

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

НОВОСИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ
(СИБСТРИН)

**Кафедра металлических
и деревянных конструкций**

ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ ЗДАНИЙ

Методические указания
по выполнению курсовой работы по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов,
обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство» и специальности
08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»
всех форм обучения

НОВОСИБИРСК 2019

Методические указания разработаны
канд. техн. наук, доцентом Е.Л. Прижуковой,
канд. техн. наук, доцентом А.В. Павликом,
иллюстрации выполнены инженером Н.Ф. Прижуковым

Утверждены учебно-методической комиссией
строительного факультета
13 мая 2019 года

Рецензенты:

- В.В. Пуртов, канд. техн. наук, доцент кафедры МДК
НГАСУ (Сибстрин);
- Т.П. Бацунова, канд. техн. наук, доцент кафедры
МДК НГАСУ (Сибстрин)

© Новосибирский государственный
архитектурно-строительный
университет (Сибстрин), 2019

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	2
1. ПРИМЕР РАСЧЁТА ДВОЙНОГО ДОЩАТОГО НАСТИЛА ДЛЯ НЕОТАПЛИВАЕМОГО ЗДАНИЯ	2
2. ПРИМЕР РАСЧЁТА РАЗРЕЗНОГО ПРОГОНА НА КОСОЙ ИЗГИБ	9
3. ПРИМЕР РАСЧЁТА КОНСОЛЬНО-БАЛОЧНОГО ПРОГОНА	13
4. ПРИМЕР РАСЧЁТА НЕРАЗРЕЗНОГО ПРОГОНА ИЗ СПАРЕННЫХ ДОСОК	18
5. ПРИМЕР РАСЧЁТА УТЕПЛЁННОЙ КЛЕЕФАНЕРНОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ ПОД РУЛОННУЮ КРОВЛЮ	25
6. ПРИМЕР РАСЧЁТА ПАНЕЛИ С АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫМИ (ХРИЗОТИЛЦЕМЕНТНЫМИ) ОБШИВКАМИ	36
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	43
ПРИЛОЖЕНИЕ 1	45
ПРИЛОЖЕНИЕ 2	46
ПРИЛОЖЕНИЕ 3	46
ПРИЛОЖЕНИЕ 4	47
ПРИЛОЖЕНИЕ 5	47
ПРИЛОЖЕНИЕ 6	48
ПРИЛОЖЕНИЕ 7	48
ПРИЛОЖЕНИЕ 8	49

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания предназначены для студентов всех форм обучения при проектировании ограждающих конструкций покрытий из дерева и пластмасс. Изложенный материал может быть использован при выполнении выпускных квалификационных работ.

В методических указаниях рассмотрены примеры расчёта ограждающих конструкций покрытий, выполненных как с использованием прогонов (прогонное решение), так и с использованием плит (беспрогонное решение).

Прогоны, по которым укладываются настилы, могут быть разрезными и неразрезными (консольно-балочными и неразрезными из спаренных досок). Тип настила зависит от назначения здания и действующих нагрузок.

При беспрогонном решении в качестве ограждающих конструкций используются клеёфанерные плиты, а также плиты с обшивками из плоских асбестоцементных (хризотилцементных) листов или других листовых материалов.

1. ПРИМЕР РАСЧЁТА ДВОЙНОГО ДОЩАТОГО НАСТИЛА ДЛЯ НЕОТАПЛИВАЕМОГО ЗДАНИЯ

Необходимо запроектировать двойной дощатый настил для неотапливаемого здания (рис. 1).

Исходные данные

Уклон кровли $\alpha = 20^\circ$ ($\cos \alpha = 0,94$); шаг прогонов 1,0 м; шаг стропильных конструкций 3 м; объект строительства расположен в III снеговом районе с нормативной снеговой нагрузкой $S_g = 1,5$ кПа [6, табл. 10.1]; тип местности – С [6, п. 11.1.6]; 2 класс условий эксплуатации; температура воздуха в помещении – не более $+35^\circ\text{C}$; срок службы сооружения – не более 50 лет [5]; коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n = 1$ согласно [11].

Двойной дощатый настил состоит из нижнего разреженного рабочего настила (принимаем для него доски сечением $b \times h = 25 \times 150$ мм согласно сортаменту пиломатериалов (см. при-

ложение 1 или [12]), уложенные с зазором $s_0 = 100$ мм) и верхнего сплошного защитного настила толщиной $\delta = 16$ мм, уложенного к нижнему настилу под углом 45° (см. рис. 1).

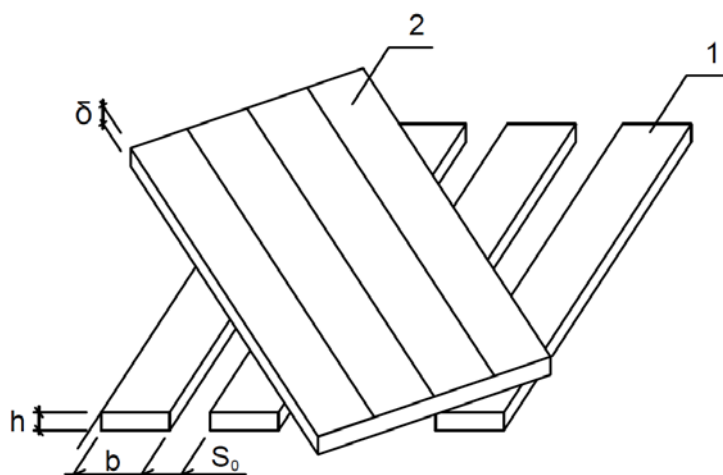


Рис. 1. Схема двойного дощатого настила:

1 – разреженный рабочий настил; 2 – сплошной защитный настил

Согласно [5, примечание 2 к табл. 3 с учётом изм. 1] расчётное сопротивление изгибу для элементов настила и обрешётки под кровлю из древесины третьего сорта следует принимать $R_u^A = 19,5$ МПа. Расчёт настила ведём для полосы шириной $b_{рас} = 1$ м.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия рассчитывается согласно [6, формула (10.1)]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. Согласно [6, п. 10.6] $c_e = 1$;

c_t – термический коэффициент. Согласно [6, п. 10.10] для типа местности С $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. Согласно [6, п. 10.4, прил. Б1] $\mu = 1,25$.

Тогда $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1,25 \cdot 1,5 = 1,875$ кПа .

Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия приведен в табл. 1.

Таблица 1

Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
<i>Постоянная</i>			
1. Трёхслойный рубероидный ковёр	0,100	1,3	0,130
2. Защитный настил: $\delta = 16 \text{ мм}, \gamma = 5 \text{ кН/м}^3$	0,0800	1,1	0,088
3. Рабочий настил: $b \times h = 25 \times 150 \text{ мм}, \gamma = 5 \text{ кН/м}^3$ $[0,15 \cdot 0,025 \cdot 5 \cdot 1 / (0,15 + 0,1)]$	0,075	1,1	0,083
Итого <i>постоянная</i> нагрузка	$g_n = 0,255$	–	$g = 0,301$
<i>Временная снеговая</i> нагрузка	$p_n = 1,875$	1,4	$p = 2,625$

При сплошном одинарном или двойном настиле касательной составляющей нагрузки, направленной вдоль ската, обычно пренебрегают и рассчитывают рабочий настил только на вертикальную составляющую нагрузки, расположенную перпендикулярно настилу. При углах наклона кровли к горизонту $\alpha \leq 10^\circ$ расчёт элементов кровли обычно ведут на нормальную составляющую нагрузки $q = g + p \cos \alpha$, при $\alpha \geq 10^\circ - q = (g + p \cos \alpha) \cdot \cos \alpha$.

Настил рассчитываем как двухпролётную неразрезную балку на два сочетания нагрузок:

1) на равномерно распределённую нагрузку от собственного веса g и снега p (по первому предельному состоянию – на

прочность, по второму предельному состоянию – по деформациям).

Поскольку в примере $\alpha = 20^\circ$, то полная расчётная погонная равномерно распределённая нагрузка для полосы шириной $b_{рас} = 1$ м.

$q_1 = (0,301 + 2,625 \times 0,94) \cdot 0,94 \cdot 1,0 = 2,6$ кН/м, а нормативная $q_n = (0,255 + 1,875 \cdot 0,94) \cdot 0,94 \cdot 1,0 = 1,896$ кН/м (рис. 2);

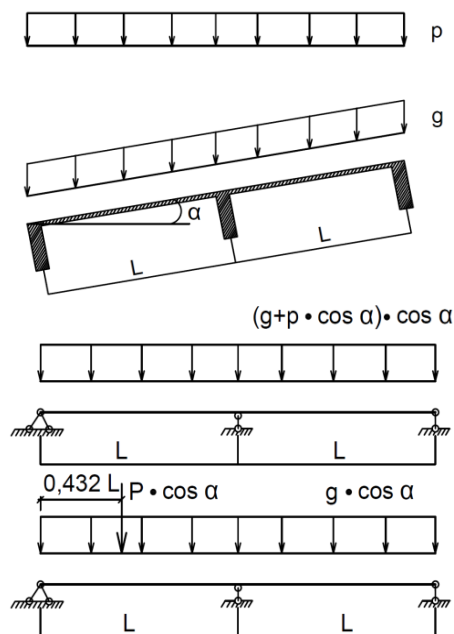


Рис. 2. Расчётная схема дощатого настила

2) на равномерно распределённую нагрузку от собственного веса g и сосредоточенную силу P – только на прочность.

Нагрузка от веса настила $q_2 = 0,301 \cdot 0,94 = 0,28$ кН/м.

Нормативное значение сосредоточенной силы от веса монтажника с инструментом $P_n = 1$ кН [6, п. 8.31б], коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ [6, п. 8.34], т.е. $P = P_n \cdot \gamma_f \cdot \cos \alpha = 1 \cdot 1,2 \cdot 0,94 = 1,13$ кН.

Благодаря наличию защитного настила действие сосредоточенного груза P от веса монтажника с инструментом считаем распределённым на ширину 0,5 м рабочего настила. Тогда расчётная сосредоточенная нагрузка, приходящаяся на ширину настила 1 м, $P_p = 1,13/0,5 = 2,26$ кН.

Расчётные характеристики древесины

Согласно [5, п. 6.1] расчётное сопротивление древесины определяется по формуле

$$R_p = R^A \cdot m_{dl} \cdot Pmi,$$

где R^A – расчётное сопротивление древесины, МПа, приведенное в [5, табл. 3], влажностью 12% для режима нагружения А, согласно [5, табл. 4], в сооружениях 2-го класса функционального назначения, согласно [5, прил. А], при сроке эксплуатации не более 50 лет;

m_{dl} – коэффициент длительной прочности, соответствующий режиму загрузки [5, табл. 4]. Для первого сочетания нагрузок принимается режим нагружения В, при котором $m_{dl} = 0,66$. Для второго сочетания нагрузок принимается режим нагружения Г, при котором $m_{dl} = 0,8$;

Pmi – произведение коэффициентов условий работы [5, п. 6.9].

Принимая во внимание исходные данные, при расчёте необходимо учесть следующие коэффициенты условий работы:

$m_e = 1$ – коэффициент, учитывающий влажностные [5, табл. 9 с учётом изм. 1]; $m_T = 1$ – коэффициент, учитывающие температурные условия эксплуатации [5, п. 6.9б]; $m_{c.c} = 1$ – коэффициент, учитывающий срок службы [5, табл. 13].

Тогда расчётное сопротивление древесины изгибу будет равно:

– для первого сочетания нагрузок

$$R_{u1} = 19,5 \cdot 0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 12,87 \text{ МПа};$$

– для второго сочетания нагрузок

$$R_{u2} = 19,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 15,6 \text{ МПа}.$$

Проверка рабочего настила на прочность

1. Проверка на прочность для *первого сочетания нагрузок* ведётся по формуле

$$\sigma_u = \frac{M}{W} \leq R_{u1},$$

где M – максимальный изгибающий момент, кН·м;

W – момент сопротивления поперечного сечения, м³;

Максимальный изгибающие моменты для первого сочетания нагрузок

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = \frac{2,6 \cdot 1,0^2}{8} = 0,33 \text{ кН·м.}$$

Момент сопротивления настила

$$W = \frac{bh^2}{6} \cdot \frac{1}{0,15 + 0,1} = \frac{0,15 \cdot 0,025^2}{6} \cdot \frac{1}{0,15 + 0,1} = 6,25 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Напряжение изгиба

$$\sigma_u = \frac{M_1}{W} = \frac{0,33 \cdot 10^{-3}}{6,25 \cdot 10^{-5}} = 5,28 \leq R_{u1} = 12,87 \text{ МПа.}$$

Недонапряжение составляет

$$100\% \cdot (12,87 - 5,28) / 12,87 = 59\% > 25\%.$$

Условие не выполняется, но оставляем толщину 25 мм из конструктивных соображений. Принятая высота сечения удовлетворяет условиям прочности.

2. Расчёт прочности для *второго сочетания нагрузок* производится по формуле

$$\sigma_u = \frac{M}{W} \leq R_{u2}.$$

Для второго сочетания нагрузок:

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,07q_2 \cdot L^2 + 0,207 \cdot P_p \cdot L = \\ &= 0,07 \cdot 0,28 \cdot 1,0^2 + 0,207 \cdot 2,26 \cdot 1,0 = 0,49 \text{ кН·м;} \end{aligned}$$

$$\sigma_u = \frac{M_2}{W} = \frac{0,49 \cdot 10^{-3}}{6,25 \cdot 10^{-5}} = 7,87 \leq R_{u2} = 15,6 \text{ МПа.}$$

Прочность обеспечена.

Недонапряжение составляет

$$100\% \cdot (15,6 - 7,87) / 15,6 = 50\% > 25\%.$$

Условие не выполняется, оставляем толщину 25 мм из конструктивных соображений. Принятая высота сечения удовлетворяет условиям прочности.

Проверка рабочего настила по деформациям

Момент инерции настила

$$I = \frac{b_{расч} \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot 0,025^3}{12} = 1,3 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

$$f = \frac{2,13 \cdot q_n \cdot L^4}{384EI} = \frac{2,13 \cdot 1,896 \cdot 1,0^4}{384 \cdot 8000 \cdot 10^3 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6}} = 0,001 \text{ м,}$$

где f – прогиб, м.

$f/L = 0,0015 / 1,0 = 0,001 < [f/L] = 1 / 120 = 0,008$ – условие выполняется.

Средний модуль упругости при изгибе древесины 3 сорта $E_{0,ср} = 8000 \text{ МПа}$, согласно [5, табл. В.3]. Расчётное значение согласно [5, п. 6.10] будет равно $E = E_{0,ср} m_{дл.Е} m_{\delta} m_T m_{с.с} = 8000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 8000 \text{ МПа}$.

Предельное значение прогиба $[f/L]$ принимается в соответствии с [6, табл. Д.1]

2. ПРИМЕР РАСЧЁТА РАЗРЕЗНОГО ПРОГОНА НА КОСОЙ ИЗГИБ

Исходные данные

При шаге стропильных конструкций $B = 3,0$ м принимаем разрезные прогоны из бруса 2 сорта, размерами $b_n \times h_n = 125 \times 150$ мм, согласно сортаменту пиломатериалов (прил. 1). Шаг прогонов $c_n = 1,5$ м. Уклон кровли $\alpha = 10^\circ$ ($\sin 10^\circ = 0,174$, $\cos 10^\circ = 0,98$).

Условия эксплуатации – 2 (коэффициенты, учитывающие температурно-влажностный режим эксплуатации, равны: $m_\theta = 1$, $m_T = 1$). Температура воздуха в помещении не более $+35^\circ$, срок службы сооружения не более 50 лет [5], коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n = 1$. Тип местности – С.

Согласно [5, табл. 3] расчётное сопротивление для древесины второго сорта прямоугольного сечения с шириной свыше 11 до 13 см, при высоте сечения свыше 11 см до 50 см, при изгибе $R_u^A = 21$ МПа. Принимается режим нагружения В, при котором $m_{\text{дл}} = 0,66$ [5, табл. 3]. Тогда расчётное сопротивление древесины изгибу $R_u = 21 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,66 = 13,86$ МПа

Средний модуль упругости древесины при изгибе $E_{0, \text{ср}} = 11\,000$ МПа [5, табл. В.3]. Расчётный модуль упругости при расчёте по второму предельному состоянию $E = E_{0, \text{ср}} m_{\text{дл}, E} m_\theta m_T = 11\,000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 11\,000$ МПа [5, п. 6.10].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия рассчитывается согласно [6, формула (10.1)]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. Согласно [6, п. 10.6] $c_e = 1$;

c_t – термический коэффициент. Согласно [6, п. 10.10] для типа местности С $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. При угле наклона кровли

меньше 15° коэффициент $\mu = 1$ [6, прил. Б]. При расчёте прогонов необходимо учитывать требования прим. 4 к п. 10.4 [6], тогда $\mu = 1,1$;

S_g – нормативное значение веса снегового покрова, $S_g = 1,5$ кПа согласно [6, табл. 10.1] (расчёт ведётся для III снегового района).

Тогда $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1,5 = 1,65$ кПа.

Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия приведён в табл. 2.

Таблица 2

Сбор нагрузок на 1 м^2 покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м^2
<i>Постоянная</i>			
1. Трёхслойный рубероидный ковёр	0,100	1,3	0,130
2. Рабочий настил: $\delta_n \cdot \gamma = 0,025 \cdot 5$	0,125	1,1	0,138
3. Утеплитель ROCKWOOL Light Mat: $\delta_y = 150$ мм, $\gamma = 0,3 \text{ кН/м}^3$	0,045	1,3	0,059
4. Пароизоляция Strotex 110 Pi	0,0007	1,3	0,00091
5. Подшивной слой из фанеры: $\delta = 7$ мм, $\gamma = 7 \text{ кН/м}^3$	0,049	1,1	0,054
6. Прогон $b_n \cdot h_n \cdot \gamma / c_n =$ $= 0,125 \cdot 0,150 \cdot 5 / 1,5$	0,063	1,1	0,069
Итого постоянная нагрузка	$g_n = 0,38$	–	$g = 0,45$
<i>Временная снеговая</i>	$p_n = 1,65$	1,4	$p = 2,31$
<i>Полная нагрузка</i>	$g_n + p_n =$ $= 2,03$	–	$g + p = 2,76$

При расчёте прогона следует иметь в виду, что он работает на кривой изгиб (рис. 3).

Погонная нагрузка на прогон при шаге 1,5 м:

– расчётная

$$q = (g + p) c_n = 2,76 \cdot 1,5 = 4,14 \text{ кН/м};$$

– нормативная

$$q_n = (g_n + p_n) c_n = 2,03 \cdot 1,5 = 3,05 \text{ кН/м}.$$

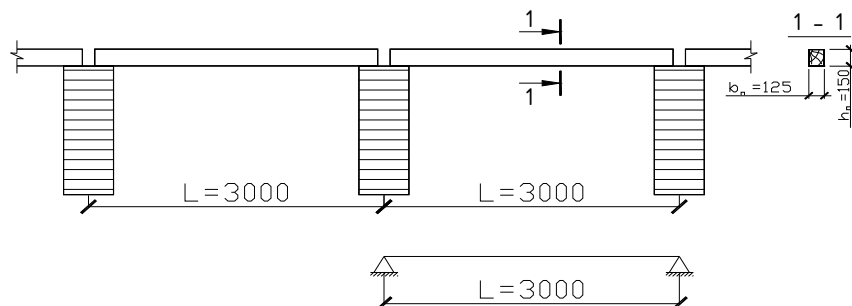


Рис. 3. Расчётная схема разрезного прогона

При расчёте на косой изгиб необходимо учитывать, что действующее усилие q раскладывается на две составляющие (рис. 4).

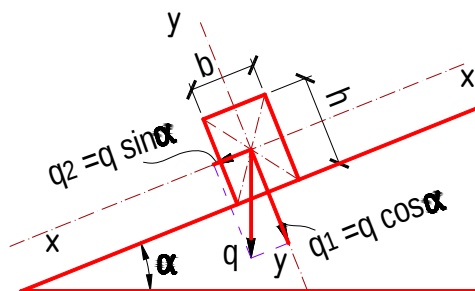


Рис. 4. Косой изгиб прогона

Тогда расчётная нагрузка и изгибающий момент при $\alpha = 10^\circ$ ($\sin \alpha = 0,174$, $\cos \alpha = 0,98$):

$$q_1 = q \cos \alpha = 4,14 \cdot 0,98 = 4,06 \text{ кН/м};$$

$$q_2 = q \sin \alpha = 4,14 \cdot 0,174 = 0,72 \text{ кН/м};$$

$$M_x = q_1 L^2 / 8 = 4,06 \cdot 3,0^2 / 8 = 4,57 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_y = q_2 L^2 / 8 = 0,72 \cdot 3,0^2 / 8 = 0,81 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормативная нагрузка:

$$q''_1 = q'' \cos \alpha = 3,05 \cdot 0,98 = 3,0 \text{ кН/м};$$

$$q''_2 = q'' \sin \alpha = 3,05 \cdot 0,174 = 0,53 \text{ кН/м}.$$

Геометрические характеристики сечения:

$$W_x = bh^2/6 = 0,125 \cdot 0,150^2 / 6 = 0,00047 \text{ м}^3;$$

$$J_x = bh^3/12 = 0,125 \cdot 0,150^3 / 12 = 0,000035 \text{ м}^4;$$

$$W_y = hb^2/6 = 0,150 \cdot 0,125^2 / 6 = 0,00039 \text{ м}^3;$$

$$J_y = hb^3/12 = 0,150 \cdot 0,125^3 / 12 = 0,000024 \text{ м}^4.$$

Расчёт по первому предельному состоянию

Проверка прогона на прочность производится по формуле

$$\sigma_u = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq R_u.$$

$$\sigma_u = 4,57 \cdot 10^{-3} / 0,00047 + 0,81 \cdot 10^{-3} / 0,00039 =$$

$$= 11,8 \text{ МПа} < 13,86 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет:

$$100 \% \cdot (13,86 - 11,8) / 13,86 = 14,8 \% < 25 \ \%.$$

Условие выполняется.

Расчёт по второму предельному состоянию

Проверка прогона на прогиб производится по формуле

$$f/L = [(f_x^2/L) + (f_y^2/L)]^{1/2} \leq [f/L].$$

$$\frac{f_y}{L} = \frac{5q''_1 \cdot L^3}{384EI_y} = \frac{5 \cdot 3,0 \cdot 3^3}{384 \cdot 11000 \cdot 10^3 \cdot 0,000035} = 0,003;$$

$$\frac{f_x}{L} = \frac{5q_2 \cdot L^3}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,53 \cdot 3^3}{384 \cdot 11000 \cdot 10^3 \cdot 0,000024} = 0,0007;$$

$$f/L = [(0,003)^2 + (0,0007)^2]^{1/2} = 0,003 < [f/L] = 1/150 = 0,0067.$$

Предельное значение прогиба $[f/IL]$ принимается в соответствии с [6, табл. Д.1]

Условие выполняется.

3. ПРИМЕР РАСЧЁТА КОНСОЛЬНО-БАЛОЧНОГО ПРОГОНА

Исходные данные

При шаге стропильных конструкций $B = 4,5$ м принимаем консольно-балочные прогоны из бруса 2 сорта (рис. 5), размеры $b_n \times h_n = 125 \times 150$ мм, согласно сортаменту пиломатериалов (прил. 1). Шаг прогонов $c_n = 1,0$ м. Уклон кровли $\alpha = 20^\circ$ ($\sin \alpha = 0,34$, $\cos \alpha = 0,94$). Условия эксплуатации – 2 (коэффициенты, учитывающие температурно-влажностный режим эксплуатации, равны: $m_e = 1$, $m_T = 1$). Температура воздуха в помещении – не более $+35^\circ\text{C}$; срок службы сооружения – не более 50 лет [5]; коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n = 1$. Тип местности – С.

Согласно [5, табл. 3] расчётное сопротивление для древесины второго сорта прямоугольного сечения с шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 см до 50 см при изгибе $R_u^A = 21$ МПа. Принимается режим нагружения В, при котором $m_{ол} = 0,66$. Тогда расчётное сопротивление древесины изгибу $R_u = 21 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 13,86$ МПа

Средний модуль упругости древесины при изгибе $E_{0,ср} = 11\,000$ МПа [5, табл. В.3]. Расчётный модуль упругости при расчёте по второму предельному состоянию $E = E_{0,ср} m_{ол.Е} m_e m_T = 11000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 11\,000$ МПа [5, п. 6.10].

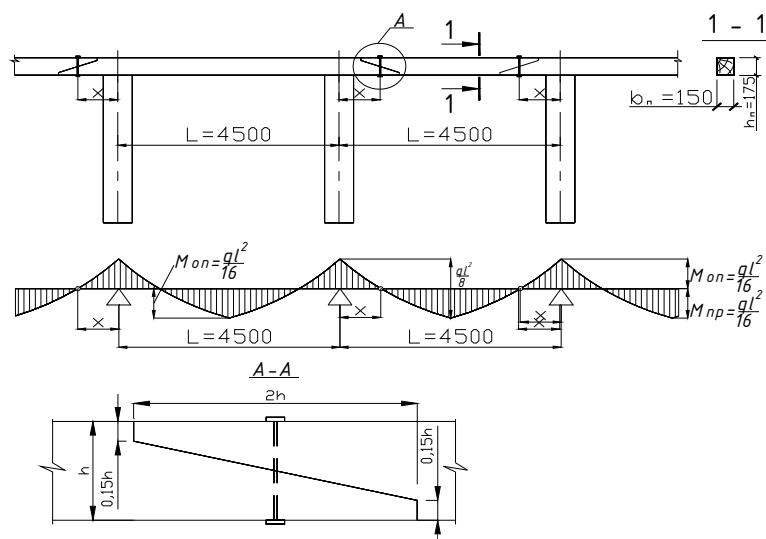


Рис. 5. Расчётная схема консольно-балочного прогона

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия рассчитывается согласно [6, формула (10.1)]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. Согласно [6, п. 10.6] $c_e = 1$;

c_t – термический коэффициент. Согласно [6, п. 10.10] для типа местности С $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. При угле наклона кровли больше 15° принимаем максимальное значение коэффициента $\mu = 1,25$ [6, прил. Б]. При расчёте прогонов необходимо учитывать требования примечания 4 к п. 10.4 [6], тогда $\mu = 1,1 \cdot 1,25 = 1,375$;

S_g – нормативное значение веса снегового покрова, $S_g = 2$ кПа согласно [6, табл. 10.1] (расчёт ведётся для IV снегового района).

Тогда $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1,375 \cdot 2,0 = 2,75$ кПа.

Консольно-балочные прогоны бывают двух видов:

- равномоментные (см. рис. 5), у которых стыки располагаются на расстоянии $x = 0,15L$ от опор ($M_{\max} = qL^2/16$; $f = 2q_n L^4/384EI$);
- равнопрогибные, у которых стыки выполняются на расстоянии $x = 0,21L$ от опор ($M_{оп} = qL^2/12$, $M_{пр} = qL^2/24$, $f = q_n L^4/384EI$).

Стыки располагаются попарно через пролёт в виде «косого прируба» (см. рис. 5).

Сбор нагрузок на 1 м^2 приведён в табл. 3.

Таблица 3

Сбор нагрузок на 1 м^2

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
<i>Постоянная</i>			
1. Мягкая черепица RUFLEX	0,08	1,3	0,104
2. Защитный настил: $\delta = 16 \text{ мм}$, $\gamma = 5 \text{ кН/м}^3$	0,08	1,1	0,088
3. Рабочий настил: $b \times h = 25 \times 150 \text{ мм}$, $\gamma = 5 \text{ кН/м}^3$	0,075	1,1	0,083
3. Утеплитель ROCKWOOL Light MAT: $\delta_y = 150 \text{ мм}$, $\gamma = 0,3 \text{ кН/м}^3$	0,045	1,3	0,059
4. Пароизоляция Strotex 110 Pi	0,0007	1,3	0,0009
5. Прогон: $b_n \times h_n \times \gamma / c_n =$ $= 0,125 \times 0,150 \times 5 / 1,5$	0,063	1,1	0,069
Итого постоянная нагрузка	$g_n = 0,34$	–	$g = 0,40$
<i>Временная снеговая</i>	$p_n = 2,75$	1,4	$p = 3,85$
<i>Полная нагрузка</i>	$g_n + p_n = 3,09$	–	$g + p = 4,25$

Полная нагрузка на 1 пог. м при шаге прогонов 1,0 м:

– нормативная

$$q_n = 3,09 \cdot 1,0 = 3,09 \text{ кН/м};$$

– расчётная

$$q = 4,25 \cdot 1,0 = 4,25 \text{ кН/м}.$$

При расчёте прогона нужно иметь в виду, что прогон работает на косой изгиб. Однако при такой конструкции покрытия скатная составляющая нагрузки воспринимается сплошным косым дощатым защитным настилом, поэтому расчёт ведётся только на вертикальную составляющую.

Геометрические характеристики сечения:

$$W_x = bh^2/6 = 0,125 \cdot 0,150^2/6 = 0,00047 \text{ м}^3;$$

$$J_x = bh^3/12 = 0,125 \cdot 0,150^3/12 = 0,000035 \text{ м}^4.$$

1. Расчёт консольно-балочного прогона, работающего по равномоментной схеме

Расчётная нагрузка при $\alpha = 20^\circ$:

$$q_1 = q \cos \alpha = 4,25 \cdot 0,94 = 4 \text{ кН/м}.$$

Нормативная нагрузка при $\alpha = 20^\circ$:

$$q''_1 = q_n \cos \alpha = 3,09 \cdot 0,94 = 2,9 \text{ кН/м};$$

Максимальный расчётный изгибающий момент:

$$M = q_1 L^2/16 = 4 \cdot 4,5^2/16 = 5,06 \text{ кН·м}.$$

Расчёт по первому предельному состоянию

Проверка прогона на прочность производится по формуле

$$\sigma_u = M / W_x \leq R_u.$$

$$\sigma_u = 5,06 \cdot 10^{-3} / 0,00047 = 10,77 \text{ МПа} < R_u = 13,86 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет:

$$100 \% \cdot (13,86 - 10,77) / 13,86 = 22,5 \% < 25 \ \%.$$

Условие выполняется.

Расчёт по второму предельному состоянию

Проверка прогона на прогиб производится по формуле

$$f/L \leq [f/L].$$

Предельное значение прогиба принимается по интерполяции в соответствии с [6, табл. Д.1]:

$$[f/L] = 1/168 = 0,0059.$$

$$(f/L) = (2q_1 L^3) / (384EI_x) = (2 \cdot 2,9 \cdot 4,5^3) / (384 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot 0,000035) = 0,004 \leq [f/L] = 1/168 = 0,0059.$$

Условие выполняется.

2. Расчёт консольно-балочного прогона, работающего по равнопрогибной схеме

Проведём проверку сечения прогона, подобранного по равномоментной схеме $b_n \times h_n = 125 \times 150$ мм.

Максимальный изгибающий момент равен

$$M = q_1 L^2 / 12 = 4 \cdot 4,5^2 / 12 = 6,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчёт по первому предельному состоянию

Проверка прогона на прочность производится по формуле

$$\sigma_u = M/W_x \leq R_u.$$

$$\sigma_u = 6,75 \cdot 10^{-3} / 0,00047 = 14,4 \text{ МПа} > 13,86 \text{ МПа}.$$

Условие не выполняется. Необходимо увеличить поперечное сечение прогона. Принимаем поперечное сечение 125×175 мм.

Геометрические характеристики сечения:

$$W_x = bh^2/6 = 0,125 \cdot 0,175^2 / 6 = 0,00064 \text{ м}^3;$$

$$J_x = bh^3/12 = 0,125 \cdot 0,175^3 / 12 = 0,000056 \text{ м}^4.$$

Тогда $\sigma_u = 6,75 \cdot 10^{-3} / 0,00064 = 10,55 \text{ МПа} < 13,86 \text{ МПа}$. Напряжения составляет:

$$100 \% \cdot (13,86 - 10,55) / 13,86 = 24 \% < 25 \ \%.$$

Условие выполняется.

Расчёт по второму предельному состоянию

Проверка прогона на прогиб производится по формуле

$$f/L \leq [f/L].$$
$$(f/L) = (q''_1 L^3) / (384 EI_x) = (2,9 \cdot 4,5^3) / (384 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot 0,000056) = 0,0011 \leq [f/L] = 1/168 = 0,0059.$$

Предельное значение прогиба $[f/L]$ принимается в соответствии с [6, табл. Д.1].

4. ПРИМЕР РАСЧЁТА НЕРАЗРЕЗНОГО ПРОГОНА ИЗ СПАРЕННЫХ ДОСОК

Исходные данные

При шаге стропильных конструкций $B = 6,0$ м неразрезные прогоны могут быть выполнены из спаренных досок 2 сорта, поставленных на ребро. Шаг прогонов $c_n = 1,5$ м. Уклон кровли $\alpha = 5^\circ$ ($\sin \alpha = 0,087$, $\cos \alpha = 0,996$). Согласно сортаменту пиломатериалов принимаем сечение прогонов $2b \times h = 2 \times 60 \times 200$ мм (рис. 6).

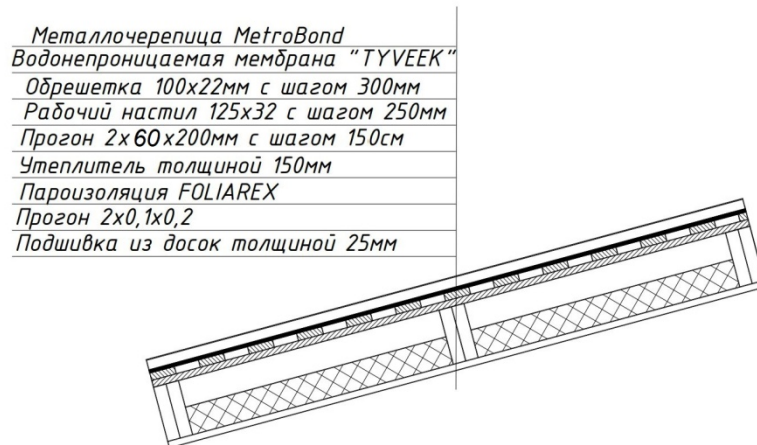


Рис. 6. Схема конструкции покрытия

Условия эксплуатации – 2 (коэффициенты, учитывающие температурно-влажностный режим эксплуатации: $m_e = 1$, $m_T = 1$). Температура воздуха в помещении не более +35 °С; срок службы сооружения не более 50 лет [5]; коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n = 1$.

Согласно [5, табл. 3] расчётное сопротивление для древесины второго сорта прямоугольного сечения с шириной свыше 11 до 13 см при высоте сечения свыше 11 см до 50 см при изгибе $R_u^A = 21$ МПа. Принимается режим нагружения В, при котором $m_{ол} = 0,66$. Тогда расчётное сопротивление древесины изгибу $R_u = 21 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 13,86$ МПа.

Средний модуль упругости древесины при изгибе $E_{0,ср} = 11\,000$ МПа [5, табл. В.3]. Расчётный модуль упругости при расчёте по второму предельному состоянию $E = E_{0,ср} m_{ол} m_e m_T = 11\,000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 11\,000$ МПа [5, п. 6.10].

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия рассчитывается согласно [6, формула (10.1)]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. Согласно [6, п. 10.6] $c_e = 1$;

c_t – термический коэффициент. Согласно [6, п. 10.10] для типа местности С $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. При угле наклона кровли меньше 15° принимаем максимальное значение коэффициента $\mu = 1,0$ [6, прил. Б]. При расчёте прогонов необходимо учитывать требования примечания 4 к п. 10.4 [6], тогда $\mu = 1,1 \cdot 1,0 = 1,1$;

S_g – нормативное значение веса снегового покрова, $S_g = 1,0$ кПа согласно [6, табл. 10.1] (расчёт ведётся для II снегового района).

Тогда $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 1,1$ кПа.

Сбор нагрузок на 1 м² приведён в табл. 4.

Таблица 4

Сбор нагрузок на 1 м² покрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности по нагрузке γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
<i>Постоянная</i>			
1. Металлочерепица Metro-Bond: $\gamma = 0,063$ кН/м ²	0,063	1,05	0,066
2. Водонепроницаемая мембрана Тувек: $\gamma = 0,0006$ кН/м ²	0,0006	1,3	0,00078
3. Обрешетка – доска 100×22 мм с шагом в осях 300 мм (0,1·0,022·5/0,3)	0,037	1,1	0,04
4. Рабочий настил – доска 125×32 мм с шагом в осях 250 мм (0,125·0,032·5/0,25)	0,08	1,1	0,088
5. Утеплитель – минеральная вата на основе базальтового волокна Paroc UNS 37: $\delta_v = 150$ мм, $\gamma = 0,3$ кН/м ³	$0,3 \times 0,15 = 0,045$	1,3	0,0585
6. Пароизоляция – паронепроницаемая антиконденсатная полимерная ткань Foliarex: $\gamma = 0,0011$ кН/м ²	0,0011	1,3	0,00143
7. Прогон: $2 \times b_n \times h_n \times \gamma / c_n = 2 \times 0,06 \times 0,2 \times 5 / 1,5$	0,08	1,1	0,088
8. Подшивка из досок: $\delta = 25$ мм	$0,025 \times 5 = 0,125$	1,1	0,138
Итого постоянная нагрузка	$g_n = 0,43$	–	$g = 0,47$
<i>Временная снеговая</i>	$p_n = 1,1$	1,4	$p = 1,54$
<i>Полная нагрузка</i>	$g_n + p_n = 1,53$	–	$g + p = 2,01$

Полная нагрузка на 1 пог. м при шаге прогонов 1,5 м:

– нормативная

$$q_n = 1,53 \cdot 1,5 = 2,3 \text{ кН/м};$$

– расчётная

$$q = 2,01 \cdot 1,5 = 3,02 \text{ кН/м}.$$

При проектировании неразрезного прогона из спаренных досок следует исключить его работу на кривой изгиб. Для этого необходимо предусмотреть восприятие скатной составляющей нагрузки другими конструктивными элементами ограждения (например: перекрёстным дощатым настилом; жёсткими в своей плоскости дощатыми щитами; стальным профилированным настилом или другими способами). В нашем случае уклон кровли мал ($\alpha = 5^\circ$), и скатной составляющей расчётной нагрузки можно пренебречь.

Нормальная составляющая расчётной нагрузки к скату покрытия при $\alpha = 5^\circ$:

$$q_1 = q \cos \alpha = 3,02 \cdot 0,996 = 3,01 \text{ кН/м}.$$

Нормальная составляющая нормативной нагрузки при $\alpha = 5^\circ$:

$$q''_1 = q'' \cos \alpha = 2,3 \cdot 0,996 = 2,29 \text{ кН/м}.$$

При равнопрогибной схеме прогона расстояние от опоры до стыка $x = 0,21L$. Изгибающий момент над опорой $M = qL^2/12$, момент в пролёте $M = qL^2/24$. Расчёт ведётся по максимальному моменту (рис. 7).

$$M_{\max} = q_1 L^2 / 12 = 3,01 \cdot 6^2 / 12 = 9,03 \text{ кН·м}.$$

Геометрические характеристики сечения:

$$J_x = bh^3/12 = 2 \cdot 0,06 \cdot 0,2^3 / 12 = 0,00008 \text{ м}^4;$$

$$W_x = hb^2/6 = 2 \cdot 0,06 \cdot 0,2^2 / 6 = 0,0008 \text{ м}^3.$$

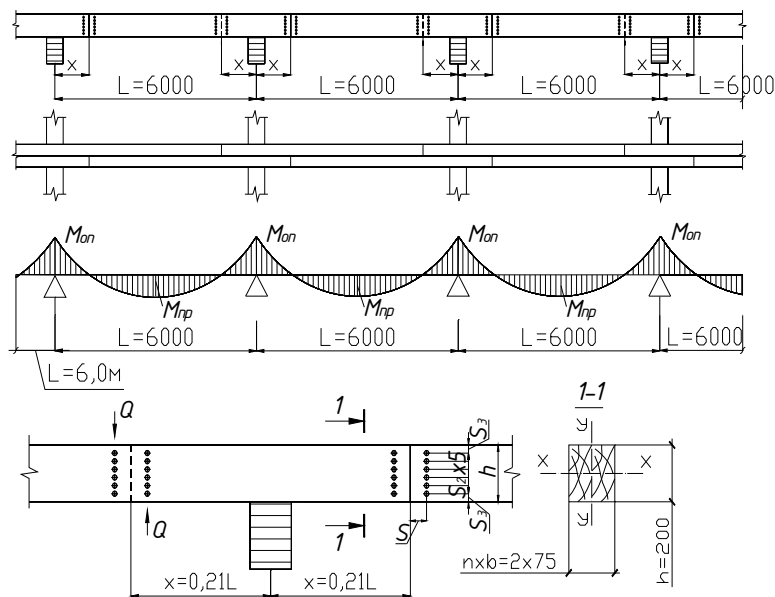


Рис. 7. Конструкция неразрезного прогона из спаренных досок и его расчётная схема

Расчёт по первому предельному состоянию

Проверка прогона на прочность производится по формуле

$$\sigma_u = M_{\max} / W_x \leq R_u.$$

$$\sigma_u = 9,03 \cdot 10^{-3} / 0,0008 = 11,29 \text{ МПа} < R_u = 13,86 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет:

$$100 \% \cdot (13,86 - 11,29) / 13,86 = 19 \% < 25 \ \%.$$

Условие выполняется.

Если пролёты прогона равны, то в крайних пролётах изгибающие моменты больше, чем в средних. Поэтому в крайних пролётах необходимо ставить дополнительную третью доску того же сечения. Если это недопустимо, необходимо уменьшить крайние пролёты прогонов до $0,79L$.

Расчёт по второму предельному состоянию

Относительный прогиб прогона вычисляется по формуле

$$\begin{aligned}(f/L) &= (q^u_1 L^3) / (384EI) = \\ &= (2,29 \cdot 6,0^3) / (384 \cdot 11000 \cdot 10^3 \cdot 0,00008) = \\ &= 0,0015 < [f/L] = 1/200 = 0,005.\end{aligned}$$

Предельное значение прогиба $[f/L]$ принимается в соответствии с [6, табл. Д.1]

Условие выполняется.

Расчёт стыка прогонов (гвоздевого забоя)

В местах сопряжения досок одного ряда делают гвоздевой забой, который рассчитывается на действие поперечной силы.

Количество гвоздей с каждой стороны стыка определяется по двум условиям:

1. Поперечная сила, приходящаяся на один ряд досок,

$$Q = M_{on}/2X,$$

где M_{on} – расчётный момент на опоре;

$X = 0,21L = 0,21 \cdot 6,0 = 1,26$ м – расстояние от опоры до центра гвоздевого забоя.

2. Поперечная сила, воспринимаемая гвоздями,

$$Q_{зв} = n_{зв} \cdot T_{зв},$$

где $n_{зв}$ – количество односрезных гвоздей с каждой стороны стыка; $T_{зв}$ – несущая способность односрезного гвоздя.

Из этих двух уравнений находим требуемое количество гвоздей

$$n_{зв} = M_{on}/2 X T_{зв}.$$

Принимаем гвозди, согласно [9], диаметром $d_{зв} = 4$ мм; длиной $L_{зв} = 100$ мм. Длина защемления гвоздя

$$\begin{aligned}a_{расч} &= L_{зв} - b_n - 1,5 d_{зв} - 2 = 100 - 60 - 1,5 \cdot 4 - 2 = \\ &= 32 \text{ мм} > 4d_{зв} = 16 \text{ мм (рис. 8)}.\end{aligned}$$

Условие выполняется.

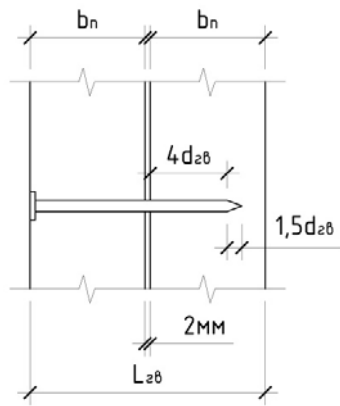


Рис. 8. Определение расчётной длины зашкелённого конца гвоздя

Минимальное расстояние вдоль волокон древесины от гвоздя до торца доски в стыке $S_1 = 15d_{зб} = 15 \cdot 0,4 = 6,0$ см. Принимаем 8 см.

При двухрядной расстановке гвоздей расстояние от стыка до середины гвоздевого забоя равно:

$$X_1 = X - S_1 - S_1/2 = 1,26 - 0,08 - 0,08/2 = 1,14 \text{ м.}$$

Расчётная несущая способность гвоздя определяется из условия:

1) изгиба гвоздя [5, рис. 9б]

$$T_u = 3,1d_{зб}^2 + 0,012a_{расч}^2 \leq 5d_{зб}^2.$$

Тогда

$$T_u = 3,1 \cdot 0,4^2 + 0,012 \cdot 4,2^2 = 0,71 \text{ кН} < 5d_{зб}^2 = 5 \cdot 0,4^2 = 0,8 \text{ кН};$$

2) смятия досок на глубине зашкеления гвоздя

$$T_c = 0,55 \cdot c \cdot d_{зб} = 0,55 \cdot 6 \cdot 0,4 = 1,32 \text{ кН}$$

($c = b_n$).

При $a_{расч}/b_n = 32/60 = 0,5$ по [5, табл. 20] определяем значение коэффициента $k_n = 0,58$, учитывающего смятие в односрезных соединениях. Тогда усилие в элементе с учётом зашкеления гвоздя

$$T_a = k_n a_{расч} d_{зб} = 0,58 \cdot 3,2 \cdot 0,4 = 0,74 \text{ кН.}$$

В расчёт принимаем минимальное значение $T_u = 0,71$ кН.

Требуемое количество гвоздей с каждой стороны стыка $n_{zg} = 9,03 / (2 \cdot 1,14 \cdot 0,71) = 5,57$.

Принимаем 8 гвоздей, располагая их в четыре ряда.

Расстановка гвоздей производится согласно требованиям [5] (рис. 9):

- расстояние между осями гвоздей поперёк волокон древесины при прямой расстановке гвоздей следует принимать не менее $S_2 = 4 d_{zg} = 4 \cdot 0,4 = 1,6$ см [5, п. 8.25]. Принимаем 4 см;

- расстояние от крайнего ряда гвоздей до продольной кромки элемента следует принимать не менее $S_3 = 4 d_{zg} = 2$ см [5, п. 8.29]. Принимаем 4 см.

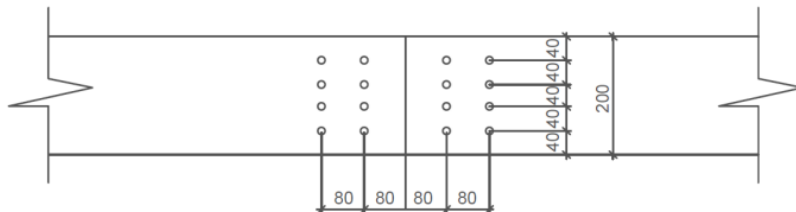


Рис. 9. Расстановка гвоздей в забое

5. ПРИМЕР РАСЧЁТА УТЕПЛЁННОЙ КЛЕЕФАНЕРНОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ ПОД РУЛОННУЮ КРОВЛЮ

Исходные данные

Номинальные размеры плиты (рис. 10) в плане составляют 1,5×6,0 м. Условия эксплуатации – 2 (коэффициенты, учитывающие температурно-влажностный режим эксплуатации: $m_e = 1,0$, $m_T = 1$). Температура воздуха в помещении не более +35 °С; срок службы сооружения не более 50 лет [5]; коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n = 1$. Тип местности С.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия рассчитывается согласно [6, формула (10.1)]:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. Согласно [6, п. 10.6] $c_e = 1$;

c_t – термический коэффициент. Согласно [6, п. 10.10] для типа местности С $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. При угле наклона кровли меньше 15° принимаем максимальное значение коэффициента $\mu = 1,0$ [6, прил. Б];

S_g – нормативное значение веса снегового покрова, $S_g = 1,5$ кПа согласно [6, табл. 10.1] (расчёт ведётся для III снегового района).

Тогда $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5$ кПа.

Ребра панели – из сосновых досок 2 сорта. Обшивки панели (из водостойкой фанеры марки ФСФ сорта В/ВВ толщиной 8 и 10 мм) соединяются с деревянным каркасом клеем марки ФР-12 по ТУ 6-05-1748-81. Толщина нижней фанерной обшивки должна приниматься не менее 6 мм, верхней – не менее 8 мм [2]. Кровля принята из кровельной плитки КАТЕРАЛ.

Расчётные характеристики материалов

Согласно [5, табл. 3] расчётное сопротивление для древесины 2 сорта прямоугольного сечения (при высоте сечения не более 50 см) при изгибе $R_u^A = 19,5$ МПа; при скалывании вдоль волокон $R_{ск}^A = 2,4$ МПа. Принимается режим нагружения В, при котором $m_{дл} = 0,66$. Тогда расчётное сопротивление древесины изгибу $R_u = 19,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 12,87$ МПа; скалыванию – $R_{ск} = 2,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 1,58$ МПа.

Среднее значение модуля упругости древесины при изгибе $E_{0,ср} = 11\,000$ МПа [5, табл. В.3]. Расчётный модуль упругости при расчёте по второму предельному состоянию согласно [5, п. 6.10]:

$$E^II = E_{0,ср} m_{дл,Е} m_{\sigma} m_T = 11\,000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 11\,000 \text{ МПа.}$$

Нормативное значение модуля упругости древесины $E_{0,н} = 7400$ МПа [5, табл. В.3]. Расчётный модуль упругости при расчёте по первому предельному состоянию [5, п. 6.11]:

$$E^I = E_{0,н} m_{дл.Е} m_е m_T = 7400 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 7400 \text{ МПа.}$$

Согласно [5, табл. 8] расчётное сопротивление для фанеры из семислойной клееной берёзы марки ФСФ сорта В/ВВ толщи-
ной 8 мм и более вдоль волокон равно:

– при сжатии в плоскости листа

$$R_{ф.с}^A = 18 \text{ МПа;}$$

– при растяжении в плоскости листа

$$R_{ф.р}^A = 21 \text{ МПа;}$$

– при скалывании в плоскости листа

$$R_{ф.ск}^A = 1,2 \text{ МПа;}$$

– при изгибе поперёк волокон наружных слоёв

$$R_{ф.и}^A = 10 \text{ МПа.}$$

При принятом режиме расчётные сопротивления фанеры:

$$R_{ф.с} = 18 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 11,88 \text{ МПа;}$$

$$R_{ф.р} = 21 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 13,86 \text{ МПа;}$$

$$R_{ф.ск} = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 0,79 \text{ МПа.}$$

При расчёте на местный изгиб от действия сосредоточенной монтажной нагрузки принимается режим нагружения Г, при котором $m_{дл} = 0,8$,

$$R_{ф.и} = 10 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 8 \text{ МПа.}$$

Среднее значения модуля упругости фанеры примем как для класса деревянных конструкций С20 ($E_{0,ср} = 9000$ МПа) [5, изм. 1, табл. В.1]. Расчётный модуль упругости при расчёте по второму предельному состоянию

$$E_{ф}^{II} = E_{0,ср} \cdot m_е = 9000 \cdot 1,0 = 9000 \text{ МПа.}$$

Расчётный модуль упругости по первому предельному состоянию определим по формуле $E_{\phi}^I = 250R_{\phi.c}''$ [5, п. 6.12]. Нормативное значение $R_{\phi.c}''$ определяется из формулы $R_{\phi.c}^A = R_{\phi.c}'' \cdot \gamma_m$, где согласно [5, табл. 6, п. 2] $\gamma_m = 1,15$. Подставив значения, получим $R_{\phi.c}'' = 18 \cdot 1,15 = 20,7$ МПа, следовательно,

$$E_{\phi}^I = 250 \cdot 20,7 = 5175 \text{ МПа.}$$

Компоновка рабочего сечения панели

Ширина панели берётся равной ширине фанерного листа с учётом обрезки его кромок для их выравнивания, т.е. конструктивная ширина панели $b_n = 1480$ мм.

Направление волокон наружных шпонов фанеры принимается продольным для удобства соединения фанерных листов «на ус» (длина уса 10δ , где δ – толщина обшивки). Толщины фанерных обшивок принимаются: нижняя – $\delta_n = 8$ мм; верхняя – $\delta_s = 10$ мм (см. прил. 2).

Высота панели принимается из условия жёсткости панели и теплотехнического расчёта $h = (1/30 - 1/40)L = 6000/35 = 171$ мм.

Для дощатого каркаса принимаем черновые заготовки сечением 50×175 мм согласно сортаменту пиломатериалов. После сушки до влажности $W = 12\%$ и четырёх сторонней острожки получаем чистые доски сечением $b_{p1} \times h_{p1} = 42 \times 168$ мм.

Высота панели $h = 168 + 8 + 10 = 186$ мм > 171 мм.

Фактическая длина панели $L = 6000 - 20 = 5980$ мм.

Каркас панели принимаем из четырёх продольных рёбер ($n_{p1} = 4$). Шаг рёбер принимается из расчёта верхней фанерной обшивки на местный изгиб поперёк волокон на монтажную нагрузку, которая представляет собой сосредоточенную силу $P_n = 1$ кН (вес монтажника с инструментами) с коэффициентом надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$. Расчётная величина монтажной нагрузки $P = 1 \times 1,2 = 1,2$ кН.

За расчётную схему принимается балка шириной $b_n = 100$ см (рис. 10).

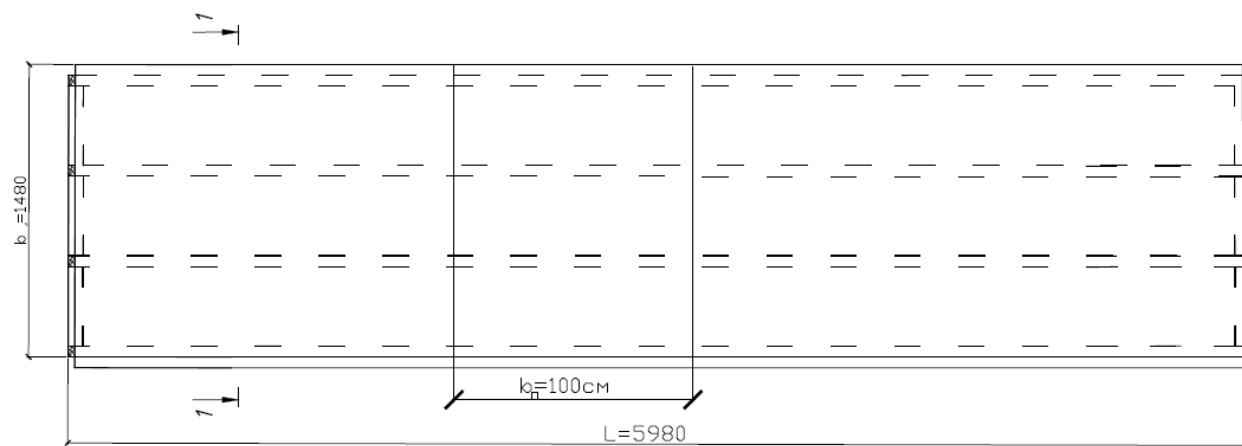


Рис. 10. Клеефанерная панель

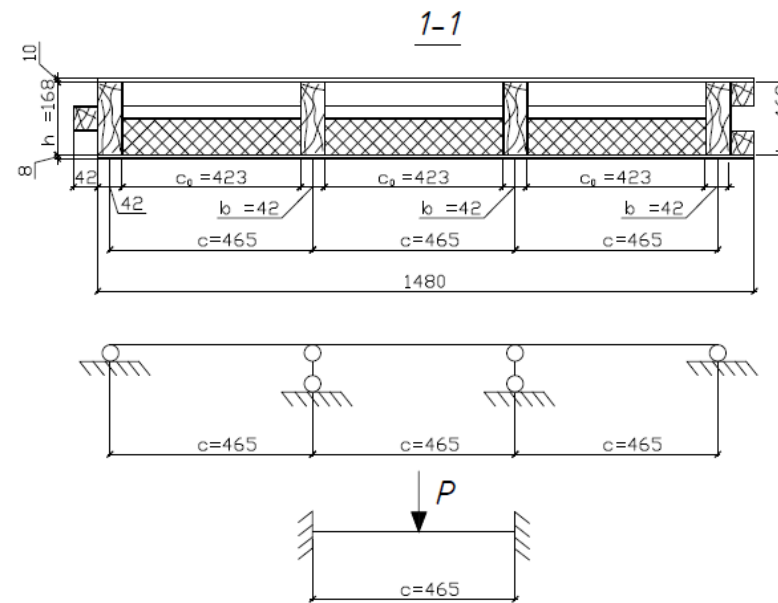


Рис. 10. Клеефанерная панель (окончание)

Расстояние между рёбрами:

– в осях

$$c = (1480 - 2 \cdot 42) / 3 = 465 \text{ мм};$$

– в свету

$$c_0 = c - b_p = 465 - 42 = 423 \text{ мм}.$$

Проверка верхней обшивки на местный изгиб от действия сосредоточенной силы P

Для контроля правильности расстановки ребер необходимо сделать проверку верхней обшивки на местный изгиб от действия монтажной нагрузки P . Нормативное значение сосредоточенной силы от веса монтажника с инструментом $P_n = 1 \text{ кН}$ [6, п. 8.31б], коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ [6, п. 8.34], т.е. $P = P_n \cdot \gamma_f = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН}$.

Расчётная схема приведена на рис. 10д.

Момент от действия сосредоточенной силы

$$M = P \cdot c / 8 = 1,2 \cdot 0,465 / 8 = 0,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент сопротивления обшивки шириной 100 см равен

$$W = b_n \cdot \delta_s^2 / 6 = (1 \cdot 0,01^2) / 6 = 1,67 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Нормальные напряжения вычисляем по формуле

$$\sigma_u = M / W < R_{f,u};$$
$$\sigma_u = 7 \cdot 10^{-5} / 1,67 \cdot 10^{-5} = 4,19 \text{ МПа} < R_{f,u} = 8 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется, следовательно, расстояния между рёбрами приняты верно. Недонапряжение составляет:

$$100 \% \cdot (8 - 4,19) / 8 = 48 \% > 25 \ \%.$$

Продольные ребра панели соединены поперечными рёбрами, расположенными по торцам. Принимаем черновые заготовки для поперечных рёбер сечением $50 \times 150 \text{ мм}$. После четырёхсторонней острожки получим сечение $b_{p2} \times h_{p2} = 42 \times 143 \text{ мм}$.

Сбор нагрузок на 1 м^2 приведён в табл. 5.

Таблица 5

Сбор нагрузок на 1 м² панели

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м ²	Коэффициент надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м ²
<i>Постоянная</i>			
1. Кровельная плитка КА-ТЕРРА: $\gamma = 0,1$ кН/м ²	0,1	1,3	0,13
2. Фанера ФСФ (верхняя обшивка): $\gamma = 7$ кН/м ³ , $\delta_s = 10$ мм	$0,01 \cdot 7 = 0,07$	1,1	0,077
3. Фанера ФСФ (нижняя обшивка): $\gamma = 7$ кН/м ³ , $\delta_n = 8$ мм	$0,008 \cdot 7 = 0,056$	1,1	0,062
4. Продольные ребра каркаса: $b_{p1} \cdot h_{p1} \cdot n_{p1} \cdot \gamma_d / b_n$	$0,042 \cdot 0,168 \cdot 4 \cdot 5 / 1,48 = 0,076$	1,1	0,084
5. Поперечные ребра каркаса: $b_{p2} \cdot h_{p2} \cdot n_{p2} \cdot \gamma_d / L_n$	$0,042 \cdot 0,143 \cdot 2 \cdot 5 / 5,98 = 0,01$	1,1	0,011
6. Утеплитель (минеральная вата на основе базальтового волокна Paroc UN S37 толщиной 150 мм): $\gamma = 0,3$ кН/м ³ , $b_y \cdot h_y \cdot n_y \cdot \gamma / b_n$	$0,15 \cdot 0,423 \cdot 0,3 \cdot 3 / 1,48 = 0,039$	1,2	0,047
6. Пароизоляция (паронепроницаемая антиконденсатная полимерная ткань Foliagex): $\gamma = 0,0011$ кН/м ²	0,0011	1,2	0,0013
Итого постоянная	$g_n = 0,35$	–	$g = 0,41$
<i>Временная снеговая</i>	$p_n = 1,5$	1,4	$p = 2,1$
<i>Полная</i>	$g_n + p_n = 1,85$	–	$g + p = 2,51$

Нагрузка на 1 пог. м панели составляет:

– нормативная $q_n = 1,85 \cdot 1,48 = 2,74$ кН/м;

– расчётная $q = 2,51 \cdot 1,48 = 3,7$ кН/м.

Геометрические характеристики сечения

Расчётный пролёт панели $L_0 = 6000 \cdot 0,99 = 5940$ мм.

Расчётная ширина панели $B_0 = 0,9 \cdot 1,48 = 1,332$ м (рис. 11).

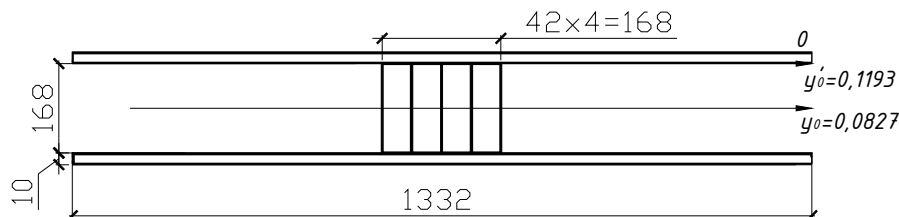


Рис. 11. Расчётное сечение панели

Поскольку деревянные ребра и фанерные обшивки работают совместно, но имеют разные модули упругости, конструктивный расчёт выполняется с использованием метода приведённого сечения.

В клеёфанерной панели наиболее напряжённым является материал обшивки, поэтому коэффициент приведения $m = E^l / E_\phi^l = 7400 / 5175 = 1,43$.

Приведённая площадь поперечного сечения

$$\begin{aligned} F_{np} &= F_\phi^\phi + F_n^\phi + mF_{op} = \\ &= 1,332 \cdot 0,01 + 1,332 \cdot 0,008 + 1,43 \cdot 0,168 \cdot 0,168 = \\ &= 0,013 + 0,011 + 0,04 = 0,064 \text{ м}^2 = 64 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Приведённый статический момент поперечного сечения относительно нижней плоскости нижней обшивки

$$\begin{aligned} S_{np} &= F_n^\phi \delta_n / 2 + F_\phi^\phi (h - \delta_\phi / 2) + mF_{op} (\delta_n + h_p / 2) = \\ &= 0,011 \cdot 0,008 / 2 + 0,013 \cdot (0,186 - 0,01 / 2) + 0,04 \cdot (0,008 + 0,168 / 2) = \\ &= (0,044 + 2,34 + 3,68) \cdot 10^{-3} = 6,06 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от нижней кромки до нейтральной оси

$$y_0 = S_{np} / F_{np} = 6,06 \cdot 10^{-3} / (64 \cdot 10^{-3}) = 0,095 \text{ м}.$$

Приведённый момент инерции панели относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned} J_{np}^\phi &= J_\phi + mJ_{op} = B_0 \delta_\phi^3 / 12 + B_0 \delta_\phi (h - \delta_\phi / 2 - y_0)^2 + \\ &+ mb_{p1} h_{p1}^3 n_{p1} / 12 + mb_{p1} n_{p1} h_{p1} \cdot (h_{p1} / 2 + \delta_\phi - y_0)^2 + B_0 \delta_n^3 / 12 + \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + B_0 \delta_n (y_0 - \delta_n/2)^2 = 1,332 \cdot 0,01^3/12 + \\
& + 1,332 \cdot 0,01 \cdot (0,186 - 0,01/2 - 0,095)^2 + 1,43 \cdot 0,042 \cdot 4 \cdot 0,168^3/12 + \\
& + 1,43 \cdot 0,042 \cdot 4 \cdot 0,168 \cdot (0,168/2 + 0,01 - 0,095)^2 + 1,332 \cdot 0,008^3/12 + \\
& + 1,332 \cdot 0,008 \cdot (0,095 - 0,008/2)^2 = 0,28 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.
\end{aligned}$$

Приведённый момент сопротивления панели

$$W_{np} = 2J_{np}^p/h = 0,28 \cdot 10^{-3} \cdot 2/0,186 = 3,01 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.$$

Приведённый статический момент верхней фанерной обшивки относительно нейтральной оси

$$\begin{aligned}
S_{\phi,np} &= B_0 \delta_n (h/2 - \delta_n/2) = \\
&= 1,332 \cdot 0,01 \cdot (0,186/2 - 0,01/2) = 1,17 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3.
\end{aligned}$$

Расчётные усилия

Расчётный момент $M = q \cdot L^2/8 = 3,7 \cdot 5,94^2/8 = 16,32 \text{ кНм}$.

Расчётная поперечная сила $Q = q \cdot L_0/2 = 3,7 \cdot 5,94/2 = 11 \text{ кН}$.

Расчёт по первому предельному состоянию

Напряжения в растянутой (нижней) обшивке

$$\sigma_p = M/W_{np} < R_{\phi p} m_{\phi}.$$

Максимальный изгибающий момент панели

$$M = q L^2/8 = 3,7 \cdot 5,94^2/8 = 16,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\begin{aligned}
\sigma_p &= 16,32 \cdot 10^{-3} / (3,01 \cdot 10^{-3}) = 5,42 \text{ МПа} < R_{\phi p} m_{\phi} = \\
&= 0,6 \cdot 9,15 = 5,49 \text{ МПа},
\end{aligned}$$

где $m_{\phi} = 0,6$ – коэффициент, учитывающий снижение расчётного сопротивления фанеры в растянутом стыке при соединении «на ус» [5, п.п. 7.26].

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (9,15 - 5,42)/9,15 = 41 \% > 25 \ \%.$$

Расчёт на устойчивость сжатой (верхней) обшивки производится по формуле

$$\sigma_c = M/(\phi_{\phi} W_{np}) < R_{\phi c}.$$

Согласно [5, п.п. 7.28] коэффициент ϕ_{ϕ} определяется из двух условий:

- при $c_0/\delta_\varepsilon \geq 50$ $\varphi_\phi = 1250/(c_0/\delta_\varepsilon)^2$;
- при $c_0/\delta_\varepsilon < 50$ $\varphi_\phi = 1 - (c_0/\delta_\varepsilon)^2/5000$.

При расстоянии между продольными рёбрами в свету $c_0 = 423$ мм и толщине фанеры $\delta_\phi = 10$ мм имеем $c_0/\delta_\varepsilon = 423/10 = 42,3 < 50$, тогда $\varphi_\phi = 1 - 42,3^2/5000 = 0,642$.

Напряжения в сжатой обшивке

$$\sigma_c = 16,32 \cdot 10^{-3} / (0,642 \cdot 3,01 \cdot 10^{-3}) = 8,45 \text{ МПа} < R_{\phi c} = 11,88 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (11,88 - 8,45) / 11,88 = 29 \% < 25 \ \%.$$

Проверка скалывающих напряжений по клеевому слою между шпонами фанерной обшивки в зоне склеивания с продольными рёбрами каркаса:

$$\begin{aligned} \tau &= QS_{\phi, np} / J_{np}^\phi b_{p1} n_{p1} \leq R_{\phi ck}, \\ \tau &= (11 \cdot 1,17 \cdot 10^{-6}) / (0,28 \cdot 10^{-3} \cdot 0,168) = \\ &= 0,25 \text{ МПа} < R_{\phi ck} = 0,8 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (0,8 - 0,25) / 0,8 = 69 \% > 25 \ \%.$$

Проверка прочности рёбер на скалывание по нейтральной оси у опор:

$$\tau = QS_{\phi, np}^0 / J_{np}^\phi b_{p1} n_{p1} \leq R_{\phi ck},$$

где

$$\begin{aligned} S_{\phi, np}^0 &= F_\varepsilon \cdot (h - y_0 - \delta_\varepsilon / 2) + (1/2 \cdot m) \cdot (b_{p1} \cdot n_{p1}) \cdot (h - \delta_\varepsilon - y_0)^2; \\ S_{\phi, np}^0 &= 0,013 \cdot (0,186 - 0,095 - 0,01/2) + (1/2 \cdot 1,43) \cdot (0,042 \cdot 4) \cdot \\ &\cdot (0,186 - 0,095 - 0,01)^2 = 0,0019 \text{ м}^3 = 1,9 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3; \\ \tau &= (11 \cdot 1,9 \cdot 10^{-6}) / (0,28 \cdot 10^{-3} \cdot 0,168) = \\ &= 0,44 \text{ МПа} < R_{ck} = 1,58 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (1,58 - 0,44) / 1,58 = 72 \% > 25 \ \%.$$

**Расчет по второму предельному состоянию.
Проверка панели на прогиб**

Относительный прогиб панели

$$(f/L_0) = (5q''L_0^3)/(384 \cdot 0,7EJ_{np}^{\phi}),$$

где $0,7EJ_{np}^{\phi}$ – жёсткость панели согласно [5, п. 7.36].

$$(f/L_0) = 5 \cdot 2,74 \cdot 5,94^3 / (384 \cdot 0,7 \cdot 9 \cdot 10^6 \cdot 0,28 \cdot 10^{-3}) = \\ = 0,0042 < [f/L] = 1/200 = 0,005.$$

Условие выполняется.

**6. ПРИМЕР РАСЧЁТА ПАНЕЛИ
С АСБЕСТОЦЕМЕНТНЫМИ
(ХРИЗОТИЛЦЕМЕНТНЫМИ) ОБШИВКАМИ**

Исходные данные

Номинальные размеры плиты в плане 1,5×3,0 м. Между панелями предусматривается зазор 5 мм, т.е. конструктивная ширина панели $b = 1495$ мм с учётом соединительных брусков, прибываемых к продольным граням панелей. В продольном направлении зазор между панелями 20 мм, т.е. $L_{расч} = 3,0 - 0,02 = 2,98$ м (рис. 12).

Условия эксплуатации – 2 (коэффициенты, учитывающие температурно-влажностный режим эксплуатации, $m_e = 1$, $m_T = 1$). Температура воздуха в помещении не более +35 °С; срок службы сооружения не более 50 лет [5]; коэффициент надёжности по ответственности здания $\gamma_n = 1$.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия рассчитывается согласно [6, формула (10.1)]

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g,$$

где c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов. Согласно [6, п. 10.6] $c_e = 1$;

c_t – термический коэффициент. Согласно [6, п. 10.10] для типа местности С $c_t = 1$;

μ – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие. При угле наклона кровли меньше 15° принимаем максимальное значение коэффициента $\mu = 1,0$ [6, прил. Б];

S_g – нормативное значение веса снегового покрова, $S_g = 1,5$ кПа согласно [6, табл. 10.1] (расчёт ведётся для III снегового района).

Тогда $S_0 = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,5$ кПа.

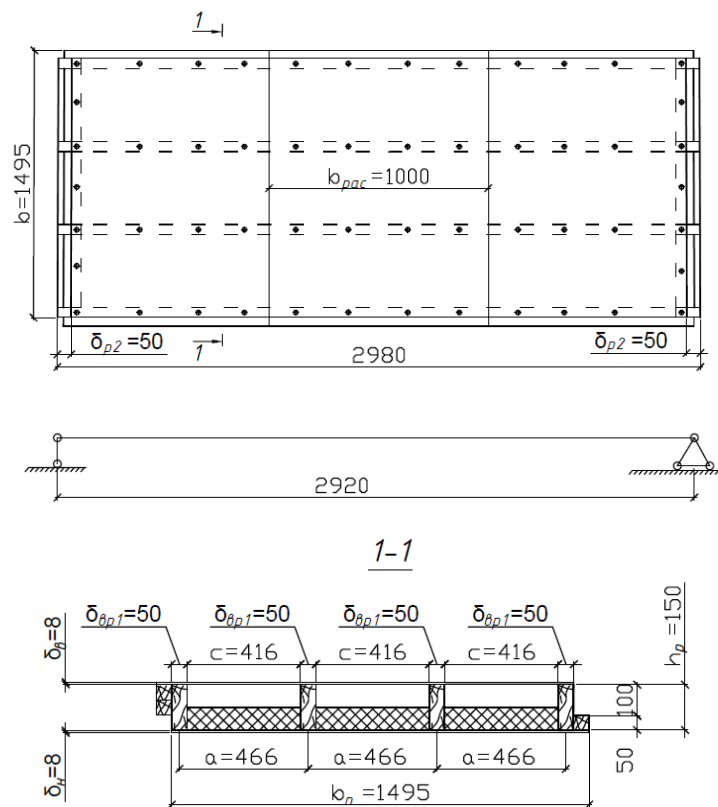


Рис. 12. Панель с асбестоцементными обшивками

Расчётные характеристики материалов

Согласно [5, табл. 3] расчётное сопротивление для древесины второго сорта прямоугольного сечения при высоте сечения не более 50 см равно: при изгибе $R_u^A = 19,5$ МПа; при скалывании вдоль волокон $R_{ск}^A = 2,4$ МПа. Принимается режим нагружения В, $m_{ол} = 0,66$. Тогда расчётное сопротивление древесины изгибу $R_u = 19,5 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 12,87$ МПа, скалыванию – $R_{ск} = 2,4 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 0,66 = 1,6$ МПа

Средний модуль упругости древесины при изгибе $E_{0,ср} = 11\,000$ МПа. Расчётный модуль упругости при расчёте по второму предельному состоянию $E = E_{0,ср} m_{ол.E} m_{\epsilon} m_T = 11\,000 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 11\,000$ МПа.

Асбестоцементные (хризотилцементные) прессованные листы:

- расчётное сопротивление изгибу [прил. 3] $R_{асб} = 23$ МПа;
- модуль упругости асбестоцемента $E_{асб} = 10\,000$ МПа.

Продольные и поперечные ребра панели изготовлены из сосновых досок 2 сорта. Сечение продольных рёбер определяется из условия предельного прогиба:

$$h = \frac{5L_{расч}R_u}{24E \frac{f}{l} \gamma_f} = \frac{5 \cdot 2,98 \cdot 12,87 \cdot 10^3}{24 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{250} \cdot 1,2} = 0,151 \text{ м.}$$

Принимаем сечение продольных рёбер $\delta_{p1} \times h_{p1} = 50 \times 150$ мм; поперечных рёбер – $\delta_{p2} \times h_{p2} = 50 \times 150$ мм – в них предусматриваются отверстия для проветривания.

Обшивка панели из стандартных асбестоцементных (хризотилцементных) листов размером $1,5 \times 3,0$ м толщиной: верхняя – $\delta_{\epsilon} = 8$ мм, нижняя – $\delta_n = 8$ мм. Обшивка соединяется с каркасом шурупами $\varnothing 5$ мм с шагом 300 мм, расстояние от кромки – 150 мм. Диаметр отверстий на 2 мм больше диаметра шурупов. Волокна обшивки направлены вдоль продольных рёбер. Утеплитель (минераловатные плиты) приклеивается к нижней обшивке на слой битума, который служит пароизоляцией.

Компоновка сечения панели

Расчётная ширина панели $b_n = 0,99 \cdot 1495 = 1480$ мм. Расстояние между осями рёбер (толщина 50 мм) с учётом соединительных брусков (толщина 50 мм)

$$a_4 = (1,48 - 0,05 \cdot 2) / 3 = 0,46 \text{ м.}$$

Принимаем расстояние между осями рёбер $a = 0,46$ м.

Сбор нагрузок на 1 м^2 приведён в табл. 6.

Таблица 6

Сбор нагрузок на 1 м^2 панели

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	Коэффициент надёжности γ_f	Расчётная нагрузка, кН/м^2
<i>Постоянная</i>			
1. Рулонная рубероидная кровля	0,10	1,3	0,130
2. Верхняя асбестоцементная обшивка: $\delta_6 \gamma$, $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$	$0,008 \cdot 19 = 0,152$	1,2	0,182
3. Нижняя асбестоцементная обшивка: $\delta_n \gamma$, $\gamma = 19 \text{ кН/м}^3$	$0,008 \cdot 19 = 0,152$	1,2	0,182
4. Продольные ребра: $b_{p1} \cdot h_{p1} \cdot n_{p1} \cdot \gamma_d / b_n$	$0,05 \cdot 0,150 \cdot 4 \cdot 5 / 1,5 = 0,1$	1,1	0,110
5. Поперечные ребра: $b_{p2} \cdot h_{p2} \cdot n_{p2} \cdot \gamma_d / L_n$	$0,05 \cdot 0,150 \cdot 2 \cdot 5 / 3 = 0,025$	1,1	0,028
6. Утеплитель: $\gamma_y = 2 \text{ кН/м}^3$, $h_y = 0,13 \text{ м}$	$0,13 \cdot 2 = 0,26$	1,2	0,312
7. Пароизоляция	0,02	1,2	0,024
Итого постоянная	$g_n = 0,71$	–	$g = 0,97$
<i>Временная снеговая</i>	$p_n = 1,5$	1,4	$p = 2,1$
<i>Полная</i>	$g_n + p_n = 2,21$	–	$g + p = 3,1$

Проверка верхней обшивки на изгиб

Верхняя обшивка рассчитывается как трёхпролётная неразрезная балка с пролётом $a = 0,466$ м на два сочетания нагрузок:

- 1) равномерно распределённая нагрузка от собственного веса панели и снеговая нагрузка (рис. 13);

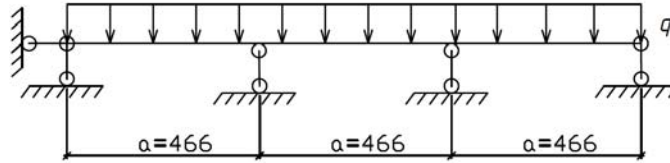


Рис. 13. Расчётная схема плиты

- 2) равномерно распределённая нагрузка от собственного веса панели и сосредоточенная сила $P_n = 1$ кН, умноженная на коэффициент надёжности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$ (рис. 14).

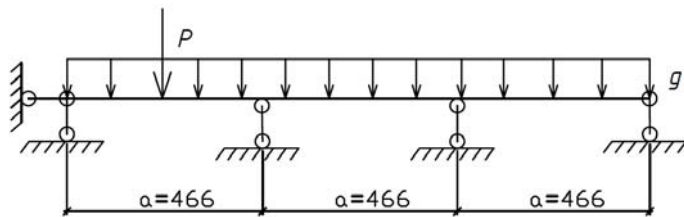


Рис. 14. Расчётная схема плиты: а – расстояние между рёбрами

Нагрузка на 1 пог. м панели для расчёта на первое сочетание:

- нормативная $q_n = 2,21 \cdot 1,48 = 3,27$ кН/м;
- расчётная $q = 3,1 \cdot 1,48 = 4,6$ кН/м.

Нагрузка на 1 пог. м панели для расчёта на второе сочетание:

$$g = 1,0 \cdot 1,48 = 1,48 \text{ кН/м;}$$
$$P = P_n \cdot \gamma_f = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН.}$$

Первое сочетание нагрузок

Момент инерции и момент сопротивления обшивки вычисляются для полосы шириной $b = 1$ м:

$$I = b\delta_e^3/12 = 1 \cdot 0,008^3/12 = 4,27 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4;$$

$$W = b\delta_e^2/6 = 1 \cdot 0,008^2/6 = 1,07 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Максимальный изгибающий момент от полной равномерно распределённой нагрузки на второй опоре:

$$M_{on} = 0,1qL^2 = 0,1 \cdot 4,6 \cdot 0,466^2 = 0,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения от изгиба

$$\sigma_u = M_{on}/W = 0,1 \cdot 10^{-3}/1,07 \cdot 10^{-5} = 9,35 \leq R_{асб} = 23 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (23 - 9,35)/23 = 60 \% > 25 \ \%.$$

Предельный относительный прогиб, согласно [6, табл. Д.1], $[f/L] = 1/120$. Относительный прогиб от нормативной равномерно распределённой нагрузки будет максимальным в первом пролёте обшивки:

$$f/a = \frac{q_n a^3}{384 E_{асб} I} = \frac{3,27 \cdot 0,466^3}{384 \cdot 10^7 \cdot 4,27 \cdot 10^{-8}} = 0,002 \leq [f/a] = 0,0038.$$

Условие выполняется.

Второе сочетание нагрузок

Максимальный изгибающий момент от действия равномерно распределённой нагрузки от собственного веса панели и сосредоточенной силы:

$$M_{on} = 0,08ga^2 + 0,2Pa = 0,08 \cdot 1,48 \cdot 0,466^2 + 0,2 \cdot 1,2 \cdot 0,466 = 0,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения от изгиба

$$\sigma_u = M_{on}/W = 0,14 \cdot 10^{-3}/1,07 \cdot 10^{-5} = 13,1 \leq R_{асб} = 23 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (23 - 13,1)/23 = 43 \% > 25 \ \%.$$

Расчёт нижней обшивки

Расчёт нижней обшивки не проводится, так как она работает на изгиб только от собственного веса и веса утеплителя с большим запасом.

Расчёт продольных рёбер

Расчётная длина панели $L_0 = 3000 - 20 - 60 = 2920$ мм, где 20 мм – зазор между панелями, 60 мм – ширина площадки опирания.

Суммарная толщина рёбер $b = 50 \cdot 4 = 200$ мм.

Момент сопротивления

$$W = b \cdot h^2 / 6 = 0,20 \cdot 0,15^2 / 6 = 7,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Расчётный изгибающий момент

$$M = qL^2 / 8 = 4,6 \cdot 2,92^2 / 8 = 4,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчётная поперечная сила

$$Q = qL / 2 = 4,6 \cdot 2,92 / 2 = 6,7 \text{ кН}.$$

Статический момент

$$S = b \cdot h^2 / 8 = 0,20 \cdot 0,15^2 / 8 = 5,6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3.$$

Момент инерции сечения

$$I = bh^3 / 12 = 0,20 \cdot 0,15^3 / 12 = 5,6 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Проверка прочности рёбер по нормальным напряжениям:

$$\sigma_u = M / W = 4,9 \cdot 10^{-3} / 7,5 \cdot 10^{-4} = 6,54 \text{ МПа} < R_u = 12,87 \text{ МПа}.$$

Недонапряжение составляет

$$100 \% \cdot (12,87 - 6,54) / 12,87 = 49 \% > 25 \%.$$

Проверка прочности на касательные напряжения:

$$\begin{aligned} \tau &= QS / Ib = (6,7 \cdot 5,6 \cdot 10^{-4} \cdot 10^{-3}) / (5,6 \cdot 10^{-5} \cdot 0,2) = \\ &= 0,34 \text{ МПа} < R_{ск} = 1,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Недонапряжение составляет:

$$100 \% \cdot (1,6 - 0,34) / 1,6 = 79 \% > 25 \%.$$

Проверка прогиба панели.

Предельное значение прогиба $[f/L]$ принимается в соответствии с [6, табл. Д.1]:

$$f/L = (5q_n L^3 / 384EI) = (5 \cdot 3,24 \cdot 2,92^3) / (384 \cdot 11 \cdot 10^6 \cdot 5,6 \cdot 10^{-5}) = 0,0017 < [f/L] = 1/150 = 0,0067.$$

Условия выполняются с большим запасом, однако, учитывая требования расстановки нагелей, уменьшать ширину рёбер нельзя.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Насонов, С. Б. Руководство по проектированию и расчёту строительных конструкций / С. Б. Насонов. – Москва : АСВ, 2013. – 990 с.
2. Гринь, И. М. Строительные конструкции из дерева и синтетических материалов. Проектирование и расчёт / И. М. Гринь, Е. Джан-Темиров, В. И. Гринь. – Киев : Вища школа, 1990. – 221 с.
3. Дмитриев, П. А. Деревянные балки и балочные клетки : учеб. пособие / П. А. Дмитриев. – Новосибирск : НИСИ, 1989. – 162 с.
4. Конструкции из дерева и пластмасс. Примеры расчёта и конструирования / В. А. Иванов, В. З. Клименко, Л. И. Кормаков [и др.] ; под ред. В. А. Иванова. – Киев : Вища школа, 1981. – 392 с.
5. СП 64.13330.2017. Деревянные конструкции : актуализированная ред. СНиП II-25-80 : изм. 1, 2 : введ. 28.08.17. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
6. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : актуализированная ред. СНиП 2.01.07-85* : изм. 1, 2 : введ. 04.06.17. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
7. Шишкин, В. Е. Деревянные конструкции / В. Е. Шишкин. – 3-е изд., перераб. – Москва : Госстройиздат, 1958. – 240 с.
8. Шмидт, А. Б. 15 примеров расчёта деревянных конструкций / А. Б. Шмидт, Ю. В. Халтурин, Л. Н. Пантюшина. – Барнаул, 1997. – 44 с.

9. ГОСТ 4028-63. Гвозди строительные. Конструкция и размеры : введ. 01.08.1964. – Гр. В78. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
10. ГОСТ 33080-2014. Конструкции деревянные. Классы прочности конструкционных пиломатериалов и методы их определения : введ. 01.07.2015. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
11. ГОСТ 27751-2014. Надёжность строительных конструкций и оснований. Основные положения : введ. 01.07.2015. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
12. ГОСТ 24454-80 Пиломатериалы хвойных пород. Размеры : изм. 1, 2 : введ. 01.01.1981. – Гр. К21. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
13. ГОСТ 18124-2012 Листы. хризотилцементные плоские. Технические условия : изм. 1 : введ. 01.07.2013. – Гр. Ж14. – Текст : электронный // Техэксперт. Электронный фонд правовой и нормативно-технической документации.
14. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80). – Москва : Стройиздат, 1986. – 215 с.

Приложение 1

Номинальные размеры толщины и ширины обрезных пиломатериалов хвойных пород по [12]

Толщина, мм	Ширина, мм								
	75	100	125	150	—	—	—	—	—
16	75	100	125	150	—	—	—	—	—
19	75	100	125	150	175	—	—	—	—
22	75	100	125	150	175	200	225	—	—
25	75	100	125	150	175	200	225	250	275
32	75	100	125	150	175	200	225	250	275
40	75	100	125	150	175	200	225	250	275
44	75	100	125	150	175	200	225	250	275
50	75	100	125	150	175	200	225	250	275
60	75	100	125	150	175	200	225	250	275
75	75	100	125	150	175	200	225	250	275
100	—	100	125	150	175	200	225	250	275
125	—	—	125	150	175	200	225	250	—
150	—	—	—	150	175	200	225	250	—
175	—	—	—	—	175	200	225	250	—
200	—	—	—	—	—	200	225	250	—
250	—	—	—	—	—	—	—	250	—

Примечание. По требованию потребителя допускается изготавливать пиломатериалы с размерами, не указанными в таблице. Пиломатериалы должны изготавливаться со следующими размерами поперечных сечений:

а) для экспорта — 63×160; 90×90; 90×125; 50×300; 63×300; 75×300; 100×300 мм;

б) По согласованию с потребителем для внутреннего рынка (для брусев нефтяных вышек) — 400×400; 360×360; 200×400; 180×350; 150×300; 300×300 мм.

Приложение 2

Сортамент строительной фанеры марок ФСФ, ФК и ФБС

Марка фанеры	Размер листа, мм		
	Длина	Ширина	Толщина
ФСФ и ФК	2440	1525	1,5; 2; 2,5; 3
	2440	1220	
	2135	1525	4
	1830	1220	5
	1525	1525	6; 7; 8; 9; 10; 12
	1525	1220	
	1525	725	
	1220	1220	15; 18; 19
	1220	725	
	1500	1200	5
ФБС	1500	1500	7
	5600	1200	7; 10; 12
	4850	1200	
	4400	1500	14; 16

Приложение 3

Сортамент асбестоцементных (хризотилцементных) плоских листов [13]

Длина, мм		Ширина, мм		Толщина, мм	
Номин.	Пред. откл.	Номин.	Пред. откл.	Номин.	Пред. откл.
3600	±10	1570	± 6	12	+1,0 -0,6
3000				10	
2500		1500		8	

Физико-механические характеристики асбестоцементных (хризотилцементных) плоских листов

Наименование показателя	Значение для листов	
	прессованных	непрессованных
Предел прочности при изгибе, МПа (кгс/см^2), не менее	23 (230)	18 (180)
Плотность, г/см^3 , не менее	1,80	1,60
Модуль упругости, МПа	10000	9000

Масса асбестоцементных (хризотилцементных) листов

Размер листа, м	Масса листа, кг, при толщине, мм					
	прессованного			непрессованного		
	6	8	10	6	8	10
3,6×1,5	70	92	115	64	85	104
3,6×1,2	56	74	92	51	67	84
3,0×1,5	59	78	96	53	70	87
3,0×1,2	47	63	77	43	57	70
2,0×1,5	48	64	80	44	59	74
2,5×1,2	38	51	64	35	46	58

Приложение 4

Сортамент строительных гвоздей [9]

Условный диаметр стержня d , мм	Длина гвоздя l , мм	Наименьший диаметр головки D , мм	Условный диаметр стержня d , мм	Длина гвоздя l , мм	Наименьший диаметр головки D , мм
1,8	32, 40, 50, 60	3,5	3,5	90	7,0
2,0	40, 50	4,0	4,0	100, 120	7,5
2,5	50, 60	5,0	5,0	120, 150	9
3,0	70, 80	6,0	6,0	150, 200	11

Приложение 5

Стальные фосфатированные (чёрное покрытие) саморезы по дереву (с редкой резьбой)

Условный диаметр стержня d , мм	Длина самореза l , мм	Условный диаметр стержня d , мм	Длина самореза l , мм
3,5	16, 19, 25, 32, 35, 41, 45, 51, 55	4,8	95, 100, 110, 120, 130
3,8	65	5,0	150
4,2	70, 75, 90		

Приложение 6

Саморез универсальный (белое или жёлтое цинковое покрытие) с потайной головкой для дерева, ДСП, ДВП и других древесных материалов (с редкой резьбой)

Условный диаметр стержня d , мм	Длина самореза l , мм	Условный диаметр стержня d , мм	Длина самореза l , мм
2,5	12, 16, 20, 25	4,5	16, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 60, 70, 80
3,0	12, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 45	5,0	16, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 120
3,5	12, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50	6,0	40, 45, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 120, 160, 200
4,0	12, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 60, 70		

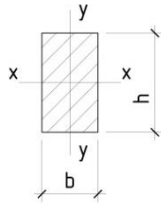
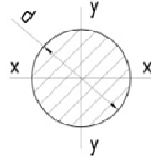
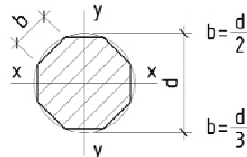
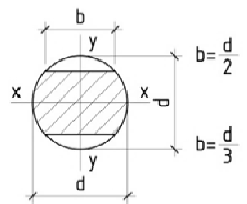
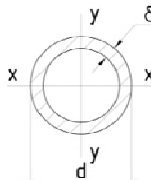
Приложение 7

Болты с шестигранной головкой класса точности В

Диаметр, мм		Площадь сечения, см ²		Длина, мм	Размеры квадратных шайб стяжных болтов, мм	
по стержню	по нарезке	по стержню	по нарезке		ширина	толщина
12	9,7	1,13	0,74	50–260	45	4
16	13,4	2,01	1,41	60–300	55	4
20	16,7	3,14	2,18	65–300	70	5
24	20,1	4,52	3,16	75–300	90	7
30	25,4	7,06	5,06	90–300	—	—
36	30,8	10,17	7,44	110–300	—	—

Приложение 8

Геометрические характеристики поперечных сечений

Сечение	Площадь сечения A , см ²	Радиус инерции r_x , см	Момент инерции J , см ⁴	Момент сопротивления W , см ³	Статический момент поперечного сечения S , см ³
	$b \cdot h$	$0,289 \cdot h$	$\frac{b \cdot h^3}{12}$	$\frac{b \cdot h^2}{6}$	$\frac{b \cdot h^2}{8}$
	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$	$\frac{d}{4}$	$\frac{\pi \cdot d^4}{64}$	$\frac{\pi \cdot d^3}{32}$	$\frac{\pi \cdot d^3}{12,5}$
	$0,695 \cdot d^2$	$0,236 \cdot d$	$0,039 \cdot d^4$	$0,09 \cdot d^3$	$0,07 \cdot d^3$
	$0,76 \cdot d^2$	$0,246 \cdot d$	$0,046 \cdot d^4$	$0,098 \cdot d^3$	$0,08 \cdot d^3$
	$0,74 \cdot d^2$	$0,231 \cdot d$	$0,039 \cdot d^4$	$0,09 \cdot d^3$	$0,07 \cdot d^3$
	$0,77 \cdot d^2$	$0,244d$	$0,046 \cdot d^4$	$0,098 \cdot d^3$	$0,08 \cdot d^3$
	$\pi \cdot d \cdot \delta$	$0,353 \cdot d$	$\frac{\pi \cdot d^3 \cdot \delta}{64}$	$\frac{\pi \cdot d^2 \cdot \delta}{32}$	—

Составители

Елена Львовна Прижукова
Андрей Владимирович Павлик
Никита Фаззович Прижуков

**ПРИМЕРЫ РАСЧЁТА ОГРАЖДАЮЩИХ
КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНЫХ ДЕРЕВЯННЫХ
ЗДАНИЙ**

Методические указания
по выполнению курсовой работы по дисциплине
«Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов,
обучающихся по направлению подготовки
08.03.01 «Строительство» и специальности
08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений»
всех форм обучения

Корректор А.И. Боева

Новосибирский государственный архитектурно-строительный
университет (Сибстрин)
630008, Новосибирск, ул. Ленинградская, 113
