная несущая способность нагеля, из условия его изгиба:

$$\begin{aligned} T_u &= (2,2 \cdot d^2 + 0,025 \cdot a^2) \cdot \sqrt{K_\alpha} \cdot n_{\text{ш}} = (2,2 \cdot d^2 + 0,025 \cdot 10^2) \cdot \sqrt{0,65} \cdot 4 \\ &= 7,08 \cdot d^2 + 8,06. \end{aligned}$$

$$T_u \leq T_u^{\text{max}} = 3,1 \cdot d^2 \cdot \sqrt{K_\alpha} \cdot 4 = 3,1 \cdot d^2 \cdot \sqrt{0,65} \cdot 4.$$

Прочность при смятии в среднем элементе меньше, чем в крайних, поэтому минимальный диаметр из условия смятия древесины равен:

$$19,5 \cdot d \geq N = 30 \text{ кН} \rightarrow d = \frac{30}{19,5} = 1,54 \text{ см.}$$

Минимальный диаметр из условия изгиба нагеля:

$$7,08 \cdot d^2 + 8,06 \geq N = 30 \text{ кН} \rightarrow d = \sqrt{\frac{30 - 8,06}{7,08}} = 1,76 \text{ см.}$$

$$T_u^{\text{max}} = 3,1 \cdot 1,76^2 \cdot \sqrt{0,65} \cdot 4 = 30,97 \text{ кН} > T_u = 30 \text{ кН.}$$

Принимаем нагель диаметром $d = 1,8$ см.

Так как диаметр не совпадает с принятым первоначально, необходимо произвести проверку с уточненным значением K_α , $\alpha = 60^\circ$.

при $d = 20$ мм $\rightarrow K_\alpha = 0,65$,

$d = 16$ мм $\rightarrow K_\alpha = 0,7$.

Получаем $d = 18$ мм $\rightarrow K_\alpha = 0,675$,

$$T_c = 0,5 \cdot 15 \cdot 1,8 \cdot 0,675 \cdot 4 = 36,45 \text{ кН} > 30 \text{ кН},$$

$$T_u = (2,2 \cdot 1,8^2 + 0,025 \cdot 10^2) \cdot \sqrt{0,675} \cdot 4 = 31,64 \text{ кН} > 30 \text{ кН},$$

$$T_u^{max} = 3,1 \cdot 1,8^2 \cdot \sqrt{0,675} \cdot 4 = 33,01 \text{ кН} > T_u.$$

Необходимый диаметр центрального болта – 18 мм.

Задача 2.2.3

Найти необходимое число гвоздей $5(d) \times 120 (l)$ мм и произвести их расстановку для крепления стальных накладок показанных на рисунке при следующих данных: сила $N = 25$ кН, накладки толщиной $t = 4$ мм, древесина пихта, условия эксплуатации 2-й класс.

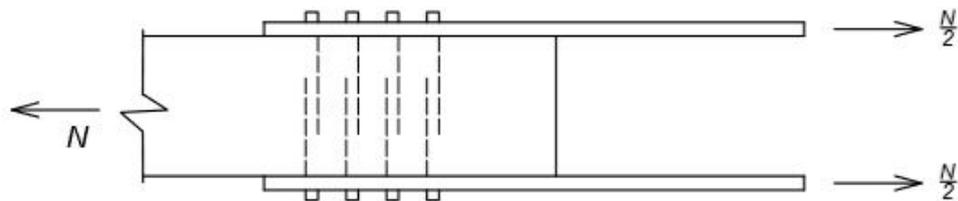


Рис. 2.5

Решение:

Найдем несущую способность одного среза гвоздя из условия смятия древесины, пользуясь формулой из таблицы 18 [4]:

$$T_{см} = 0,55cd \cdot m_{п} \cdot m_{в},$$

где c – глубина защемления гвоздя;

d – диаметр гвоздя ($d = 0,5$ см);

$m_{п}$ – коэф., учитывающий породу древесины (табл. 5, [4]), для пихты $m_{п} = 0,8$;

m_B – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]), 2-й класс
– $m_B = 0,9$.

При определении расчетной длины заземления конца гвоздя не следует учитывать заостренную часть гвоздя длиной $1,5d$, а также вычитается по 2 мм на каждый шов между соединяемыми элементами.

Заглубление должно быть не менее $5d_{ГВ}$.

$$c = 10,65 \text{ см} > 5 \cdot 0,5 = 2,5 \text{ см.}$$

Определяем несущую способность из условия смятия древесины:

$$T_{см} = 0,55 \cdot 10,65 \cdot 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,9 = 2,108 \text{ кН.}$$

Найдем несущую способность одного среза гвоздя из условия изгиба гвоздя, пользуясь формулами из таблицы 18 [4]:

$$T_{и} = (3,1 \cdot d^2 + 0,012 \cdot a^2) \cdot \sqrt{m_{п}} \cdot \sqrt{m_{B}},$$

$$T_{и} \leq T_{и}^{max} = 5 \cdot d^2 \cdot \sqrt{m_{п}} \cdot \sqrt{m_{B}}.$$

Подставляя определенные выше значения, вычисляем несущую способность гвоздя из условия его изгиба:

$$T_{и} = (3,1 \cdot 0,5^2 + 0,012 \cdot 10,65^2) \cdot \sqrt{0,8} \cdot \sqrt{0,9} = 1,81 \text{ кН,}$$

$$T_{и}^{max} = 5 \cdot 0,5^2 \cdot \sqrt{0,8} \cdot \sqrt{0,9} = 1,06 \text{ кН.}$$

Так как $T_{и} = 1,81 > T_{и}^{max} = 1,06$, для дальнейших расчетов принимаем $T_{и} = T_{и}^{max} = 1,06$ кН.

По меньшей несущей способности нагеля определяем необходимое их количество.

$$n = \frac{N}{2 \cdot T_{и}} = \frac{25}{2 \cdot 1,06} = 11,79.$$

Принимаем 12 гвоздей на одну накладку.

Расположим гвозди в два ряда, как показано на рисунке.

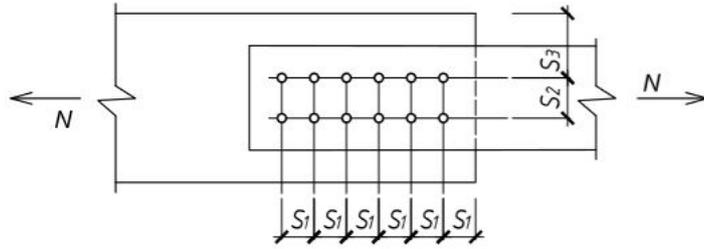


Рис. 2.6

Согласно п. 8.25 [4]:

Минимальное расстояние между осями гвоздей вдоль волокон древесины $S_1 = 15 \cdot d = 15 \cdot 0,5 = 7,5$ см;

Минимальное расстояние между осями гвоздей поперек волокон древесины $S_2 = 4 \cdot d = 4 \cdot 0,5 = 2$ см;

Минимальное расстояние от оси гвоздя до кромки элемента $S_3 = 4 \cdot d = 4 \cdot 0,5 = 2$ см.

Задача 2.2.4

Определить максимальное количество гвоздей диаметром 5 мм, которое можно поставить в показанном на рисунке узле. Сечения соединяемых элементов 100 (b) x 200 (h) мм. Показать расстановку гвоздей.

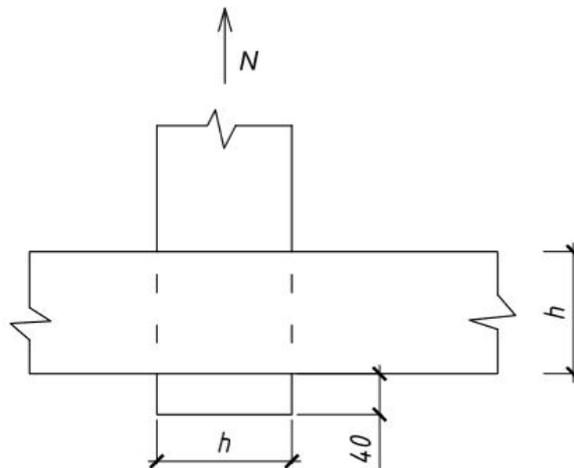


Рис. 2.7

Решение:

Минимальное расстояние между осями гвоздей необходимо определять по (п. 8.25 [4]).

Расстояние вдоль волокон:

$$S_1 \geq 15 \cdot d = 15 \cdot 0,5 = 7,5 \text{ см.}$$

Расстояние поперек волокон при расстановке косыми рядами под углом $\alpha = 45^\circ$.

$$S_2 = S_3 \geq 3 \cdot d = 3 \cdot 0,5 = 1,5 \text{ см.}$$

Максимальное количество гвоздей $n = 27$ шт.

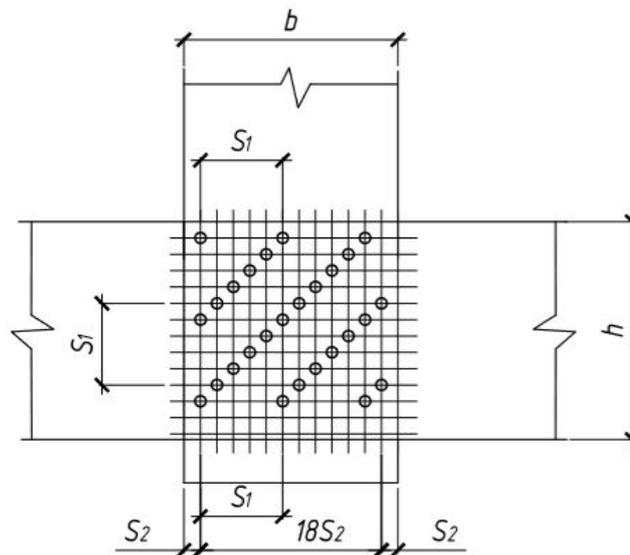


Рис. 2.8

2.3 Соединения на МЗП

Задача 2.3.1

Определить размеры МЗП ($h \times l$) в растянутом стыке при следующих условиях: расчетное усилие $N = 34,5$ кН, высота сечения $h = 170$ мм.

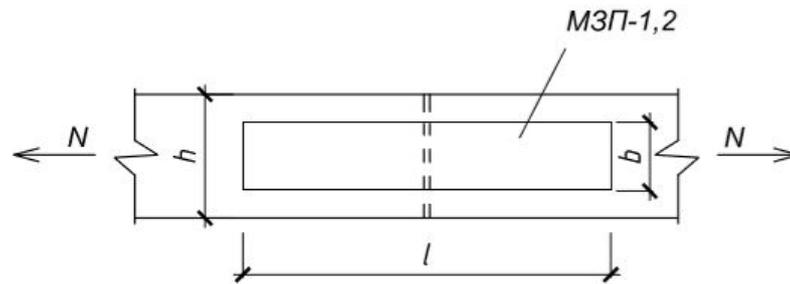


Рис. 2.9

Решение:

Принимаем максимально возможную ширину МЗП, соблюдая отступ от боковых кромок до зубьев 10 мм (п. 3.19 [1])

$$b = h - 2 \cdot 10 = 170 - 2 \cdot 10 = 150 \text{ мм} = 15 \text{ см.}$$

Для соединения будем использовать МЗП-1.2

Несущая способность МЗП при растяжении (п. 3.11 [1]):

$$N_p = 2 \cdot b \cdot R_p$$

где $R_p = 115 \text{ кН/м} = 1,15 \text{ кН/см}$ – расчетная несущая способность МЗП-1.2 при растяжении (табл. 2 [1]).

Производим проверку несущей способности при растяжении

$$N_p = 2 \cdot 15 \cdot 1,15 = 34,5 \leq N = 34,5 \text{ кН/см}^2$$

Несущая способность соединения на МЗП по условию смятия древесины и изгиба зубьев (п. 3.8 [1]):

$$N_c = 2 \cdot R \cdot F_p$$

где R – расчетная несущая способность на 1 см^2 рабочей площади соединения, для МЗП-1.2 $R = 0,8 \text{ МПа} = 0,08 \text{ кН/см}^2$;

F_p – расчетная площадь поверхности МЗП.

Найдем необходимую расчетную площадь из условия проверки прочности соединения на МЗП:

$$N_c = 2 \cdot R \cdot F_p \geq N = 34,5 \text{ кН,}$$

$$F_p = \frac{34,5}{2 \cdot 0,08} = 215,3 \text{ см}^2.$$

$$N_p = 2 \cdot b \cdot R_{p\alpha} = 2 \cdot 14 \cdot 1,15 = 32,2 \text{ кН} > 30 \text{ кН.}$$

где $R_{p\alpha}$ – расчетная несущая способность МЗП-1.2 при растяжении (табл. 2 [1]) при угле α между продольной осью пластины и действующим усилием. При данных условиях $\alpha = 0^\circ$, $R_{p\alpha} = 115 \text{ кН/м} = 1,15 \text{ кН/см}$.

Из условия смятия древесины и изгиба зубьев (п. 3.8 [1]) найдем минимальную площадь пластины на элементе верхнего пояса и элементе раскоса.

Условие прочности соединения на МЗП в элементе раскоса:

$$N_c = 2 \cdot R_{\beta_2} \cdot F_p \geq N = 30 \text{ кН.}$$

где R_{β_2} – расчетная несущая способность на 1 см^2 рабочей площади соединения при угле β_2 между направлением волокон и действующим усилием. При данных условиях $\beta_2 = 0^\circ$, $R_{\beta_2} = 0,8 \text{ МПа} = 0,08 \text{ кН/см}^2$;

F_p – расчетная площадь поверхности МЗП.

Вычисляем необходимую расчетную площадь:

$$F_p = \frac{N}{2 \cdot R_{\beta_2}} = \frac{30}{2 \cdot 0,08} = 187,5 \text{ см}^2.$$

Зная минимальную рабочую площади МЗП, найдем необходимую длину рабочей площади:

$$l_2 = \frac{187,5}{14} = 13,4 \text{ см.}$$

Теперь выполняем такой же расчет для элемента верхнего пояса.

$$N_c = 2 \cdot R_{\beta_1} \cdot F_p \geq N = 30 \text{ кН.}$$

где $R_{\beta_2} = 0,7 \text{ МПа} = 0,07 \text{ кН/см}^2$ при $\beta_1 = 30^\circ$

$$F_p = \frac{N}{2 \cdot R_{\beta_1}} = \frac{30}{2 \cdot 0,07} = 214,29 \text{ см}^2.$$

$$l_1 \geq \frac{214,29}{14} = 15,31 \text{ см.}$$

В расчет не включаются полосы шириной 10 мм в каждую сторону от стыка, поэтому длину пластины необходимо увеличить на расстояние l_3 .

$$l_3 \geq \frac{20}{\cos(90 - \alpha)^\circ} = \frac{20}{\cos 60^\circ} = 40 \text{ мм.}$$

Минимальная длина всей пластины:

$$l_{min} = l_1 + l_2 + l_3 = 15,31 + 13,40 + 4 = 32,71 \text{ см.}$$

Принимаем пластину 14 x 35 см.

3 Ограждающие конструкции

3.1 Настилы и обрешетки

Задача 3.1.1

Подобрать размеры поперечного сечения брусков обрешетки (щитовой) под холодное покрытие из волнистых асбестоцементных листов при следующих условиях: пролет $l = 3$ м, расчетная нагрузка 1,5 кПа, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,35$, уклон покрытия $20,5^\circ$, древесина – сосна II сорта, расстояние между брусками 0,5 м. Высоту брусков принять равной 1,5 их толщины. Условия эксплуатации – I-й класс.

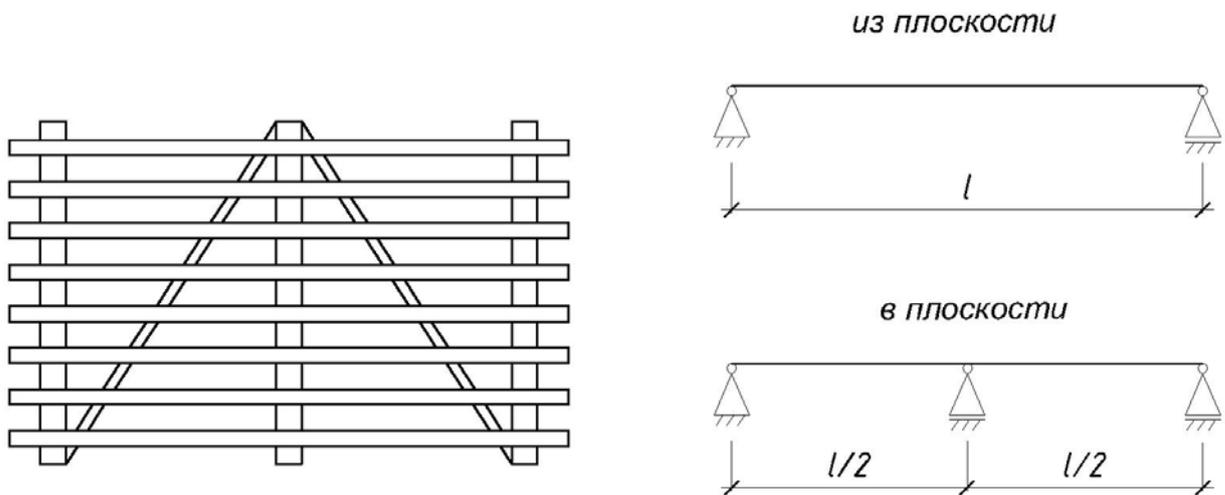


Рис. 3.1

Решение:

Размеры поперечного сечения брусков подбираем из условия прочности при косом изгибе (п. 7.12 [4]):

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_{и}.$$

Расчетная погонная нагрузка:

$$q = 1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 50 = 0,0075 \text{ кН/см.}$$

Изгибающий момент относительно оси x :

$$M_x = \frac{q \cdot \cos \alpha \cdot l^2}{8} = \frac{0,0075 \cdot \cos 20,5^\circ \cdot 300^2}{8} = 79.032 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Изгибающий момент относительно оси y :

$$M_y = \frac{q \cdot \sin \alpha \cdot l_1^2}{8} = \frac{0,0075 \cdot \sin 20,5^\circ \cdot 150^2}{8} = 7,388 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Моменты сопротивления относительно главных осей (принимая высоту бруска в полтора раза больше ширины):

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{b \cdot (1,5b)^2}{6}, \quad W_y = \frac{hb^2}{6} = \frac{1,5b \cdot b^2}{6}.$$

При расчете на совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузки $m_{дл} = 0,66$ (режим нагружения В, табл. 4 [4]).

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1 = 1,287 \text{ кН/см}^2,$$

где $R_{и}^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{в} = 1$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]).

Подставляем найденные значения в формулу проверки прочности при косом изгибе:

$$\frac{79,032 \cdot 6}{b \cdot (1,5b)^2} + \frac{7,388 \cdot 6}{1,5b \cdot b^2} \leq 1,287.$$

Отсюда находим ширину и высоту сечения бруска.

$$b \geq \sqrt[3]{\frac{240,304}{1,287}} = 5,716 \text{ см}, \quad h = 1,5 \cdot 5,716 = 8,574 \text{ см}.$$

В соответствии с сортаментом [5] принимаем брусок сечением 60 x 100 мм.

Произведем проверку принятого сечения на действие монтажной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$. В случае данной конструкции существует два опасных места приложения сосредоточенной силы. На расстоянии $l/4$ от опоры брусок будет испытывать косой изгиб, а в середине пролета скатной составляющей не будет, но момент от нормальной составляющей будет максимальный.

Произведем проверку для каждого случая.

При приложении P на расстоянии $l/4$.

Изгибающие моменты относительно главных осей:

$$M_x = \frac{3 \cdot P \cdot \cos \alpha \cdot l}{16} = \frac{3 \cdot 1,2 \cdot \cos \alpha \cdot 300}{16} = 63,226 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_y = \frac{P \cdot \sin \alpha \cdot l}{4} = \frac{1,2 \cdot \sin 20,5^\circ \cdot 150}{4} = 15,76 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Моменты сопротивления относительно главных осей:

$$W_x = \frac{6 \cdot 10^2}{6} = 100 \text{ см}^3, \quad W_y = \frac{10 \cdot 6^2}{6} = 60 \text{ см}^3.$$

Расчетное сопротивление древесины изгибу:

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 1,95 \cdot 0,8 \cdot 1 = 1,56 \text{ кН/см}^2.$$

Производим проверку прочности при косом изгибе:

$$\frac{63,226}{100} + \frac{15,76}{60} = 0,9 < 1,56 \text{ кН/см}^2.$$

При приложении P на расстоянии $l/2$.

Максимальный изгибающий момент:

$$M_x = \frac{P \cdot \cos \alpha \cdot l}{4} = \frac{1,2 \cdot \cos 20,5^\circ \cdot 300}{4} = 84,301 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления:

$$W_x = \frac{6 \cdot 10^2}{6} = 100 \text{ см}^3.$$

Производим проверку прочности для изгибаемого элемента (п. 7.9 [4]):

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{84,301}{100} = 0,85 \leq R_{и} = 1,56 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка выполняется.

Произведем проверку прогиба.

Прогиб брусков обрешетки найдем по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{EI_x}$$

где I_x – момент инерции

q^H – нормативная погонная нагрузка

E – модуль упругости древесины.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{6 \cdot 10^3}{12} = 500 \text{ см}^4,$$

$$q^H = \frac{q}{\gamma_f} = \frac{1,5 \cdot 10^{-4} \cdot 50}{1,35} = 0,00556 \text{ кН/см},$$

Допустимый прогиб, согласно таблице Д1 [3], при пролете 3 м составляет:

$$[f_{\text{пр}}] = \frac{l}{150} = \frac{300}{150} = 2 \text{ см}$$

Произведем проверку прогиба

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,00556 \cdot 300^4}{1000 \cdot 500} = 1,173 \text{ см}, < 2 \text{ см}.$$

Проверка выполнена. Сечение 60 x 100 мм удовлетворяет условиям задачи.

Задача 3.1.2

Подобрать толщину досок рабочего настила под рулонную кровлю холодного покрытия при следующих условиях: пролет настила (расстояние между балками) $l = 1,5$ м, доски сосновые II сорта, условия эксплуатации I-го класса, расчетная нагрузка 1,2 кПа, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,35$.

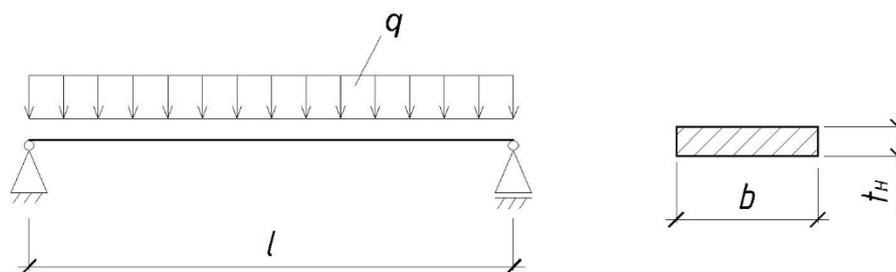


Рис. 3.2

Решение:

Расчет настила производим из условия прочности для изгибаемого элемента (п. 7.9 [4]):

$$\frac{M}{W_{\text{расч}}} \leq R_{\text{и}}.$$

Определяем необходимую толщину досок из условия прочности от воздействия равномерно-распределенной нагрузки 1,2 кПа. При расчете будем рассматривать условно вырезанную полосу шириной 1 м.

Расчетная погонная нагрузка:

$$q = 1,2 \cdot 1 = 1,2 \text{ кН/м.}$$

Максимальный изгибающий момент:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,2 \cdot 1,5^2}{8} = 0,3375 \text{ кН} \cdot \text{м} = 33,75 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Момент сопротивления:

$$W = \frac{bt_n^2}{6} = \frac{100 \cdot t_n^2}{6}.$$

При расчете на совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузки $m_{дл} = 0,66$ (режим нагружения В, табл. 4 [1]).

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1 = 1,287 \text{ кН/см}^2.$$

где $R_{и}^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{в} = 1$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]).

Подставим все значения в исходную формулу и определим необходимую толщину t_n :

$$\frac{0,3375 \cdot 6}{1 \cdot t_n^2} \leq 1,287,$$
$$t_n \geq \sqrt{\frac{33,75 \cdot 6}{1,287 \cdot 100}} = 1,26 \text{ см.}$$

Определяем необходимую толщину досок из условия прочности от воздействия сосредоточенной (монтажной) нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$ (собственным весом настила пренебрегаем). Согласно (п. 9.16 [1]), при сплошном настиле нагрузку от сосредоточенной силы следует передавать на две доски.

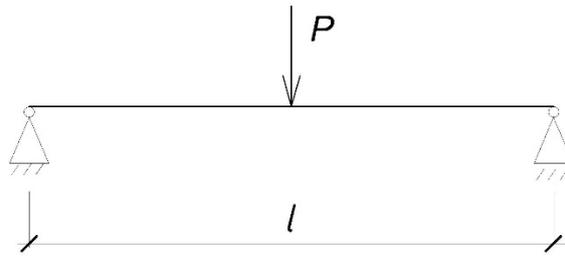


Рис. 3.3

Принимаем ширину доски 150 мм.

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{1,2 \cdot 150}{4} = 45 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$W = \frac{bt_H^2}{6} = \frac{2 \cdot 15 \cdot t_H^2}{6}.$$

При расчете на действие монтажной нагрузки $m_{дл} = 0,8$ (режим нагружения Г, табл. 4 [1]).

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 1,95 \cdot 0,8 \cdot 1 = 1,56 \text{ кН/см}^2.$$

Подставим все значения в исходную формулу и определим необходимую толщину t_H :

$$\frac{45 \cdot 6}{2 \cdot 15 \cdot t_H^2} \leq 1,56,$$

$$t_H \geq \sqrt{\frac{45 \cdot 6}{1,56 \cdot 2 \cdot 15}} = 2,41 \text{ см}.$$

В соответствии с сортаментом [5], принимаем доски 25 x 150 мм.

Что бы окончательно принять выбранное сечение, его необходимо проверить на прогиб. Предельно допустимый прогиб устанавливается таблицей Д.1 [3]:

$$f \leq f_{пр} = \frac{l}{127,5} = \frac{150}{127,5} = 1,17 \text{ см},$$

Прогиб находим по формуле:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{EI}$$

Нормативная погонная нагрузка:

$$q_H = \frac{q}{\gamma_f} = \frac{1,2 \cdot 10^{-4} \cdot 15}{1,35} = 0,00133 \text{ кН/см.}$$

Момент инерции:

$$I = \frac{bt_H^3}{12} = \frac{15 \cdot 2,5^3}{12} = 19,531 \text{ см}^4.$$

Модуль упругости древесины:

$$E = 10000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН/см}^2$$

Вычисляем прогиб:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,00133 \cdot 150^4}{1000 \cdot 19,531} = 0,45 \text{ см} < 1,17 \text{ см.}$$

Следовательно, сечение 25 x 150 мм полностью удовлетворяет условиям данной задачи.

3.2 Прогонь

Задача 3.2.1

Подобрать размеры поперечного сечения многопролетного неразрезного прогона из спаренных досок при следующих условиях: длина пролетов 6 м, расчетная нагрузка $q = 3,4 \text{ кН/м}$, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,35$, доски сосновые II сорта; толщиной 60 мм; условия эксплуатации – I-й класс.

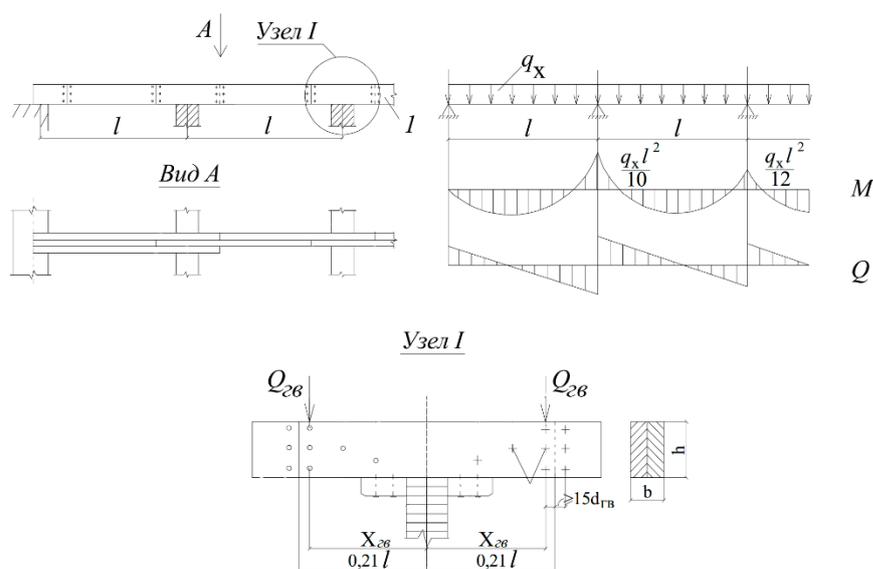


Рис. 3.4

Решение:

Размеры поперечного сечения досок определяем из условия прочности при изгибе (п. 7.9 [4]):

$$\frac{M}{W} \leq R_{и}$$

Максимальный изгибающий момент:

$$M = \frac{ql^2}{12} = \frac{3,4 \cdot 10^{-2} \cdot 600^2}{12} = 1020 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Момент сопротивления:

$$W_{тр} = 2 \cdot \frac{bh^2}{6} = 2 \cdot \frac{6 \cdot h^2}{6} = 2 \cdot h^2 \text{ см}^3.$$

Расчетное сопротивление древесины изгибу:

$$R_{и} = R_{и}^A \cdot m_{дл} \cdot m_{в} = 1,95 \cdot 0,66 \cdot 1 = 1,287 \text{ кН/см}^2;$$

где $R_{и}^A = 19,5 \text{ МПа} = 1,95 \text{ кН/см}^2$ – расчетное сопротивление изгибу вдоль волокон для элемента прямоугольного сечения (табл. 3, [4]);

$m_{дл} = 0,66$ коэф. длительной прочности (табл. 4 [1]);

$m_{в} = 1$ – коэф., учитывающий условия эксплуатации (табл. 9, [4]).

Подставим найденные значения в первоначальную формулу и выразим высоту сечения $h_{тр}$:

$$h_{тр} = \sqrt{\frac{1020}{2 \cdot 1,287}} = 19,907 \text{ см}.$$

Принимаем сечение прогона из двух досок 60 x 200 мм, в соответствии с сортаментом [5].

Прогиб найдем по формуле:

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{q^H \cdot l^4}{EI_x}$$

где I_x – момент инерции

q^H – нормативная погонная нагрузка

E – модуль упругости древесины, $E = 1000 \text{ кН/см}^2$.

$$I_x = \frac{6 \cdot 20^3}{12} = 4000 \text{ см}^4;$$

$$q^H = \frac{q}{\gamma_f} = \frac{3,4}{1,35} = 2,52 \text{ кН/м.}$$

Допустимый прогиб, согласно таблице Д1 [3], при пролете 6 м составляет:

$$[f_{\text{пр}}] = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см}$$

Произведем проверку прогиба

$$f = \frac{1}{384} \cdot \frac{2,52 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{1000 \cdot 2 \cdot 4000} = 1,07 \leq [f_{\text{пр}}] = 3 \text{ см.}$$

Определим необходимое количество гвоздей диаметром $d = 5$ мм, необходимых для крепления стыка досок неразрезного прогона. Примем гвозди длиной 120 мм.

$$n_{\text{г}} = \frac{M_{\text{оп}}}{2 \cdot x_{\text{г}} \cdot T_{\text{min}}},$$

где $n_{\text{г}}$ – количество гвоздей стыка,

$M_{\text{оп}}$ – изгибающий момент на опоре,

$x_{\text{г}}$ – расстояние от опоры до оси размещения гвоздей в стыке.

T_{min} – минимальная расчетная несущая способность одного гвоздя (табл. 18 [4]).

$$M_{\text{оп}} = 1020 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$x_{\text{г}} = 0,21 \cdot l - 15 \cdot d = 0,21 \cdot 600 - 15 \cdot 0,5 = 118,5 \text{ см.}$$

Несущая способность гвоздя из условия смятия древесины

$$T_c = 1,5 \cdot k_{\text{н}} \cdot a \cdot d = 1,5 \cdot 0,35 \cdot (6 - 0,2 - 1,5 \cdot 0,5) \cdot 0,5 = 1,32 \text{ кН}$$

Несущая способность гвоздя из условия изгиба гвоздя:

$$T_{\text{и}} = 3,1d + 0,012 \cdot a^2 = 3,1 \cdot 0,5^2 + 0,012 \cdot (6 - 0,2 - 1,5 \cdot 0,5)^2 = 1,08 \text{ кН.}$$

$$T_{\text{и}} \leq T_{\text{и}}^{\text{max}} = 5 \cdot d^2 = 5 \cdot 0,5^2 = 1,25 \text{ кН.}$$

Минимальная расчетная несущая способность одного гвоздя:

$$T_{\text{min}} = T_{\text{и}} = 1,08 \text{ кН.}$$

Найдем необходимое количество гвоздей:

$$n_{\Gamma} = \frac{1020}{2 \cdot 118,5 \cdot 1,08} = 3,99.$$

Принимаем 4 гвоздя.

3.3 Панели покрытия

Задача 3.3.1

Произвести проверку несущей способности и жесткости клеефанерной панели при следующих условиях: пролет $l = 6$ м, ширина панели $B = 1,5$ м, расчетная нагрузка $q = 1,8$ кПа, коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,35$, верхняя обшивка – фанера берёзовая толщиной 8 мм, нижняя обшивка – фанера берёзовая толщиной 6 мм, ребра – доски из сосны II сорта, условия эксплуатации V . Сечение представлено на рисунке.

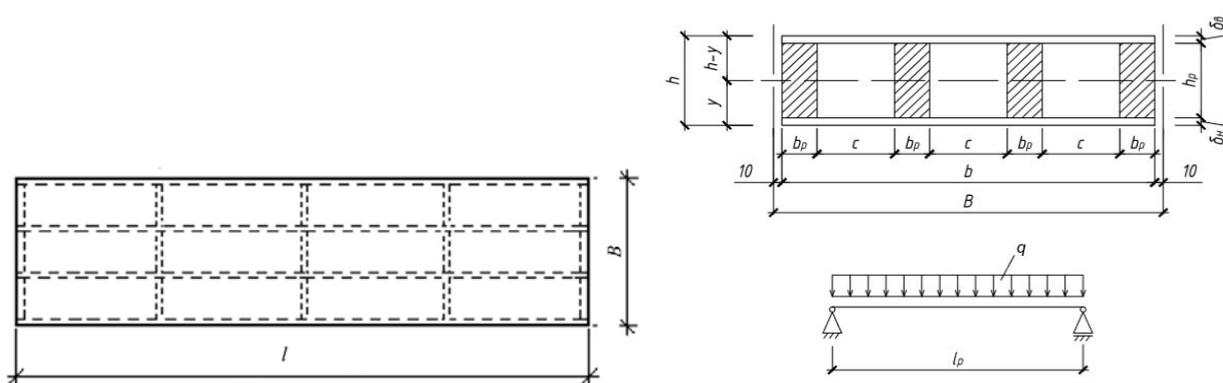


Рис. 3.5

Решение:

Произведем статический расчет.

Максимальный изгибающий момент в панели:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,8 \cdot 1,5 \cdot 5,945^2}{8} = 11,93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальная поперечная сила в панели:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,8 \cdot 1,5 \cdot 5,945}{2} = 8,026 \text{ кН},$$

Определим все необходимые расчетные характеристики материалов:

- Верхняя обшивка:

$$R_{\text{ф.с.}}^A = 18 \text{ МПа}, R_{\text{ф.и.}}^{A,90} = 10 \text{ МПа}, R_{\text{ф.ск.}}^A = 1,2 \text{ МПа}.$$

- Нижняя обшивка:

$$R_{\text{ф.р.}}^A = 21 \text{ МПа}, R_{\text{ф.ск.}}^A = 10 \text{ МПа}.$$

- Ребра:

$$R_{\text{и}}^A = 19,5 \text{ МПа}, R_{\text{ск}}^A = 2,4 \text{ МПа}.$$

Модуль упругости фанеры $E_{\text{ф}} = 9000 \text{ МПа} = 9 \text{ ГПа}$, древесина $E_{\text{др}} = 10000 \text{ МПа} = 10 \text{ ГПа}$.

Расчетный пролет панели составляет

$$l_p = l - 2 \cdot 5,5 \text{ см} = 600 - 2 \cdot 5,5 = 589 \text{ см}.$$

Так как фанера и древесина имеют разные модули упругости, для расчета составного сечения необходимо найти приведенный момент инерции (п. 7.27 [4]), для этого:

Найдем расчетную ширину фанерных обшивок. Согласно п. 7.27 [4], так как выполняется условие $l \geq 6a$, то $b_{\text{рас}} = 0,9b$.

$$l = 5,89 \text{ см} < 6a = 6 \cdot (43,5 + 4,4) = 287,4 \text{ см},$$

$$b_{\text{рас}} = 0,9b = 0,9 \cdot 148,0 = 133,2 \text{ см}$$

Найдем расчетные площади всех элементов панели.

Площадь верхней обшивки:

$$F_{\text{во}} = \delta_{\text{во}} \cdot b_{\text{рас}} = 0,8 \cdot 133,2 = 106,56 \text{ см}^2.$$

Площадь нижней обшивки:

$$F_{\text{но}} = \delta_{\text{но}} \cdot b_{\text{рас}} = 0,6 \cdot 133,2 = 79,92 \text{ см}^2.$$

Площадь ребер ($n = 4$ – кол-во ребер):

$$F_{\text{р}} = b_{\text{р}} \cdot h_{\text{р}} \cdot n = 4,4 \cdot 16,8 \cdot 4 = 295,68 \text{ см}^2.$$

Приведенная (к материалу фанеры) площадь поперечного сечения:

$$F_{\text{пр}} = F_{\text{во}} + \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} \cdot F_{\text{р}} + F_{\text{но}} = 106,56 + \frac{10}{9} \cdot 295,68 + 79,92 = 515,01 \text{ см}^2.$$

Приведенный статический момент всего сечения относительно оси, проходящей через нижнюю грань нижней обшивки:

$$S_{\text{пр.}x1} = S_{\text{во}} + \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} \cdot S_{\text{р}} + S_{\text{но}},$$

$$\begin{aligned} S_{\text{пр.}x1} &= 106,56 \cdot \left(0,6 + 16,8 + \frac{0,8}{2}\right) + \frac{10}{9} \cdot 295,68 \cdot \left(0,6 + \frac{16,8}{2}\right) + 79,92 \cdot \frac{0,6}{2} \\ &= 4933,8 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Разделив найденный выше приведенный статический момент $S_{\text{пр.}x1}$ на приведенную площадь, найдем расстояние от оси $x1$ до нейтральной линии сечения.

$$y = \frac{S_{\text{пр.}x1}}{F_{\text{пр}}} = \frac{4933,8}{515,01} = 9,58 \text{ см},$$

$$\text{соответственно } h - y = (0,6 + 16,8 + 0,8) - 9,58 = 8,62 \text{ см}.$$

Приведенный момент инерции относительно нейтральной оси складывается из моментов инерции всех элементов панели:

$$I_{\text{пр}} = I_{\text{во}} + \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} I_{\text{р}} + I_{\text{но}}.$$

Момент инерции верхней обшивки относительно нейтральной оси сечения панели (пренебрегаем моментом инерции обшивки относительно собственной оси в виду ее малости):

$$I_{\text{во}} = F_{\text{во}} \cdot \left(h - y - \frac{\delta_{\text{во}}}{2}\right)^2 = 106,56 \cdot \left(8,62 - \frac{0,8}{2}\right)^2 = 7200 \text{ см}^4$$

Момент инерции ребер относительно нейтральной оси сечения панели:

$$\begin{aligned} I_{\text{р}} &= \frac{b_{\text{р}} \cdot h_{\text{р}}^3}{12} \cdot n + F_{\text{р}} \cdot \left(y - \delta_{\text{но}} - \frac{h_{\text{р}}}{2}\right)^2 \\ &= \frac{4,4 \cdot 16,8^3}{12} \cdot 4 + 295,68 \cdot \left(9,58 - 0,6 - \frac{16,8}{2}\right)^2 = 7053,9 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент инерции нижней обшивки относительно нейтральной оси сечения панели (пренебрегаем моментом инерции обшивки относительно собственной оси в виду ее малости):

$$I_{\text{но}} = F_{\text{но}} \cdot \left(y - \frac{\delta_{\text{но}}}{2}\right)^2 = 79,92 \cdot \left(9,58 - \frac{0,6}{2}\right)^2 = 6882,58 \text{ см}^4$$

Вычислим приведенный момент инерции:

$$I_{\text{пр}} = 7200 + \frac{10}{9} 7053,86 + 6882,58 = 21920,2 \text{ см}^4.$$

Моменты сопротивления обшивок равны:

$$W_{\text{пр}}^{\text{во}} = \frac{I_{\text{пр}}}{h - y} = \frac{21920,2}{8,62} = 2542,95 \text{ см}^3,$$

$$W_{\text{пр}}^{\text{но}} = \frac{I_{\text{пр}}}{y} = \frac{21920,2}{9,58} = 2288,13 \text{ см}^3.$$

Теперь перейдем к выполнению всех необходимых проверок.

Прочность нижней обшивки (п. 7.26 [4]):

$$\frac{M}{W_{\text{пр}}} \leq m_{\phi} \cdot R_{\phi, \text{р.}}$$

$$\frac{11,93 \cdot 100}{2288,13} = 0,522 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,6 \cdot 2,1 \cdot 0,66 = 0,83 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

В этой проверке расчетное сопротивление умножено, помимо коэффициента $m_{\text{дл}} = 0,66$ (в данном случае режим нагружения B), на коэффициент $m_{\phi} = 0,6$ (для фанеры обычной), который учитывает снижение расчетного сопротивления в стыках фанеры. Если стыка в данном сечении нет, то $m_{\phi} = 1$, таким образом в данной проверке учтем самый худший случай.

Устойчивость верхней обшивки (п. 7.28 [4]):

$$\frac{M}{\left(\frac{E}{E_{\phi}} \cdot I + \varphi_{\phi} \cdot I_{\phi} \right)} \cdot (h_{\text{пл}} - y_0) \leq R_{\phi, \text{р.}}$$

$$\frac{11,93 \cdot 100}{\frac{10}{9} \cdot 7053,9 + 0,422 \cdot 7200,1} \cdot 8,62 = 0,946 < 1,8 \cdot 0,66 = 1,188 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

так как $\frac{c}{\delta} = \frac{43,5}{0,8} = 54,4 > 50$, следовательно $\varphi_{\phi} = \frac{1250}{54,4^2} = 0,422$.

Прочность верхней обшивки на местный изгиб (п. 7.28 [4]):

$$\frac{M}{W} \leq R_{\phi, \text{и}}^{90}.$$

В данной проверке рассматривается участок верхней обшивки между продольными ребрами, поэтому изгибающий момент и момент сопротивления

находим для балки, заделанной по концам с сосредоточенной силой $P = 1,2$ кН в середине пролета, сечение $100(h) \times \delta(b)$, 100 см – условная ширина распределения сосредоточенной силы.

$$M = \frac{P \cdot c}{8} = \frac{1,2 \cdot 43,5}{8} = 6,53 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$W = \frac{100 \cdot 0,8^2}{6} = 10,667 \text{ см}^3.$$

$$\frac{6,53}{10,667} = 0,612 < 1 \cdot 0,8 = 0,8.$$

Прочность ребер по нормальным напряжениям:

- на границе с нижней обшивкой:

$$\frac{M}{I_{\text{пр}}} \cdot (y - \delta_{\text{но}}) \cdot \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} \leq R_u.$$

$$\frac{11,93 \cdot 100}{21920,3} \cdot (9,58 - 0,6) = 0,489 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 1,95 \cdot 0,66 = 1,287 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

- на границе с верхней обшивкой:

$$\frac{M}{I_{\text{пр}}} \cdot (h - y - \delta_{\text{во}}) \cdot \frac{E_{\text{др}}}{E_{\text{ф}}} \leq R_u.$$

$$\frac{11,93 \cdot 100}{21920,3} \cdot (8,62 - 0,8) = 0,437 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 1,287 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Прочность ребер по касательным напряжениям.

Прочность ребер по касательным напряжениям (п. 7.29 [4]):

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{пр}}}{I_{\text{кр}} \cdot b_{\text{рас}}} \leq R_{\text{ск}}.$$

Статический момент $S'_{\text{пр}}$ будут равен:

$$\begin{aligned} S'_{\text{пр}} &= F_{\text{во}} \left(h - y - \frac{\delta_{\text{во}}}{2} \right) + b_p \cdot \frac{(h - y - \delta_{\text{во}})^2}{2} \cdot n \\ &= 106,56 \cdot \left(8,62 - \frac{0,8}{2} \right) + 4,4 \cdot \frac{(8,62 - 0,8)^2}{2} \cdot 4 = 1080,36 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

$$\frac{8,026 \cdot 1080,36}{21920,3 \cdot 4,4 \cdot 4} = 0,023 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,12 \cdot 0,66 = 0,079 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Прочность клеевых швов на скалывание (п. 7.29 [4]):

$$\frac{Q \cdot S'_{\text{пр}}}{I_{\text{кр}} \cdot b_{\text{рас}}} \leq R_{\text{ск}}.$$

Статический момент $S'_{\text{пр}}$ будут равен:

$$S'_{\text{пр}} = 106,56 \cdot \left(8,62 - \frac{0,8}{2} \right) = 875,93 \text{ см}^3.$$

$$\frac{8,026 \cdot 875,93}{21920,3 \cdot 4,4 \cdot 4} = 0,019 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,24 \cdot 0,66 = 0,158 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Проверка прогибов:

$$f \leq [f_{\text{пр}}]$$

Предельно допустимый прогиб устанавливается таблицей Д.1 [3]:

$$f \leq f_{\text{пр}} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ см},$$

Прогиб панели, в соответствии с п. 7.36 [4]:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^{\text{н}} \cdot l^4}{0,7EI}$$

Нормативная погонная нагрузка:

$$q^{\text{н}} = \frac{1,8}{1,35} \cdot 1,5 = 2 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,02 \frac{\text{кН}}{\text{см}},$$

Модуль упругости фанеры:

$$E = 9000 \text{ МПа} = 900 \text{ кН/см}^2$$

Вычисляем прогиб:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,02 \cdot 589^4}{0,7 \cdot 900 \cdot 21920,3} = 2,27 \text{ см} \leq 3 \text{ см},$$

Проверка выполнена.

4 Клееные балки

4.1 Дощатоклееные балки

Задача 4.1.1

Проверить несущую способность дощатоклееной балки при следующих условиях: нагрузка $q = 6$ кН/м, пролет $l = 15$ м, сечение на опорах $50(h_{\text{оп}}) \times 15(b)$ см, в середине $75(h_{\text{ср}}) \times 15(b)$ см, коэффициент надежности $\gamma_f = 1,35$, доски сосновые I-го класса, режим нагружения B.

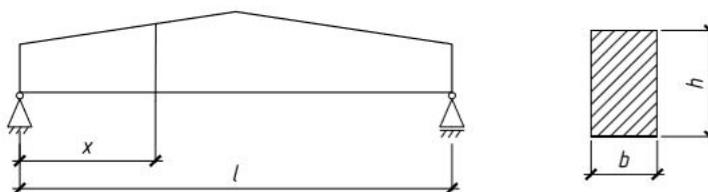


Рис. 4.1

Решение:

Проверяем балку по нормальным напряжениям. В балках с переменным сечением опасное сечение будет находиться не по середине, поэтому необходимо определить расстояние от опоры до опасного сечения.

$$x = \frac{l}{2} \cdot \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{ср}}} = \frac{15}{2} \cdot \frac{0,5}{0,75} = 5 \text{ м.}$$

Изгибающий момент в сечении x :

$$M_x = \frac{qx}{2} \cdot (l - x) = \frac{6 \cdot 5}{2} \cdot (15 - 5) = 150 \text{ кН.}$$

Высота балки в сечении x :

$$h_x = h_{\text{оп}} + \frac{2 \cdot (h_{\text{ср}} - h_{\text{оп}})}{l} \cdot x = 50 + \frac{2 \cdot (75 - 50)}{1500} \cdot 500 = 66,6 \text{ см.}$$

Момент сопротивления в сечении x :

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 66,6^2}{6} = 11088,9 \text{ см}^3.$$

Проверка прочности балки:

$$\frac{M_x}{W_x} = \frac{15000}{11088,9} = 1,353 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \leq R_u = 1,414 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

$$R_u^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{б}} \cdot m_{\text{сл}} = 2,4 \cdot 0,66 \cdot 0,94 \cdot 0,95 = 1,414 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Прочность по нормальным напряжениям обеспечена.

Проверяем прочность балки на действие касательных напряжений.

Максимальная поперечная сила:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6 \cdot 15}{2} = 45 \text{ кН}.$$

Максимальная поперечная сила действует в опорном сечении.

$$I = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^3}{12} = \frac{15 \cdot 50^3}{12} = 156250 \text{ см}^4,$$

$$S = \frac{b \cdot h_{\text{оп}}^2}{8} = \frac{15 \cdot 50^2}{8} = 4687,5 \text{ см}^3.$$

Проверяем прочность по касательным напряжениям:

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot b} = \frac{45 \cdot 4687,5}{156250 \cdot 15} = 0,09 < R_{\text{ск}} = 0,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

$$R_{\text{ск}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{сл}} = 0,24 \cdot 0,66 \cdot 0,95 = 0,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Прочность по касательным напряжениям обеспечена.

Проверим устойчивость балки. Так как в условии не сказано о закреплении верхнего пояса, предполагаем, что закреплений нет, поэтому:

$$l_p = l = 15 \text{ м}.$$

$$\varphi_m = 140 \cdot \frac{b^2}{l_p \cdot h} \cdot k_{\phi} \cdot k_{\text{жМ}} = 140 \cdot \frac{15^2}{1500 \cdot 75} \cdot 1,13 \cdot 0,85 = 0,268,$$

$$k_{\phi} = 1,13 - 0,13 \cdot \alpha = 1,13, \quad k_{\text{жМ}} = \beta^{\frac{e}{5}} = 0,667^{\frac{2}{5}} = 0,85,$$

$$\beta \cdot h_{\text{ср}} = h_{\text{оп}}, \quad \beta = \frac{h_{\text{оп}}}{h_{\text{ср}}} = 0,667.$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6 \cdot 15^2}{8} = 168,75 \text{ кН} \cdot \text{м} = 16875 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 75^2}{6} = 16062,5 \text{ см}^3,$$

$$\frac{M}{\varphi_m \cdot W} = \frac{16875}{0,268 \cdot 14062,5} = 4,48 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_u = 1,376 \text{ кН/см}^2,$$

$$R_u = R_u^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\delta} = 2,4 \cdot 0,66 \cdot 0,95 \cdot 0,915 = 1,376.$$

Устойчивость не обеспечена.

При заданном условии необходимо поставить связи с шагом не более 4,5 м. Тогда получится $\varphi_m = 0,896$.

$$\frac{M}{\varphi_m \cdot W} = \frac{16875}{0,896 \cdot 14062,5} = 1,339 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_u = 1,376 \text{ кН/см}^2,$$

Устойчивость обеспечена.

Проверим балку на прогиб:

$$f = \frac{f_0}{k} \cdot \left[1 + c \cdot \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right],$$

$$f_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^4 \cdot l^4}{EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0444 \cdot 1500^4}{1000 \cdot 527343} = 5,56 \text{ см},$$

$$I_{\text{ср}} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 75^3}{12} = 527343 \text{ см}^4,$$

$$k = 0,15 + 0,85\beta = 0,15 \cdot 0,85 \cdot \frac{50}{75} = 0,717,$$

$$c = 15,4 + 3,8\beta = 15,4 + 3,8 \cdot \frac{50}{75} = 17,93,$$

$$f = \frac{5,56}{0,717} \cdot \left[1 + 17,93 \cdot \left(\frac{75}{1500} \right)^2 \right] = 8,102 \text{ см},$$

$$[f] = \frac{1500}{262,5} = 5,714 \text{ см}.$$

Данная балка не удовлетворяет условиям жесткости.

Необходимо увеличить сечение до

$$h_{\text{ср}} = 85 \text{ см}, h_{\text{оп}} = 60 \text{ см},$$

при высоте помещения:

– до 6 м

$$f_0 = 3,813, \quad k = 0,75, \quad c = 18,082, \quad f = 5,379.$$

– более 6 м

$$h_{\text{cp}} = 80 \text{ см}, h_{\text{он}} = 55 \text{ см}.$$

$$f_0 = 4,573, \quad k = 0,734, \quad c = 18,013, \quad f = 6,549.$$

Литература

1. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. / ЦНИИ строительных конструкций им. В.А. Кучеренко – 1983
2. СП 16.13330.2017. «Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*». / Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2017. – 146с.
3. СП 20.13330.2016. «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*». / Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2016. – 102с.
4. СП 64.13330.2017 «Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80». / Минстрой России. – М.: ОАО «ЦПП», 2016. – 97с.
5. ГОСТ 8486-86 «Пиломатериалы хвойных пород. Технические условия». / Стандартиформ. – М.: 2007 – 7с.