## Задача 6. Конструирование и расчет клеефанерной балки

Клеефанерные балки состоят из фанерной стенки толщиной не менее 10 мм и поясов парного сечения (рис. 1). Пояса выполняют из вертикально поставленных досок прямоугольной формы. Для устойчивости стенки по длине балки ставятся ребра жесткости с шагом 1/8…1/10*l* и шириной, равной половине высоты пояса. Ребра жесткости рекомендуется совмещать со стыками стенок и опорами прогонов. Для уменьшения расчетных размеров листа фанерной стенки в опорных панелях устанавливают диагональные ребра. Пролет клеефанерных балок не превышает 15 м.

По типу конструкции клеефанерные балки бывают ребристыми и с волнистой стенкой. Ребристые балки, в свою очередь, делятся на балки коробчатого (отличаются повышенной жесткостью из плоскости изгиба и гладкими боковыми поверхностями) и двутаврового сечения.

Проектирование балок осуществляется в следующей последовательности:

1. Подбирается сечение балки.

Полная высота балки *h* принимается равной 1/12 ее пролета *l* и округляется согласно размерам стандартных фанерных листов. Высота балки на опоре определяется по формуле

$$h_{оп} = h - i\frac{l}{2}. \qquad (1)$$

Толщина фанерной стенки принимается $\geq h_{ст}/130$.

Для предварительного расчета задаются шириной доски поясов (после острожки $h_n$ = 16 см). Площадь сечения нижнего пояса подбирается из условия его прочности при растяжении

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}} < R_р, \qquad (2)$$

где M – изгибающий момент, действующий в наиболее опасном сечении;
Wпр – момент сопротивления, приведенный к древесине;
Rр – расчетное сопротивление древесины растяжению.

Наиболее опасное сечение в балке расположено от опоры на расстоянии

$$x = \left(\sqrt{\gamma + (1+\gamma)} - \gamma\right)l, \ \gamma = \frac{h_{оп}}{li}, \qquad (3)$$

где *i* – уклон; $h_{оп}$ –высота балки на опоре; *l* – пролет балки.

Сечение верхнего пояса проектируется равным сечению нижнего.

2 Производится проверка принятых сечений:

– по прочности нижнего пояса на растяжение в наиболее опасном сечении по формуле (1);

– по прочности верхнего пояса на сжатие от изгиба с учетом его устойчивости из плоскости балки

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пр}}\varphi} \le R_{\text{с}}\,, \qquad (4)$$

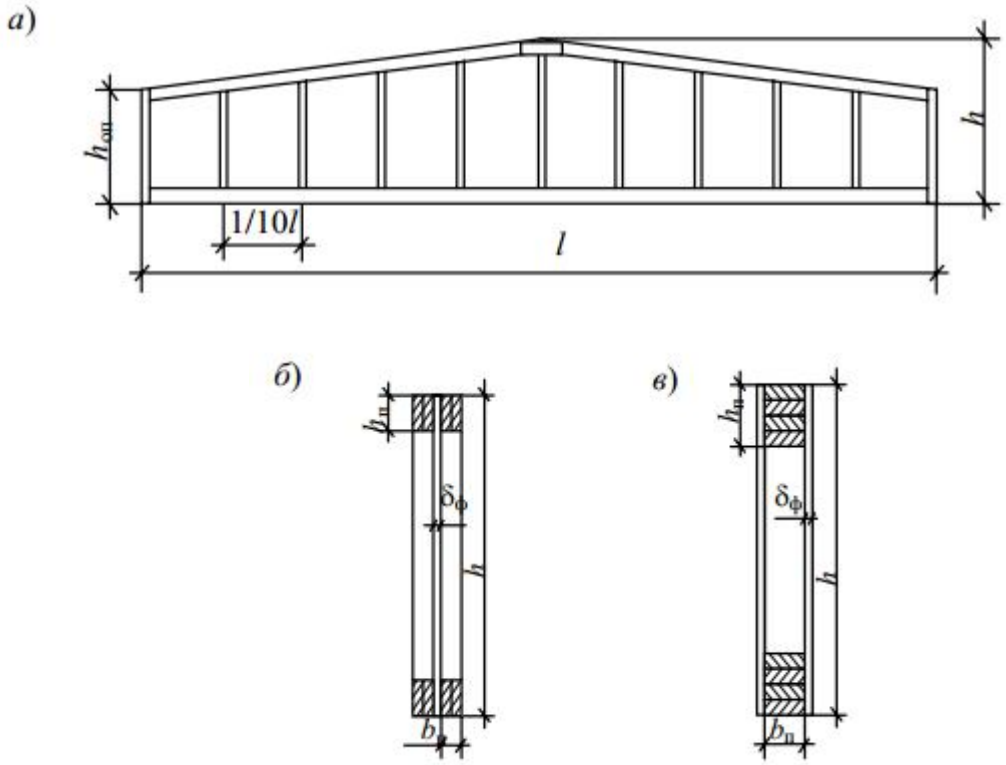


Рис. 1: а – клеефанерная балка; сечения балки: б – двутавровое; в – коробчатое

где $\varphi$ – коэффициент устойчивости пояса из плоскости (принимается по [1]) в зависимости от гибкости

$$\lambda = \frac{l_{\text{р}}}{0{,}29b};$$

*Rc* – расчетное сопротивление древесины сжатию;

*lp* – расстояния между закреплениями в покрытии;

*b* – ширина сечения;

– по прочности фанерной стенки

$$\sigma = \frac{M}{W_{\text{пр.ф}}} < R_{\text{р.ф}} m_{\text{ф}} \,, \qquad (4),$$

где $W_{пр.ф}$ – момент сопротивления, приведенный к фанере;

$R_{р.ф.}$ – расчетное сопротивление фанеры растяжению;

$m_ф$ – коэффициент, учитывающий снижение расчетного сопротивления фанеры в стыке (0,8);

– прочность стенки в опасном сечении на действие главных растягивающих напряжений в зоне первого от опоры стыка фанеры (или первой от опоры сосредоточенной силы)

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{ст}}}{2}\right)^2 + \tau_{\text{ст}}^2} < R_{\text{р.ф.а.}} m_{\text{ф}} \,, \qquad (5)$$

где $\sigma_{ст}$ и $\tau_{ст}$ – нормальные и касательные напряжения на стыке стенки и поясов;

– местная устойчивость стенки проверяется при условии

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ф}}} > 50$$

по формуле

$$\frac{\sigma_{\text{ст}}}{k_{\text{и}}\left(100\delta/h_{\text{ст}}\right)^2} + \frac{\tau_{\text{ст}}}{k_{\tau}\left(100\delta/h_{\text{расч}}\right)^2} \le 1 \,; \qquad (6)$$

– проверяем фанерную стенку на срез $\tau$

$$\tau = \frac{QS_{\text{пр.ф}}}{I_{\text{пр.ф}}\delta_{\text{ф}}} \le R_{\text{ф.ср}} \,, \qquad (7)$$

где $Q$ – поперечная сила; $S_{пр.ф}$ и $I_{пр.ф}$ – статический момент и момент инерции, приведенные к фанере; $\delta_ф$ – суммарная толщина фанерных стенок;

$R_{ф.ср}$ – расчетное сопротивление фанеры срезу;

– прочность фанеры по клеевым швам также проверяется по формуле (7), только вместо толщины фанерной стенки ($\delta_ф$) берется общая толщина клеевого шва ($\sum h_ш$);
– жесткость клеефанерных балок проверяется по формуле

$$\frac{f}{l} = \frac{f_0}{k} \frac{1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^2}{l} \le \left[\frac{f}{l}\right], \qquad (8)$$

где $m_{сл}$ – коэффициент, учитывающий толщину досок; $m_б$ – коэффициент, учитывающий высоту балки;

$f_0 = \frac{5}{384} \frac{q_н l^4}{EI}$ – балочный прогиб;

$k = 0{,}15 + 0{,}85 \frac{h_0}{h}$ – коэффициент, учитывающий переменность сечения;

$c = 15{,}4 + 3{,}8 \frac{h_0}{h}$ – коэффициент, учитывающий деформации сдвига;

$h_0$ – высота балки на опоре;
$h$ – максимальная высота балки.

Пример 1. Рассмотрим расчет клеефанерной балки коробчатого сечения высотой 0,25 м и пролетом 2,8 м (рис. 2). Фанерная стенка выполнена из водостойкой фанеры толщиной 10 мм. Пояса выполнены из цельных брусков сечением 150×40 мм. Ребра жесткости поставлены с шагом 0,35 м и имеют сечение 40×150 мм.

Примем нагрузку, действующей на балку: $q_н$ = 244,8 кг/м (4,76 кН/м), $q_р$ = 2,94 кН/м. Определим максимальный изгибающий момент, действующий в балке

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2{,}94 \cdot 2{,}6^2}{8} = 2{,}48 \text{ кН·м.}$$

Определяем расстояние от оси левого опорного ребра до оси первого промежуточного ребра жесткости

$$a = 0{,}35 + \frac{0{,}04}{2} = 0{,}37 \text{ м.}$$

Расстояния от левой опоры до середины первой и второй панели соответственно равны

$$x_1 = \frac{0{,}04 + 0{,}35}{2} = 0{,}195 \text{ м и } x_2 = 0{,}195 + 0{,}35 = 0{,}545 \text{ м.}$$

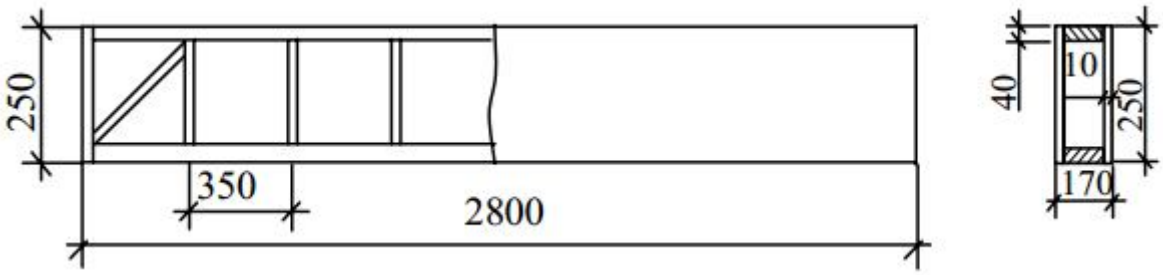


Рис. 2. Клеефанерная балка коробчатого сечения

Определяем моменты в данных сечениях:

$$M_1 = \frac{qx}{2}(l - x) = \frac{2{,}94 \cdot 0{,}195}{2}(2{,}6 - 0{,}195) = 0{,}69 \text{ кН·м}$$

и

$$M_2 = \frac{2{,}94 \cdot 0{,}545}{2}(2{,}6 - 0{,}545) = 1{,}65 \text{ кН·м.}$$

Геометрические характеристики балки равны:
– приведенный момент инерции

$$I_{\text{пр}} = I_{\text{д}} + I_{\text{ф}} \frac{E_{\text{ф}}}{E_{\text{д}}} \quad \text{м}^4,$$

где момент инерции фанерной стенки –

$$I_{\text{ф}} = \frac{\delta_{\text{ф}} h_x^3}{12} = \frac{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}25^3}{12} = 0{,}00002604 \text{ м}^4,$$

момент инерции поясов

$$I_{\text{д}} = \frac{b_{\text{п}} h_{\text{п}}^3}{12} + b_{\text{п}} h_{\text{п}} \left( \frac{h_x}{2} - \frac{h_{\text{п}}}{2} \right)^2 = \frac{0{,}15 \cdot 0{,}04^3}{12} + 0{,}04 \cdot 0{,}15 \cdot \left( \frac{0{,}25}{2} - \frac{0{,}04}{2} \right)^2 =$$

$$= 0{,}00006695 \quad \text{м}^4,$$

$$I_{\text{пр}} = 0{,}00006695 + 0{,}00002604 \cdot \frac{9000}{10000} = 0{,}00009039 \text{ м}^4;$$

– момент инерции, приведенный к фанере

$$I_{\text{пр.ф}} = 0{,}00002604 + 0{,}00006695 \cdot \frac{10000}{9000} = 0{,}0001043 \ \text{м}^4;$$

– приведенный момент сопротивления

$$W_{\text{пр}} = \frac{2I_{\text{пр}}}{h_x} = \frac{2 \cdot 0{,}00009039}{0{,}63} = 0{,}0007231 \ \text{м}^3$$

и

$$W_{\text{пр.ф}} = \frac{2I_{\text{пр.ф}}}{h_x} = \frac{2 \cdot 0{,}0001043}{0{,}25} = 0{,}0008034 \ \text{м}^3;$$

– статический момент стенки и поясов

$$S_{\text{ф}} = \frac{\delta_{\text{ф}} h^2}{8} = \frac{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}25^2}{8} = 0{,}0001562 \ \text{м}^3$$

и

$$S_{\text{д}} = b_{\text{п}} h_{\text{п}} \left( \frac{h}{2} - \frac{h_{\text{п}}}{2} \right) = 0{,}15 \cdot 0{,}04 \left( \frac{0{,}25}{2} - \frac{0{,}04}{2} \right) = 0{,}00063 \ \text{м}^3,$$

– статический момент инерции, приведенный к фанере

$$S_{\text{пр.ф}} = S_{\text{ф}} + S_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\text{ф}}} = 0{,}0001562 + 0{,}00063 \frac{10000}{9000} = 0{,}0008562 \ \text{м}^3.$$

Проверяем прочность балки по формуле (2)

$$\sigma = \frac{2{,}48 \cdot 10^{-3}}{0{,}0007231} = 3{,}43 \ \text{МПа} < R_{\text{р}} = 9 \ \text{МПа}.$$

Касательные напряжения в стенке балки по нейтральной оси проверяем в сечении на опоре (2.16)

$$\tau = \frac{3{,}82 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}0008562}{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}00010043} = 1{,}63 \ \text{МПа} < 6 \ \text{МПа}.$$

Определяем поперечную силу

$$Q = q \frac{l}{2} = 2{,}94 \cdot \frac{2{,}6}{2} = 3{,}82 \ \text{кН}.$$

Проверяем максимальные касательные напряжения по швам между фанерой и древесиной

$$\tau = \frac{QS_{п}}{b_{рас} I_{пр.ф}} = \frac{3{,}82 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}00063}{0{,}08 \cdot 0{,}00010043} = 0{,}3 \text{ МПа} < 0{,}8 \text{ МПа},$$

где

$$b_{рас} = nh_{п} = 2 \cdot 0{,}04 = 0{,}08 \text{ м}.$$

Проверяем устойчивость фанерной стенки на действие нормальных и касательных напряжений в середине первой панели при $x_1$ = 0,195 м. Высота стенки между внутренними кромками поясов равна

$$h'_{ст} = 0{,}25 - 0{,}04 \cdot 2 = 0{,}17 \text{ м}.$$

Так как

$$\frac{h'_{ст}}{\delta_{ф}} = \frac{0{,}17}{0{,}01} = 17 < 50,$$

следовательно, устойчивость фанерной стенки обеспечена.

Проверяем фанерную стенку на устойчивость из плоскости в середине второй панели при $x_2$ = 0,445 м

$$Q_2 = q\left(\frac{l}{2} - x_2\right) = 2{,}94\left(\frac{2{,}6}{2} - 0{,}445\right) = 2{,}52 \text{ кН}.$$

Определяем нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне кромки поясов

$$\sigma^2_{ст} = \frac{M_2}{W_{пр.ф}} = \frac{1{,}65 \cdot 10^{-3}}{0{,}0008034} = 2{,}05 \text{ МПа}$$

и

$$\tau_{ст2} = \frac{Q_2 S_{пр.ф}}{2\delta_{ф} I_{пр.ф}} = \frac{2{,}52 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}0008562}{2 \cdot 0{,}01 \cdot 0{,}00010043} = 1{,}07 \text{ МПа}.$$

$h_{ст} = 0{,}17$ м и $\gamma_2 = \frac{a'_0}{h_{ст}} = \frac{0{,}35}{0{,}17} = 2{,}06$, тогда $k_{и}$ = 12,5 МПа и $k_{\tau}$ = 2,45 МПа.

По формуле (6) проверяем местную устойчивость стенки

$$\frac{2{,}05}{12{,}5\left(\frac{100 \cdot 0{,}01}{0{,}17}\right)^2} + \frac{1{,}07}{2{,}45\left(\frac{100 \cdot 0{,}01}{0{,}17}\right)^2} = 0{,}015 < 1.$$

Прочность стенки на действие главных растягивающих напряжений проверяем в середине второй панели (формула (5)). Для этого определяем угол

$$2\mathrm{tg}\alpha = \frac{2\tau_{ст}}{\sigma_{ст}} = \frac{2 \cdot 1{,}07}{2{,}05} = 1{,}22\text{, тогда } \alpha = 31° \text{ и } R_{ф.р.\alpha} = 5{,}3 \text{ МПа}$$

[рис. 17 [5, 1]].

По формуле (2.9) проверяем жесткость балки

$$f_0 = \frac{5}{384}\frac{2{,}45 \cdot 10^{-3} \cdot 2{,}6^4}{10^4 \cdot 0{,}00009039} = 0{,}0016 \text{ м},$$

$$c = 15{,}4 + 3{,}8\frac{0{,}25}{0{,}25} = 19{,}2 \text{ и } k = 0{,}85 + 0{,}15\frac{0{,}25}{0{,}25} = 1.$$

Определяем прогиб балки с учетом деформации сдвига от поперечной силы

$$f = \frac{f_0}{k}\left(1 + c\left(\frac{h}{l}\right)^2\right) = \frac{0{,}0016}{1}\left(1 + 19{,}2\left(\frac{0{,}25}{2{,}6}\right)^2\right) = 0{,}0019 \text{ м} < [f] = 0{,}004 \text{ м}.$$

Проверки выполняются, следовательно, клеефанерная балка удовлетворяет условиям прочности и жесткости.

## Список использованных источников

1. Лисенко Л.М. Дерево в архитектуре. М.: Стройиздат, 1984. 176 с.
2. Леденев В.В. Ярцев В.П., Однолько В.Г. Проектирование конструкций специальных инженерных сооружений: / Учеб. пособие. – Тамбов: ТИХМ, 1991.99 с.
3. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс: Учебник для вузов. – Киев: Вища школа, 1983. 279 с.
4. Турковский С.Б., Погорельцев А.А. Особенности и перспективы развития большепролетных клееных деревянных конструкций / Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века: Матер. конф. – М., 2004. № 6. С. 20–21.
5. Хрулев В.М., Мартынов К.Я., Лукачев С.В., Шутов Г.М. Деревянные конструкции и детали. – М.: Строительство, 1995. 384 с.
6. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная ре-дакция СНиП 2.01.07-85* 9с Изменениями № 1, 2);
7. СП 64.13330.2017 Деревянные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-25-80 (с Изменениями № 1. 2).

## Приложение А
## Исходные данные к задаче по вариантам

| № вари-анта | Сечение балки | | Толщина фанеры, мм | Сечения поясков, мм | Шаг ребер жест-кости, м | Сечения ребер жест-кости, мм | Нагрузка, $q_н$, кН/м |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Высота, м | Пролет, м | | | | | |
| 1 | 0,3 | 2,4 | 10 | 150x40 | 0,4 | 40x150 | 4,80 |
| 2 | 0,35 | 2,6 | 12 | 150x50 | 0,5 | 50x150 | 4,88 |
| 3 | 0,4 | 2,8 | 12 | 150x60 | 0,4 | 50x150 | 4,90 |
| 4 | 0,45 | 3,0 | 10 | 150x40 | 0,5 | 40x150 | 5,0 |
| 5 | 0,5 | 3,2 | 10 | 150x50 | 0,4 | 50x150 | 5,2 |
| 6 | 0,55 | 3,5 | 12 | 150x60 | 0,6 | 50x150 | 5,25 |
| 7 | 0,3 | 3,6 | 12 | 150x40 | 0,6 | 40x150 | 5,3 |
| 8 | 0,35 | 3,8 | 10 | 150x50 | 0,4 | 50x150 | 5,35 |
| 9 | 0,4 | 4,0 | 12 | 150x60 | 0,5 | 50x150 | 5,05 |
| 10 | 0,45 | 4,2 | 12 | 150x40 | 0,5 | 40x150 | 5,0 |

## Приложение В
## Сортамент пиломатериалов хвойных пород по ГОСТ 24454-80Е

Т а б л и ц а В1

| Толщина, мм | Ширина, мм | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 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 | |
| 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** | | | **125** | **150** | **175** | 200 | 225 | 250 | |
| **175** | | | **125** | **150** | **175** | 200 | 225 | 250 | |
| 200 | | | | | | 200 | 225 | 250 | |
| 250 | | | | | | | | 250 | |

П р и м е ч а н и е – Выделены основные рекомендуемые размеры

Расчетные сопротивления строительной фанеры $R^A$

Т а б л и ц а В2

| Вид фанеры | Расчетное сопротивление, МПа | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | растяжению в плоскости листа $R_{ф.р}^A$ | сжатию в плоскости листа $R_{ф.с}^A$ | изгибу из плоскости листа $R_{ф.и}^A$ | скалыванию в плоскости листа $R_{ф.ск}^A$ | срезу перпендикулярно плоскости листа $R_{ф.ср}^A$ |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1. Фанера клееная березовая марки ФСФ сортов В/ВВ, В/С, ВВ/С:<br>а) 7-слойная толщиной 8 мм и более:<br>– вдоль волокон | 21 | 18 | 24 | 1,2 | 9 |
| – поперек волокон наружных слоев | 13,5 | 13 | 10 | 1,2 | 9 |
| – под углом 45 ° к волокнам | 7 | 10,5 | – | 1,2 | 13,5 |
| б) 5-слойная толщиной 5-7 мм:<br>– вдоль волокон наружных слоев | 21 | 19,5 | 27 | 1,2 | 7,5 |
| – поперек волокон наружных слоев | 9 | 10,5 | 4,5 | 1,2 | 9 |
| – под углом 45 ° к волокнам | 6 | 9 | – | 1,2 | 13,5 |
| 2. Фанера клееная из древесины лиственницы марки ФСФ сортов В/ВВ и ВВ/С 7-слойная толщиной 8 мм и более:<br>– вдоль волокон наружных слоев | 13,5 | 26 | 27 | 0,9 | 7,5 |
| | 11,5 | 19,5 | 16,5 | 0,75 | 7,5 |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| – поперек волокон наружных слоев<br>– под углом 45 ° к волокнам | 4,5 | 7,5 | – | 1,05 | 11,5 |
| 3. Фанера бакелизированная марки ФБС толщиной 7 мм и более:<br>– вдоль волокон наружных слоев<br>– поперек волокон наружных слоев<br>– под углом 45 ° к волокнам | <br><br><br><br>48,5/32<br>36,5/24<br>25/16,5 | <br><br><br><br>42,5/28<br>35/23<br>32/21 | <br><br><br><br>50/33<br>38/25<br>– | <br><br><br><br>2,7/1,8<br>2,7/1,8<br>2,7/1,8 | <br><br><br><br>16,5/11<br>18/12<br>24/16 |

П р и м е ч а н и я:

1 Расчетные сопротивления смятию и сжатию перпендикулярно плоскости листа для березовой фанеры марки ФСФ – $R_{ф.с90}{}^{A} = R_{ф.см90}{}^{A}$ = 6 МПа и марки ФБС – $R_{ф.с90}{}^{A} = R_{ф.см90}{}^{A}$ = 12 МПа.

2 Расчетные сопротивления растяжению перпендикулярно к плоскости листа – отрыв шпона принимают $R_{ф.р90}{}^{A}$ = 0,15 МПа.