
НАПРЯЖЕНИЯ В ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛКАХ ПОСТОЯННОГО И ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

Виталий Кириленко, Михаил Кузенков, Елена Пинчук

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Аннотация. С помощью аналитических методов и метода конечного элемента рассмотрено напряжённое состояние деревофанерных балок с ортогональным и наклонным расположением рубашки фанеры, а также двутавровых (коробчатых) элементов переменного сечения по длине. Проанализированы различные виды разрушения фанерных стенок и клеевых швов при испытании балок.

Ключевые слова: деревофанерные балки, напряжения, испытание, разрушение.

ВВЕДЕНИЕ

Древесина, наряду с цементами и металлами, входит в «великую тройку» основных конструкционных материалов с которыми человечество вошло в третье тысячелетие. Наряду с основным преимуществом древесины, заключающемся в постоянном возобновлении её запасов, необходимо отметить такие её достоинства как малая плотность, высокая удельная прочность и жёсткость. Кроме того, при её механической обработке и изготовлении деревянных изделий и конструкций не требуется больших затрат энергии, дефицит которой ежегодно растёт в большинстве стран планеты.

В строительстве к индустриальным типам конструкций, отличающихся технологичностью в изготовлении, простотой в сборке и надёжностью в эксплуатации, можно отнести клееные деревянные конструкции. Склеивание позволяет создавать монолитные элементы практически любой формы и длины. Существенная экономия пиломатериалов достигается в элементах, состоящих из дощатых клееных поясов и тонких стенок из водостойкой фанеры (клееные деревофанерные конструкции).

Применение фанеры, обладающей прочностью на срез в 4-5 раз больше по сравнению с древесиной, позволяет создавать тонкостенные конструкции, у которых изменение высоты поперечного сечения достигается только за счет изменения высоты стенок без перерезания волокон древесины. Кроме того, в деревофанерных конструкциях появляется более широкие возможности конструирования продольного профиля элементов без технологических отходов древесины независимо от уклона. Это позволяет создавать конструкции равнопрочными по длине, в частности, перспективные в этом отношении деревофанерные балки с криволинейным верхним поясом.

В строительстве зданий и сооружений Украины, России, стран Западной и Северной Европы основное применение нашли деревофанерные балки, трехшарнирные рамы, треугольные трёхшарнирные арки с затяжкой двутаврового и коробчатого сечения [1-5]. В последнее время в странах СНГ предпочтение отдаётся двутаврово-коробчатым сечениям, как имеющим повышенную несущую способность

клеевых швов соединения стенок с поясами и более симметричной передачей усилий с поясов на фанерные стенки.

ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

Клееные деревофанерные элементы состоят из двух разнородных материалов: древесины и фанеры, обладающими разными физико-механическими свойствами. Для их расчета при продольном расположении рубашки фанеры используют приведенные к одному материалу геометрические характеристики сечения, а напряжения и деформации определяются по известным формулам сопротивления материалов [6].

Существуют и более точные методы определения напряжений, основанные на рассмотрении плоского напряжённого состояния фанерных (ортотропных) стенок и решении задачи сочленения их с поясами [7]. В этой работе деревянные пояса рассматриваются как упругие стержни, работающие только на осевые усилия, а их контакт с фанерной стенкой проходит по оси поясов. Результаты этого расчета показали, что нормальные напряжения в поясах и скалывающие напряжения в клеевых швах оказались того же порядка, что и вычисленные по формулам сопротивления материалов. Экспериментальные исследования деревофанерных балок двутаврового сечения пролётом 2 и 3 м [8, 9] показали, что в целом напряжённое состояние поясов и фанерных стенок соответствует принятым теоретическим предпосылкам, однако в приопорных зонах и в зонах действия сосредоточенных сил распределение и величина касательных напряжений сильно отличается от вычисленных по формуле Журавского. В большинстве случаев при достаточной прочности деревянных поясов в приопорных зонах происходит разрушение фанерных стенок, либо потеря их местной устойчивости.

Устойчивость фанерных стенок в деревофанерных конструкциях можно значительно повысить, применяя наклонное расположение рубашки фанеры [10, 11], однако исследований напряженно-деформированного состояния таких конструкций, за исключением работ [9, 12, 13], практически нет. В этих работах весьма кратко изложены результаты испытаний деревофанерных балок малого пролёта, стенки которых выполнены с различным углом наклона рубашки фанеры. Балки испытывались в пределах упругой работы материалов, а вопросы разрушения здесь не рассматривались.

Как уже было отмечено ранее, сечение деревофанерных балок и рам в большинстве случаев выполняется переменным по длине, однако переменность сечения для балок учитывается только при нахождении максимальных усилий в поясах и определении прогибов. Напряжения в поясах и фанерных стенках в таких балках вычисляют как и для элементов с параллельными гранями, аналогично записывают и условия прочности и местной устойчивости стенок. В работах одного из авторов этой статьи [14, 15] показано, что переменность сечения в значительной степени влияет на распределение касательных напряжений в фанерных стенках, и это обстоятельство в обязательном порядке должно учитываться в расчетах.

Таким образом, основными задачами настоящего исследования являются вопросы, отмеченные выше: исследование напряжённого состояния в приопорных зонах балок с ортогональным расположением рубашки фанеры, определение напряжений в фанерных стенках с наклонной рубашкой и обобщение исследований

скалывающих напряжений в симметричных и несимметричных элементах переменной высоты.

НАПРЯЖЕНИЯ В ПРИОПОРНЫХ ЗОНАХ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК

С помощью программного комплекса «ЛИРА» исследовалось напряжённое состояние свободноопёртой деревофанерной балки двутаврового поперечного сечения длиной 2000 мм и высотой 200 мм. Сечение деревянных поясов принималось равным 2x25x25мм, толщина фанерной стенки 4мм (рис. 1).

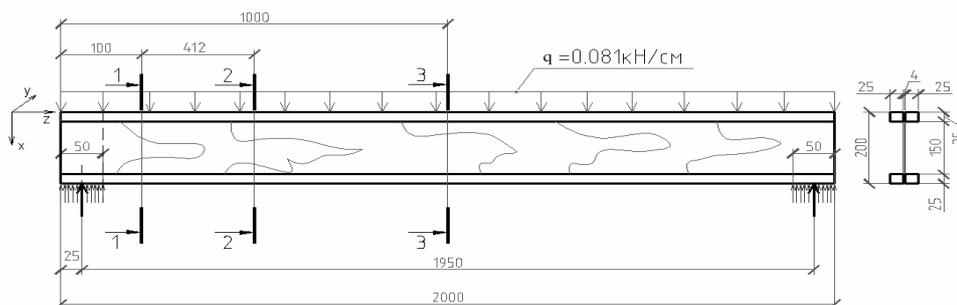


Рис.1. Расчётная схема балки

Fig.1. The designed scheme of a girder

Материал поясов и стенки предполагается однородным и упругим. Для поясов из древесины сосны модуль упругости принят равным 10000 МПа, модуль упругости трёхслойной фанеры 8500 МПа с умножением согласно рекомендациям [6] на коэффициент 1,2, что составит величину $8500 \times 1,2 = 10200$ МПа. Такая небольшая разница в значениях модулей упругости для поясов и стенки позволяет в первом приближении рассматривать двутавровую балку как однородную систему с модулем упругости $E = 10000$ МПа. Нагрузка на балку принималась равномерно распределённой интенсивностью 0,081 кН/см. Балка разбивалась на объёмные конечные элементы. В пределах высоты поясов объёмные конечные элементы принимались равными для древесины 5x5x5 мм, для фанеры – 5x5x4 мм. Размер конечных элементов для фанерной стенки в свету между поясами составил 50x5x4 мм. В каждом поперечном сечении насчитывалось 116 КЭ, из которых в каждом поясе по 55 КЭ. Опорные реакции прикладывались в узлах сетки по нижнему поясу вдоль опорных площадок длиной по 5x10=50 мм.

В результате расчета получены нормальные напряжения σ_z , σ_y , σ_x , касательные напряжения τ_{xz} , τ_{zy} , τ_{xy} в различных точках по длине балки и высоте поперечного сечения. Здесь приводятся результаты определения напряжений в двух характерных сечениях: сечение 1-1 на расстоянии 100 мм от торца балки и сечение 2-2, расположенное в четверти пролёта.

На рис. 2 показана эпюра распределения касательных напряжений τ_{xz} по высоте сечения вблизи опоры. Здесь же показана эпюра вертикального давления σ_x и нормальных напряжений σ_z .

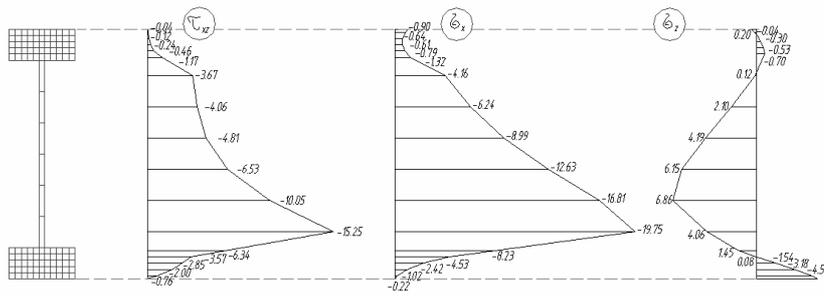


Рис. 2. Эпюры напряжений в сечении 1-1, МПа

Fig. 2. Section strain diagrams in 1-1, MPa

На рис. 3 показаны эпюры касательных напряжений τ_{xz} по ширине пояса на уровне $y = \pm 9,25\text{ см}$ от нейтральной оси и эпюры касательных напряжений τ_{xz} в фанерной стенке в пределах высоты верхнего и нижнего пояса.

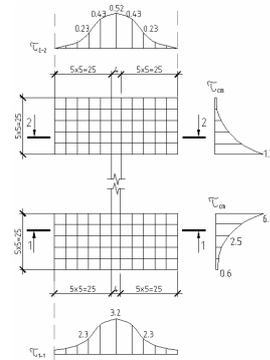


Рис.3. Эпюры касательных напряжений в поясах балки

Fig.3. Strain tangent lines in girder belts diagrams

На рис. 4 показаны эпюры напряжений σ_z , σ_x , τ_{xz} и по высоте поперечного сечения 2-2, расположенного в четверти пролёта.

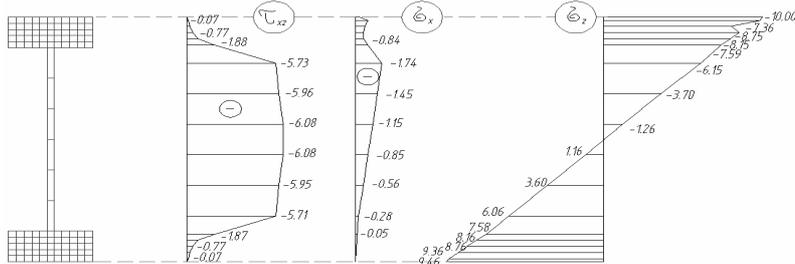


Рис. 4. Эпюры напряжений в сечении 2-2, МПа

Fig.4. Section strain diagrams in 2-2.MPa

Для сечения в четверти пролёта распределение нормальных напряжений σ_z по высоте практически не отличается от принятого в элементарной теории и согласуется с гипотезой плоских сечений, однако значение максимальных напряжений в поясе балки ($\sigma_z = 1,00 \text{ кН/см}^2$), полученное методом КЭ отличается от аналогичного методом сопротивления материалов ($\sigma_z = 1,31 \text{ кН/см}^2$) на 24%.

Распределение напряжений σ_z в сечении вблизи опоры по своему характеру и величине не соответствует элементарному решению. В этом сечении фанерная стенка в пределах внутренних кромок поясов растянута (рис. 2), причём максимальные напряжения $\sigma_z = 0,686 \text{ кН/см}^2$ возникают в средней части сечения и превышают вычисленные по элементарной теории $\sigma_z = 0,195 \text{ кН/см}^2$ более чем в три раза. Сжимающие напряжения в этом сечении возникают только в поясах.

Распределение касательных напряжений в фанерной стенке в четверти пролёта по своему характеру и величине напряжений согласуется с элементарным решением. Что же касается сечения 1-1 то здесь закон распределения скальвающих напряжений по высоте фанерной стенки значительно отличается от принятого в сопротивлении материалов. Максимальные напряжения возникают не в середине сечения, а в точках, примыкающих к нижнему поясу и превышают вычисленные по формуле Д. И. Журавского в 1,5 - 1,7 раза, что согласуется с данными экспериментальных исследований [8].

В сечении 1-1 при опорной зоне возникают значительные сжимающие напряжения σ_x , действующие поперёк оси балки и неучитываемые в сопротивлении материалов. Их наибольшее значение $\sigma_x = 1,97 \text{ кН/см}^2$ соизмеримо с нормальными напряжениями изгиба в середине пролёта и отмечено в нижних точках фанерной стенки в зоне примыкания к нижнему поясу, что обусловлено наличием вблизи опорной реакции.

Применение объёмных конечных элементов позволило исследовать распределение напряжений и в поясах двутавровой балки. Наибольшие скальвающие напряжения возникают по осям поясов, быстро уменьшаясь при продвижении к боковым граням (рис. 3). Распределение скальвающих напряжений в фанерной стенке в местах приклеивания к поясам значительно отличается от элементарного решения. Для сечения вблизи опоры скальвающие напряжения в верхнем поясе несколько меньше от принятых в сопротивлении материалов, в нижнем – в 6-8 раз больше, что объясняется близостью сосредоточенного опорного давления.

БАЛКИ С НАКЛОННЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ РУБАШКИ ФАНЕРЫ

Конструкции деревофанерных балок могут иметь наклонное (восходящее от опор) направление рубашки, угол наклона при этом выбирают в пределах 45° как дающий максимальные критические напряжения потери устойчивости стенки. Стыкование фанерных листов по длине в этом случае может быть выполнено на «ус», размещая стык листов также под углом 45° . Деревофанерные элементы, как и при ортогональном расположении рубашки, могут иметь двутавровое, коробчатое или двутаврово-коробчатое сечение, постоянное или переменное по длине. При обеспечении прочности, жёсткости и устойчивости деревофанерные элементы могут иметь по длине прерывистую фанерную стенку. В этом случае конструктивно легко обеспечить изменение угла наклона рубашки в каждой отдельной панели в соответствии с требованиями расчёта.

Анализ результатов испытаний показывает, что фанерная стенка практически не воспринимает изгибающего момента, а работает преимущественно на сдвиг. Нормальные напряжения в стенке возникают в зонах, примыкающих к поясам и затухают при продвижении к продольной оси балки. Распределение скальвающих напряжений по высоте фанерных стенок практически равномерное. В пределах упругой работы древесины и фанеры наблюдается пропорциональная зависимость между нагрузками на балку и нормальными (касательными) напряжениями.

На основе анализа напряжённо-деформированного состояния считаем, что деревянный элемент с фанерной стенкой может быть рассмотрен как неоднородный стержень, стенка которого выполнена из ортотропного материала с главными направлениями упругости, направленными в общем случае по углом α к продольной оси. В случае поворота системы координат вокруг одной из главных осей анизотропии, например оси $Z=Z_1$, формулы для упругих постоянных имеют вид [10,16]:

$$\frac{1}{E_{x'}} = \frac{\cos^4 \alpha}{E_x} + \left(\frac{1}{G_{xy}} - \frac{2\nu_{xy}}{E_x} \right) \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha + \frac{\sin^4 \alpha}{E_y}, \quad (1)$$

$$\frac{1}{E_{y'}} = \frac{\sin^4 \alpha}{E_x} + \left(\frac{1}{G_{xy}} - \frac{2\nu_{xy}}{E_x} \right) \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha + \frac{\cos^4 \alpha}{E_y}, \quad (2)$$

$$\frac{1}{G_{x'y'}} = 4 \left(\frac{1}{E_x} + \frac{1}{E_y} + \frac{\nu_{xy}}{E_x} - \frac{1}{G_{xy}} \right) \sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha + \frac{1}{G_{xy}}. \quad (3)$$

Здесь $E_x, E_y, G_{xy}, \nu_{xy}$ - главные упругие постоянные фанеры.

При введении значений модулей E_{xy}^{45} и G_{xy}^{45} , называемых иногда диагональными, вместо выражений (1) - (3) при $E_x = E_0, E_y = E_{90}, G_{xy} = G_0, E_{x'} = E_\alpha$ и $G_{x'y'} = G_\alpha$ получим:

$$\frac{E_\alpha}{E_0} = \frac{1}{\cos^4 \alpha + b \sin^2 2\alpha + c \sin^4 \alpha}, \quad (4)$$

$$\frac{G_\alpha}{G_0} = \frac{1}{\cos^2 2\alpha + \frac{G_0}{G_{45}} \sin^2 2\alpha}, \quad (5)$$

где: $c = \nu_0 \cdot \nu_{90}$ и $b = \nu_0 \cdot \nu_{45} - (1+c) \cdot 4$.

В табл. 1 помещены относительные значения упругих постоянных E_0, G_α , подсчитанных согласно (4), (5) в зависимости от направления волокон рубашки фанеры.

В практических расчётах прочности и жесткости деревофанерных элементов величины E_0, G_0, E_{45}, G_{45} могут быть взяты из действующих норм.

Таблица 1. Значение упругих постоянных фанеры в зависимости от направления рубашки

Table 1. Plywood elastic constant values depending on the casing direction

$\alpha, ^\circ$	E_α/E_0	G_α/G_0
0	1	1
15	0,615	1,230
30	0,344	2,285
45	0,276	4
60	0,317	2,285
75	0,486	1,230
90	0,667	1

Пользуясь приведенными к одному материалу геометрическими характеристиками сечения, можно записать:

$$I_{np}^\delta = I_\delta + I_\phi \frac{E_\alpha}{E_\delta}, \quad W_{np}^\delta = 2 I_{np}^\delta / h, \quad (6)$$

где: I_δ, I_ϕ - моменты инерции древесины поясов и фанерной стенки,
 E_δ - модуль упругости древесины поясов,
 E_α - модуль упругости фанеры в направлении продольной оси балки, определяющийся согласно табл. 1,
 h - высота сечения.

Максимальные напряжения в поясах балки:

$$\sigma_{max} = M / W_{np}^\delta.$$

Нормальные напряжения в любой точке по высоте фанерной стенки

$$\sigma_\phi = M \cdot y / I_{np}^\phi,$$

где: I_{np}^ϕ - момент инерции сечения, приведенный к материалу фанеры.

В тех случаях, когда доля фанерной стенки в общей величине момента инерции сечения составляет менее 5 % вторым слагаемым в (6) можно пренебречь и нормальные напряжения в поясах и касательные напряжения в фанерной стенке определять следующим образом

$$\sigma = \frac{M}{F h_0}; \quad \tau = \frac{Q}{\delta_\phi h_0}, \quad (7)$$

где: F - площадь сечения пояса,
 δ_ϕ - толщина фанерной стенки,
 h_0 - расстояние между центрами тяжести поясов.

В отличие от балок с ортогональным расположением рубашки фанеры в элементах с наклонной рубашкой кроме касательных напряжений от поперечной силы возникают дополнительные скальвающие напряжения $\tau_{дон}$ в местах склеивания стенки с поясами. Появление этих напряжений связано с тем, что при растяжении (сжатии) фанеры, у которой главные направления упругости не совпадают с направлением продольных усилий, возникают угловые деформации в зонах приклеивания к поясам [13]. Эти напряжения определяются по формуле:

$$\tau_{дон} = \gamma_{x'y',x'} G_{\alpha} = \sigma_{\phi} \frac{\nu_{x'y',x'}}{E_{x'}} G_{\alpha}, \quad (8)$$

где: $\sigma_{\phi} = \sigma_n \frac{E_{\alpha}}{E_{\delta}}$ - напряжения в фанерной стенке по контакту её с поясами (σ_n - напряжения в поясе).

Отношение $\nu_{x'y',x'} / E_{x'}$ определяется из соотношения между упругими постоянными при повороте системы координат на угол α [16]:

$$\frac{\nu_{x'y',x'}}{E_{x'}} = -\frac{\cos^3 \alpha \sin \alpha}{E_0} + \frac{\sin^3 \alpha \cos \alpha}{E_{90}} + \frac{\cos^3 \alpha \sin \alpha}{G_0} - \frac{2\nu_1}{E_0}. \quad (9)$$

На стадии проектирования и расчёта деревофанерных элементов с наклонной под $\alpha=45^\circ$ рубашкой фанеры главные упругие постоянные можно взять из нормативных документов $E_0=9000$ МПа; $E_{90}=6000$ МПа; $G_0=750$ МПа; $\nu_1=0,085$; $E_{\phi 45}=2500$ МПа; $G_{\phi 45}=3000$ МПа.

В этом случае согласно (9):

$$\frac{\nu_{x'y',x'}}{E_{x'}} = \frac{1}{4} \left(-\frac{1}{9000} + \frac{1}{6000} + \frac{1}{750} \right) - \frac{2 \cdot 0,085}{9000} \approx \frac{1}{3000} \text{ МПа}^{-1}. \quad (10)$$

Таким образом, при наклоне рубашки 45° и упругих постоянных $E_{\phi 45}=2500$ МПа и $E_{\delta}=10000$ МПа, согласно (8) дополнительные скальвающие напряжения составят

$$\tau_{дон} = \sigma_n \frac{2500}{10000} \cdot \frac{1}{3000} \cdot 3000 = 0,25 \sigma_n. \quad (11)$$

Другими словами, дополнительные скальвающие напряжения в клеевых швах соединения стенки с поясами составляют четверть нормальных напряжений в поясах, что для реальных балок составляет значительную величину и часто является причиной разрушения клеевых швов.

ДЕРЕВОФАНЕРНЫЕ БАЛКИ ПЕРЕМЕННОГО СЕЧЕНИЯ

На основании многолетних исследований одного из авторов [14, 15] здесь излагается общий подход для определения скальвающих напряжений в симметричных и несимметричных деревянных балках прямоугольного сечения, а также в стенках балок двутаврового сечения с уклоном верхних граней меньше 10° , что имеет место в покрытиях зданий различного назначения.

Решения теории упругости для симметричных и несимметричных относительно продольной оси клиньев показывает, что при плавном изменении сечения нормальные напряжения в сечении можно подсчитать по формуле $\sigma = My/I$, результаты при этом при углах до $15-20^\circ$ будут отличаться от точного решения всего на несколько процентов.

Балка симметричного сечения

С учетом сказанного из условия равновесия малого элемента длиной Δx , вырезанного из балки прямоугольного сечения на расстоянии y от нейтральной оси балки, касательные напряжения можно определить из условия:

$$\tau b \Delta x = \frac{M_2 S_2}{I_2} - \frac{M_1 S_1}{I_1}, \quad (12)$$

где: M , S , I – изгибающий момент, статический момент части сечения относительно нейтральной оси и момент инерции соответственно второго и первого сечения.

При плавном изменении сечения балки по длине выражения для M , S , I могут быть представлены в виде непрерывных функций переменной x , тогда при переходе к пределу из (12) получим:

$$\tau = \frac{1}{b} \frac{d\left(\frac{MS}{I}\right)}{dx}. \quad (13)$$

После дифференцирования с учетом того, что производная $dM/dx = Q$, получим:

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \frac{dS}{dx} - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx}. \quad (14)$$

При скользящей системе координат, когда начало помещается в центре рассматриваемого сечения, изгибающий момент и поперечная сила будут определяться способом, принятым в сопротивлении материалов, а геометрические характеристики сечения будут функциями высоты сечения балки:

для прямоугольного сечения (рис.5 а)

$$S = \frac{b}{2} \left(\frac{h^2}{4} - y^2 \right), \quad \frac{dS}{dx} = \frac{1}{4} b h \frac{dh}{dx}, \quad I = \frac{bh^3}{12}, \quad \frac{dI}{dx} = \frac{1}{4} bh^2 \frac{dh}{dx}. \quad (15)$$

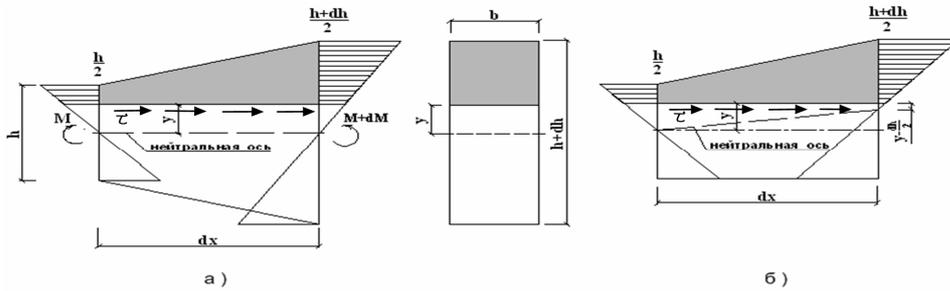


Рис. 5. Бесконечно малый элемент балки прямоугольного сечения: а) симметричной; б) несимметричной

Fig. 5. An infinitesimal element of a girder of the rectangular cross section для стенки балки двутаврового сечения (рис. 6а)

$$S = \frac{I}{2} \left\{ b_n h_n (h - h_n) + \delta \left[\left(\frac{h - 2h_n}{2} \right)^2 - y^2 \right] \right\},$$

$$\frac{dS}{dx} = \frac{1}{2} \left[b_n h_n + \frac{\delta}{2} (h - 2h_n) \right] \frac{dh}{dx} \quad (16)$$

$$I = 2 \left[\frac{b_n h_n^3}{12} + b_n h_n \left(\frac{h - h_n}{2} \right)^2 \right] + \frac{\delta (h - 2h_n)^3}{12},$$

$$\frac{dI}{dx} = \left[b_n h_n (h - h_n) + \frac{\delta}{4} (h - 2h_n)^2 \right] \frac{dh}{dx}.$$

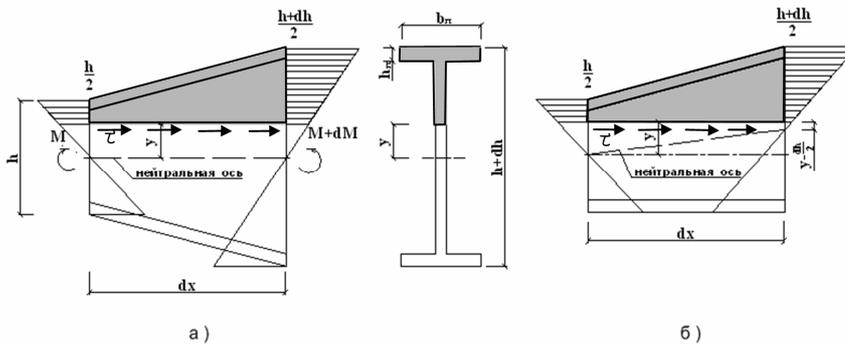


Рис. 6. Бесконечно малый элемент балки двутаврового сечения а) симметричной; б) несимметричной

Fig. 6. An infinitesimal elements of a girder of the double-T section

При определении скалывающих напряжений в стенке двутавровой балки в выражении (3) вместо значения ширины сечения b необходимо взять толщину стенки δ .

Балка несимметричного сечения

Приём, описанный нами для симметричных балок, в полной мере нельзя перенести на балки, не имеющие продольной оси симметрии. Отличие заключается в том, что здесь нейтральная ось направлена не горизонтально. С учётом того, что расстояние от оси до рассматриваемого слоя правого сечения (рис. 5б, 6б) будет $y - dh/2$ в балке появятся дополнительные (по сравнению с балкой симметричного сечения тех же размеров) скалывающие напряжения:

$$\tau_{дон} = \frac{M}{2I} y \frac{dh}{dx}. \quad (17)$$

С учетом (14) общее выражение для касательных напряжений в балках прямоугольного и двутаврового сечения, одна грань которого горизонтальна, имеет вид :

$$\tau = \frac{QS}{bI} + \frac{M}{bI} \left(\frac{dS}{dx} + \frac{1}{2} by \frac{dh}{dx} \right) - \frac{MS}{bI^2} \frac{dI}{dx}. \quad (18)$$

Здесь, как и ранее, значения S , I , dS/dx , dI/dx для двутаврового сечения определяются согласно (16).

В качестве примера исследуем распределение скалывающих напряжений в деревофанерной балке двутаврово-коробчатого сечения пролетом 18 м (рис. 7) пример расчёта который рассмотрен в [6].

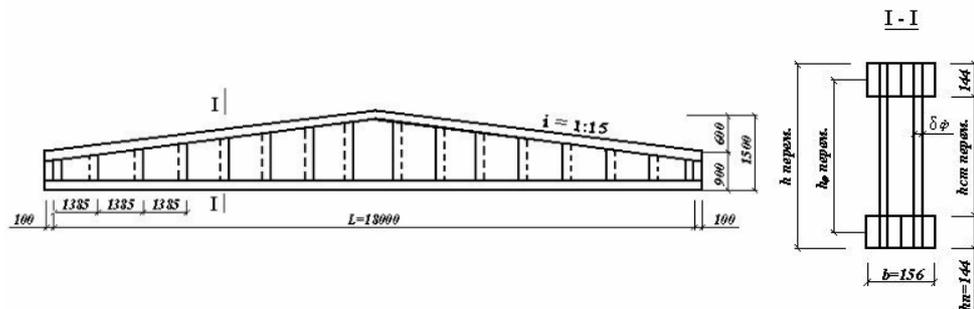


Рис. 7. Двускатная клефанерная балка покрытия

Fig. 7. A glue based plywood coating girder with two sloping surfaces

Поскольку для этой балки проверка прочности фанерной стенки на действие главных растягивающих напряжений является решающей, определим значение скалывающих напряжений согласно (18) в сечении с первым от опоры $x_1 = 1,385$ м вертикальным стыком фанерной стенки. Внутренние усилия в этом сечении $M=80,5$

кНм; $Q=53,3$ кН. Полная высота сечения $h=0,99$ м, момент инерции сечения $I=885000$ см⁴.

На рис. 8 показано эпюры скалывающих напряжений в фанерной стенке, построенных на основании значений напряжений по формуле Журавского и согласно (18).

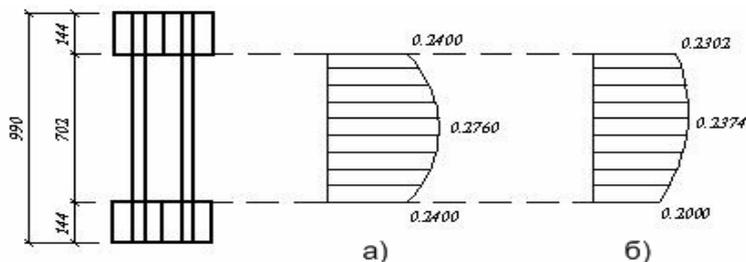


Рис. 8. Эпюры касательных напряжений в фанерных стенках: а) по формуле Журавского; б) с учетом переменности сечения

Fig. 8. Strain tangent lines in plywood walls diagrams

Поскольку предложенный нами метод по сравнению с учётом переменности даёт снижение скалывающих напряжений в нижних волокнах фанерной стенки ($0,20$ кН/см² по сравнению с $0,24$ кН/см²) появляется резерв несущей способности при расчете по главным растягивающим напряжениям.

ИСПЫТАНИЕ БАЛОК

В лаборатории деревянных конструкций были проведены испытания трёх серий двутавровых балок высотой 182...195 мм и расчетным пролётом 2000 мм. Каждая серия состояла из трёх балок, имеющих соответственно продольное, поперечное и наклонное (под углом 45°) направление рубашки фанеры. Пояса балок выполнялись из двух сосновых брусков сечением 23...30 мм, стенка – из клееной трехслойной березовой фанеры марки ФК толщиной 4 мм. Все балки кроме опорных ребер имеют вертикальные рёбра жесткости из брусков сечением 30x30, поставленных через 1/6 часть пролёта, что, кроме того, исключало влияние локальных напряжений при передаче внешней нагрузки. Кроме этого, в лаборатории БелНИИС (г. Минск) при участии одного из авторов статьи проводились испытания натуральных деревофанерных балок двутаврового сечения с наклонным расположением рубашки пролётом 12 м и высотой 0,9 м. Пояса выполнялись из четырёх досок сечением 140x42 мм, стенка балки – из фанеры марки ФСФ толщиной 10 мм.

Балки малого пролёта испытывались в специальной установке двумя сосредоточенными силами, приложенными в третях пролёта. Нагрузка создавалась с помощью гидравлического домкрата, снабженного образцовым монометром и через жёсткую траверсу, катки и прокладки передавалась на балку. Балка натуральных размеров испытывалась при действии сосредоточенных сил, приложенных через 1,5 м по длине верхнего пояса (рис. 9).



Рис. 9. Испытание деревофанерных балок:
а) малого пролета; б) натурная балка

Fig. 9. Testing of plywood girders

Все балки малых пролётов разрушались в приопорных зонах, однако предельная нагрузка и характер разрушения зависели от ориентации рубашки фанеры. На рис. 10 представлены фотоснимки разрушений, свидетельствующие о том, что для балок с ортогональным расположением рубашки характерным является разрушение от среза фанеры в опорной панели, либо разрушение от действия главных растягивающих напряжений.



Рис. 10. Разрушение фанеры в опорной панели:
а) с продольным расположением рубашки; б) с поперечным расположением рубашки

Fig. 10. Plywood destruction in the basic panel

Балки малого пролёта с наклонным (восходящим от опор) направлением рубашки разрушались от скалывания между шпонками фанеры в пределах высоты пояса или от среза фанерной стенки по линии соединения с поясами в балке натуральных размеров (рис. 11).



Рис. 11. Разрушение клеевых швов соединения стенки с поясами:
а) балка малого пролета; б) балка натуральных размеров

Fig. 11. Destruction of a wall glue joint connection with belts

Причиной разрушений клеевых швов и среза фанерной стенки явились дополнительные касательные напряжения, возникающие вследствие продольных деформаций поясов и защемления в них наклонной фанерной стенки.

ВЫВОДЫ

1. Применение объёмных конечных элементов к расчету балок с ортогональным расположением рубашки фанеры позволило не только оценить напряженное состояние, включая и приопорные зоны, но и определить напряжения в клеевых швах соединения стенки с поясами. Полученные здесь результаты могут быть использованы в прочностных расчётах фанерных стенок и клеевых швов.

2. При основных достоинствах деревофанерных балок с наклонным расположением рубашки, заключающихся в значительном повышении устойчивости стенок при сдвиге и меньшей деформативности, они обладают небольшой прочностью клеевых швов соединения стенки с поясами, повысить которую можно увеличением поверхности склеивания при переходе на двутаврово-коробчатое сечение.

3. Переменность сечения вносит существенное влияние на величину и характер распределения скальвающих напряжений в фанерных стенках, что необходимо учитывать в прочностных расчётах балок и расчётах местной устойчивости стенок.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Ашкенази Е.К. Анизотропия древесины и древесных материалов. – М.: Лесная промышленность, 1978. – 224 с.
2. Каюмов Р.Х., Петров А.Н., Сальникова Л.И. Клееные деревофанерные конструкции для сельского строительства // Научно-техн. конф. «Моделирование и оптимизация технологических процессов и элементов конструкций инженерного назначения» / ХабПИ. – Хабаровск, 1989. – С. 45-49.
3. Les poutres bois profilees a ame contreplaque / Annales de l'institut techn. du Batiment et des Trav.Publ. - 1987. - № 454. – 52 p.
4. Лехницкий С.Г. Анизотропные пластинки. – М.: ГИТТЛ, 1957. – 463 с.
5. Канн Э.А., Серов Е.Н. Деревянные конструкции в современном строительстве. – Кишинёв: Штиинца, 1981. – 180 с.
6. Кириленко В.Ф. Напряжённое состояние клефанерных балок двутаврового и коробчатого сечения // Изв. Вузов. Стр-во и архитектура. – 1978. – № 8.-С. 26-32.
7. Кириленко В.Ф. Исследование клефанерных балок с наклонным расположением рубашечных слоёв фанеры // Расчет строительных конструкций и сооружений: Сб. научн. тр./ МИСИ, БТИСМ. – М., 1983. – С. 227-233.
8. Кириленко В.Ф. Руйнування приопорних зон двотаврових деревофанерних балок // Зб. наукових праць / УкрДАЗТ. – Харків, 2003. – Вип. 56. – С. 111-119.
9. Кириленко В.Ф. Скальвающие напряжения в клефанерных балках переменной высоты // Строительные конструкции, здания и сооружения: Сб. тр. / БТИСМ. – Белгород, 1988. – С. 107-111
10. Кириленко В.Ф., Тарасевич А.И., Кляйман М.А. Клееная березовая фанера в конструкциях сельскохозяйственных зданий Белоруссии // Материалы для строительства: Тез. докл. II Международной научно-техн. конф. /ДИСИ.-Днепропетровск, 1993. – С. 141-142.
11. Кириленко В.Ф., Захаров М.Н. Скальвающие напряжения в двутавровых элементах переменной высоты // Стр-во и техногенная безопасность: Сб. научн. тр. / КИПКС. – Симферополь: Таврия, 1999. – С. 22-28
12. Новожилов А.Ф., Левкович Т.И., Левкович Н.Н. Влияние на прочность составных балок направления волокон фанерной стенки // Разработка современных конструкций из дерева, фанеры, пластмасс: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л., 1989. – С. 70-74.
13. Освенский Б.А., Григорьева Л.И. Экспериментальное исследование опорной зоны клефанерных балок // Исследование прочности и эффективности современных конструкций из древесины и пластмасс: Сб. тр. / МИСИ. – М., 1987. – С.73-81
14. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
15. Справочное руководство по древесине / Лаборатория лесных продуктов США. – М.: Лесная промышленность, 1979. – 544 с.
16. Шмидт А.Б., Дмитриев П.А. Атлас строительных конструкций из клееной древесины и водостойкой фанеры. – М.: Изд-во АСВ, 2002. – 292 с.

STRAIN IN PLYWOOD GIRDERS OF CONSTANT AND VARIABLE SECTIONAL VIEW

Vitaly Kirilenko, Mihail Kuzenkov, Helen Pinchuk

Summary. The strained condition of plywood girders with the orthogonal and slope plywood casing arrangement, and also with double-T(box-sharped) elements of variable sectional view on length are considered by means of analytical methods of the final element. Various kinds of destruction of plywood walls and glue joints are analyzed at girders' testing.

Key words: plywood girders, pressure, testing, destruction.