

## ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ СТЕНОК ДВУСКАТНЫХ КЛЕЕНЫХ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК

### VERIFICATION OF DURABILITY OF WALLS OF THE WITH TWO SLOPING SURFACES GLUED DEREVOFANERNYKH BEAMS

*к.т.н., доцент Кириленко В.Ф., аспирант Пинчук Е.А.  
(Национальная академия природоохранного и курортного  
строительства)*

*cand. Sc. Kirilenko V.F.p-g. st. Pinchuk H.A. (National academy of nature  
protection and resort building)*

#### Аннотация

В расчетах прочности фанерных стенок на действие главных растягивающих напряжений при определении касательных напряжений рекомендуются зависимости, учитывающие изменение сечения по длине балки. На приведенных примерах показано, что учёт этого обстоятельства приводит к уменьшению главных напряжений, что является некоторым резервом прочности фанерных стенок.

**Ключевые слова:** деревофанерные балки, прочность стенок

#### Abstract

In the calculations of durability of the veneered walls on the action of main stretchings tensions at determination of tangent tensions dependences, taking into account the change of section on length of beam, are recommended. It is rotined on the resulted examples, that over the account of this circumstance brings to diminishing of main tensions, that is some reserve of durability of the veneered walls.

**Keywords:** derevofanernye beams, durability of walls

#### Постановка задачи

В клееных деревофанерных балках коробчатого и двутаврово-коробчатого сечения пролетом 12-18 м доля участия фанерных стенок в восприятии изгибающего момента в сечениях с максимальными продольными усилиями в поясах значительно выше, чем в составных металлических балках и составляет 18-26%. Стенки плоскостных деревофанерных конструкций работают преимущественно на сдвиг, однако для балок переменной высоты доля их участия в восприятии сдвигающих сил в значительной мере зависит от уклона верхней грани. Для двускатных балок с уклонами 1/20-1/10 касательные напряжения в фанерной стенке меньше вычисленных по формуле

Журавского, в то же время возрастают касательные напряжения в наклонных поясах [1,2]. Эти обстоятельства необходимо учитывать в расчётах как прочности, так и устойчивости фанерных стенок и поясов, находящихся в сложном напряженном состоянии.

Фанера с перекрёстным расположением шпонов обладает ортотропными свойствами, упругие и прочностные свойства которой в значительной мере зависят от направления действия сил. В литературе имеются графические зависимости пределов прочности и расчётных сопротивлений от углов между направлением растяжения и ориентацией волокон наружных шпонов. Наименьшие значения прочностных показателей находятся для углов около  $45^0$  и составляют 28-33% от значений при растяжении вдоль волокон [3-5].

Экспериментальные исследования балок показывают, что исчерпание их несущей способности в некоторых случаях происходит в фанерных стенках приопорных зон, т.е. в местах совместного действия нормальных и касательных напряжений, а характер разрушения, кроме того, зависит от ориентации волокон наружных шпонов [3,6]. Учитывая это, в качестве критерия прочности для фанерных стенок балок при расчёте по методу предельных состояний принято условие, в котором главные растягивающие напряжения не должны превышать расчётное сопротивление фанеры в направлении главной площадки. Примеры расчёта деревофанерных балок коробчатого и двутаврово-коробчатого сечения, выполненные в [7-10] показывают, что именно это условие является определяющим при назначении толщины стенки.

### **Определение напряжений в фанерной стенке.**

Согласно нормативным документам расчёт деревофанерных балок с продольным расположением рубашечных слоёв фанеры по предельным состояниям первой и второй группы рекомендуется выполнять с учётом приведенных к одному материалу геометрических характеристик сечения  $I_{np}$ ,  $W_{np}$ ,  $S_{np}$ ,  $A_{np}$ . При определении коэффициента приведения согласно [7] необходимо учитывать увеличение модуля упругости фанеры на 20 %, т.е. для клееной берёзовой фанеры марки ФСФ отношение  $E_{\delta}/E_{\phi}$  составит  $10000 / 1,2 \cdot 9000 = 0,926$  ( $E_{\delta}, E_{\phi}$  - модули упругости древесины и фанеры).

Для некоротких балок с линейно изменяющейся высотой при малых углах наклона верхнего пояса ( $\alpha < 10^0$ ) нормальные

напряжения в фанерной стенке можно находить, пользуясь гипотезой плоских сечений

$$\sigma_{\phi} = \frac{M \cdot y}{I_{np.\phi}},$$

(1)

где  $I_{np.\phi}$  - момент инерции сечения, приведенный к материалу фанеры.

Касательные напряжения в стенках деревофанерных балок будем определять с учётом переменности сечения [1]

$$\tau_{\phi} = \frac{QS_{np.\phi}}{\delta I_{np.\phi}} + \frac{M}{\delta I_{np.\phi}} \left( \frac{dS_{np.\phi}}{dx} + \frac{1}{2} \delta \cdot y \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS_{np.\phi}}{\delta I_{np.\phi}^2} \cdot \frac{dI_{np.\phi}}{dx}, \quad (2)$$

где  $Q, M$  – поперечная сила и изгибающий момент;  $\delta$  – толщина фанерной стенки;  $y$  – расстояние от нейтральной оси до рассматриваемой точки (положительным считается направление к наклонной грани балки);  $dh/dx$  – производная функции высоты сечения балки по  $x$  (для односкатных и двускатных балок  $dh/dx = tg\alpha$ ).

Для двутавровых, коробчатых и двутаврово-коробчатых сечений приведенный момент инерции и приведенный статический момент отсечённой части находится следующим образом

$$S_{np.\phi} = b_n h_n \frac{(h - h_n)}{2} \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} + \frac{\delta}{2} \cdot \left( \frac{h^2}{4} - y^2 \right),$$

(3)

$$I_{np.\phi} = 2 \left[ \frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left( \frac{h - h_n}{2} \right)^2 \right] \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} + \frac{\delta h^3}{12}.$$

Производные этих выражений по  $x$

$$\frac{dS_{np.\phi}}{dx} = \frac{1}{2} \left[ b_n h_n \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} + \frac{\delta}{2} h \right] \frac{dh}{dx} = \frac{1}{2} \left[ b_n h_n \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} + \frac{\delta}{2} h \right] tg\alpha, \quad (4)$$

$$\frac{dI_{np.\phi}}{dx} = \left[ b_n h_n (h - h_n) \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} + \frac{\delta}{4} h^2 \right] \frac{dh}{dx} = \left[ b_n h_n (h - h_n) \frac{E_{\delta}}{E_{\phi}} + \frac{\delta h^2}{4} \right] tg\alpha.$$

В этих выражениях  $h$  - полная высота сечения балки;  $h_n$  - высота пояса;  $b_n$  - ширина сечения деревянных поясов.

В качестве примера определим касательные напряжения в месте первого от опоры стыка фанеры коробчатой балки пролётом 15 м с уклоном верхней грани 1:20, рассмотренной в [9]. Расчётные усилия в этом сечении:  $M = 71,07 \text{ кНм}$ ;  $Q = 49,5 \text{ кН}$ . Геометрические размеры:  $h = 89 \text{ см}$ ;  $h_n = 16 \text{ см}$ ;  $b_n = 5 \cdot 3,3 = 16,5 \text{ см}$ ;  $\delta = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ см}$ . На рис. 1 показана эпюра касательных напряжений по высоте фанерной стенки в промежутке внутренних граней верхнего и нижнего пояса, вычисленных согласно (2), а также эпюра без учёта переменности сечения (по первому слагаемому этого выражения).

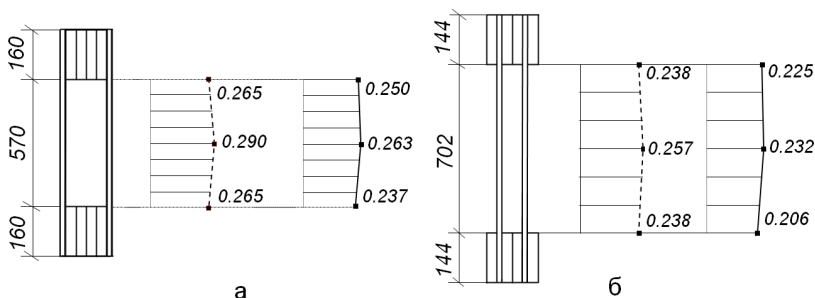


Рис. 1. Эпюры касательных напряжений в коробчатой балке (а) и двутаврово-коробчатой (б): пунктирная – по формуле Журавского, сплошная – согласно (2)

Для сечения в месте первого от опоры стыка фанерной стенки двускатной деревофанерной балки двутаврово-коробчатого сечения пролётом 18 м с уклоном верхнего пояса 1:15, рассмотренной в [7] при  $M = 80,5 \text{ кНм}$ ;  $Q = 53,3 \text{ кН}$ ;  $h = 99 \text{ см}$ ;  $h_n = 14,4 \text{ см}$ ;  $b_n = 4 \cdot 3,3 = 13,2 \text{ см}$ ;  $\delta = 2 \cdot 1,2 = 2,4 \text{ см}$  аналогичные эпюры по высоте стенки показаны на том же рисунке.

Сравнение значений касательных напряжений в приопорных зонах, вычисленных по формуле Д.И.Журавского и с учётом изменения сечения согласно (2) показывает некоторое снижение последних, причём наибольшее расхождение наблюдается в точках внутренних кромок нижних поясов (13,4% в двутаврово-коробчатой балке с уклоном 1:15 и 10,6% в коробчатой с уклоном 1:20).

Анализ распределения касательных напряжений в фанерных стенках для двускатных балок пролётом 12-18 м и уклоном 1:20-1:10, рассмотренных в [7-10] показывает, что для приопорных зон, включая

сечение с первым от опоры стыком, можно предложить следующие простые формулы:

в точках внутренних кромок нижнего пояса:

$$\tau_{\phi}^H = \frac{QS_{np.\phi}}{\delta I_{np.\phi}} - \frac{M}{\delta h_I^2} \operatorname{tg} \alpha, \quad (5)$$

в точках внутренних кромок верхнего пояса:

$$\tau_{\phi}^e = \frac{QS_{np.\phi}}{\delta I_{np.\phi}} - \frac{M}{2\delta h_I^2} \operatorname{tg} \alpha, \quad (6)$$

где  $h_I$  - расстояние между осями поясов.

Сравнение касательных напряжений согласно (5), (6) в приведенных выше примерах с аналогичными значениями на рис. 1 даёт расхождение не более 1%.

### Проверка прочности фанерных стенок

Проверка прочности фанерных стенок на срез для двускатных балок обычно выполняется в опорном сечении, в котором касательные напряжения можно определять по формуле Д.И. Журавского. Следует отметить, что для реально применяемых балок эта проверка обычно даёт значительные запасы прочности, в частности, для двутаврово-коробчатой балки пролётом 18 м [7]  $\frac{0,63 - 0,365}{0,63} 100 = 42\%$  и

$\frac{0,6 - 0,39}{0,6} 100 = 35\%$  для коробчатой балки пролетом 15 м [9].

Здесь числовые значения обозначают максимальные значения касательных напряжений в опорных сечениях ( $\kappa H / \text{см}^2$ ) и расчётные сопротивления фанеры на срез.

Проверка прочности стенки на действие главных растягивающих напряжений выполняется в сечении первого от опоры стыка фанеры по формуле

$$\frac{\sigma_{cm}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_{cm}}{2}\right)^2 + \tau_{cm}^2} \leq R_{фр\alpha} \cdot m_{\phi}, \quad (7)$$

где  $R_{фр\alpha}$  - расчетное сопротивление фанеры растяжению под углом  $\alpha$ , определяемое по графику рис. 17 приложения 5 [5];

$\sigma_{cm}, \tau_{cm}$  - нормальные и касательные напряжения в стенке на уровне внутренней кромки нижнего пояса,  $\alpha$  - угол,

определяемый из зависимости  $tg\,2\alpha = 2\tau_{cm}/\sigma_{cm}$ ,  $m_\phi$  - коэффициент, учитывающий снижение расчётного сопротивления в стыках фанерной стенки, принимаемый в стыковом соединении «на ус» равным 0,8 [7].

Для коробчатой балки пролетом 15 м, рассмотренной в [9], нормальные напряжения  $\sigma_{cm} = 0,25 \text{ кН/см}^2$ , касательные напряжения с учётом переменности сечения согласно рис.1 составляют  $\tau_{cm} = 0,237 \text{ кН/см}^2$  и условие прочности (7) запишется следующим образом

$$\frac{0,25}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,25}{2}\right)^2 + 0,237^2} = 0,393 \text{ кН/см}^2 < 0,54 \cdot 0,8 = 0,432 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь расчётное сопротивление  $R_{фр\alpha} = 0,54 \text{ кН/см}^2$  определено при  $tg\,2\alpha = \frac{2 \cdot 0,237}{0,25} = 1,896$ ,  $2\alpha = 62^\circ 12'$ ,  $\alpha = 31^\circ 06'$ .

Запас прочности здесь составляет  $\frac{0,035 \cdot 100}{0,432} = 8,1\%$  и увеличился по сравнению с вычисленным в [9] на 5,3%.

Для двутаврово-коробчатой балки пролетом 18 м [7] нормальные напряжения в сечении  $\sigma_{cm} = 0,33 \text{ кН/см}^2$ , касательные напряжения  $0,206 \text{ кН/см}^2$  (рис. 1) и условие (7)

$$\frac{0,33}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,33}{2}\right)^2 + 0,206^2} = 0,429 \text{ кН/см}^2 < 0,63 \cdot 0,8 = 0,504 \text{ кН/см}^2.$$

Здесь  $R_{фр\alpha} = 0,63 \text{ кН/см}^2$  взято при  $tg\,2\alpha = \frac{2 \cdot 0,206}{0,33} = 1,248$ ;  
 $2\alpha = 51^\circ 18'$ ,  $\alpha = 25^\circ 39'$ .

С учётом изменения сечения запас прочности здесь составляет  $\frac{0,075 \cdot 100}{0,504} = 14,9\%$ , тогда как в работе [7] при коэффициенте надёжности по назначению  $\gamma_n = 1$  никаких запасов прочности не было.

### Выводы

1. Учёт изменения сечения по длине для двускатных деревофанерных балок в приопорных зонах стенок приводит к

некоторому уменьшению касательных напряжений по сравнению с вычисленными по формуле Журавского.

2. В практических расчётах прочности и устойчивости стенок для определения касательных напряжений можно пользоваться приближёнными выражениями (5), (6).

3. Уменьшение касательных напряжений в точках фанерной стенки на уровне внутренней кромки нижнего пояса ведёт к снижению главных растягивающих напряжений, уменьшению угла наклона главных площадок, повышению расчётного сопротивления растяжению фанеры для этого направления. В конечном счете это приводит к некоторому запасу прочности стенок на действие главных растягивающих напряжений.

#### *Список литературы*

1. Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Напряжения в стенках деревофанерных элементов переменной высоты// Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. научн. тр./ОГАСА. – Одесса, 2010. – Вып. 14 (Часть 1). – С. 108-112.
2. Кириленко В.Ф., Пинчук Е.А. Напряжения в двускатных коробчатых балках в зонах поперечного и чистого изгиба// Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика: Зб. наук. праць ДНУЗТ ім. В. Лазаряна. – Дніпропетровськ, 2012. – Вип.1. – С. 21-27.
3. Корзон С.А., Светозарова Е.И., Серов Е.Н. Некоторые вопросы экспериментального исследования клеефанерных балок// Повышение надёжности и долговечности строительных конструкций: Межвуз. темат. научно-техн. сб. № 2 / ЛИСИ. – Л., 1972. – С. 85-92.
4. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 224с.
5. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
6. Кириленко В.Ф. Руйнування приопорних зон двотаврових деревофанерних балок// Зб. наук. праць / УкрДАЗТ. – Харків, 2003. – Вип. 56. – С. 111-119.
7. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80)/ ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
8. Индустриальные деревянные конструкции. Примеры проектирования / под ред. Слищкоухова Ю.В. – М. Стройиздат, 1991.– 256 с.
9. Проектирование и расчёт деревянных конструкций: Справочник под ред. Гринь И.М. – К.: Будівельник, 1988. – 240 с.
10. Кліменко В.З. Проектування дерев'яних конструкцій. – К.: ІЗМН, 1998. – 432 с.