

УДК 624.072

УСТОЙЧИВОСТЬ ПЛОСКОЙ ФОРМЫ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ДЕРЕВОФАНЕРНЫХ БАЛОК

к.т.н. доцент Кириленко В.Ф.

Национальная академия природоохранного и курортного строительства

Постановка задачи

Значительного снижения материалоемкости в строительстве можно достичь применением тонкостенных конструкций, в состав которых входят листовые материалы на основе древесины: фанера, древесные плиты и др. Возможность получить большую экономию материалов с одновременным повышением жесткости в плоскости изгиба всегда приводит к увеличению высоты сечения. При небольшой ширине поясов (а это всегда имеет место в реальных конструкциях) главные моменты инерции сечения намного отличаются между собой, поэтому балки имеют недостаточную жесткость из плоскости изгиба, обусловленную, кроме того, и малыми значениями модулей нормальной упругости и сдвига. Всё это является причинами их недостаточной устойчивости, для повышения которой необходима постановка поперечных связей, количество которых должно быть обосновано расчетом.

В действующих нормах и пособии по проектированию деревянных конструкций [1,2] вопросы обеспечения плоской формы деформирования балок изложены, в основном, для изгибаемых элементов прямоугольного сечения. Для двутавровых (коробчатых) балок проверку устойчивости рекомендуется производить в тех случаях, когда расстояние между закреплёнными точками превосходит ширину пояса более, чем в семь раз. Расчётная формула при этом содержит коэффициент продольного изгиба сжатого пояса из плоскости балки. Такой подход для двутавровых сечений является весьма приближённым, поэтому необходимы теоретические и экспериментальные исследования устойчивости балок.

Вопросы общей устойчивости деревофанерных двутавровых балок исследованы крайне недостаточно, известны преимущественно работы Ю.А. Фрицлера [3-5]. Им проведены обширные испытания балок пролётом 4 м, нагруженных двумя сосредоточенными силами в третях пролёта при отношении высоты к пролёту 1/9-1/11 с поперечными рёбрами и без них, а также с различными схемами постановки связей. Автором совместно с В.А. Шляпиным [6] экспериментальным путём определялась изгибная жесткость из плоскости балки и жесткость на кручение. Показано, что отношение изгибной и крутильной жесткости для балок без рёбер жесткости приближённо равно пяти, наличие же рёбер снижает это отношение на 8-22 %.

В теоретических исследованиях при определении критических изгибающих моментов автор использует результаты С.П. Тимошенко [7-8], а для расчёта клефанерных балок рекомендует использовать коэффициент φ_0 , определяемый в зависимости от схемы нагружения с использованием

эмпирических коэффициентов, зависящих от размеров балки и количества участков балки, раскреплённых связями.

Среди исследований дальнего зарубежья следует выделить работу [9], в которой, среди всего прочего, изложены также основы расчёта клеёфанерных балок на устойчивость.

Определение критических изгибающих моментов.

Для свободноопёртых и консольных балок двутаврового сечения С.П. Тимошенко [7,8] энергетическим методом получил значения критических нагрузок и изгибающих моментов, которые представляются в общем виде

$$M_{кр} = \frac{K\sqrt{BC}}{l}, \quad (1)$$

где K - коэффициент, зависящий от расчётной схемы балок, действующей нагрузки, геометрических размеров полок и стенки и уровня расположения нагрузки по отношению к продольной оси балки;

l - пролёт балки;

B, C - жёсткость на изгиб из плоскости и жёсткость на кручение.

При определении критических значений $M_{кр}$ для деревофанерных балок значение коэффициента K можно представить в виде трёх сомножителей, учитывающих различные факторы

$$K = k\beta_1\beta_2, \quad (2)$$

где k - коэффициент, зависящий только от схемы загрузки балки и закрепления концов, его значения такие же, как и для балки прямоугольного сечения [7,8];

β_1 - коэффициент для двутаврового сечения, зависящий от параметра γ

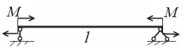
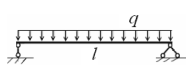
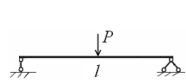
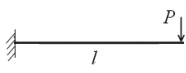
$$\gamma^2 = \frac{Bh^2}{4Cl^2} \text{ и принимается по табл. 1 (для балок прямоугольного}$$

сечения $\beta_1 = 1$).

β_2 - коэффициент, учитывающий уровень приложения нагрузки по отношению к продольной оси балки; при приложении нагрузки к верхнему поясу балки определяется по табл. 1 (при осевом расположении нагрузки $\beta_2 = 1$).

Таблица 1

Значения коэффициентов k , β_1 , β_2
 для определения критических моментов $M_{кр}$

Схема балки	M	k	β_1	β_2
	M	π	$\sqrt{1 + \pi^2 \gamma^2}$	-
	$\frac{ql^2}{8}$	3,54	$\approx \sqrt{1 + \pi^2 \gamma^2}$	$\sqrt{1 + \frac{2,56\gamma^2}{\beta_1^2}} - \frac{1,60\gamma}{\beta_1}$
	$\frac{Pl}{4}$	4,23	$\approx \sqrt{1 + \pi^2 \gamma^2}$	$\sqrt{1 + \frac{3,73\gamma^2}{\beta_1^2}} - \frac{1,93\gamma}{\beta_1}$
	Pl	4,01	$\approx \left(\frac{1 + 1,61\gamma}{1 + 0,32\gamma} \right)^2$	-

Для деревофанерной балки (рис. 1) жёсткость на изгиб

$$B = \sum E_i I_{i,y} = \frac{2b_n^3 h_n}{12} E_\delta + \frac{h \delta_\phi^3}{12} E_\phi,$$

на кручение при $h_n > b_n + \delta_\phi$

$$C = \sum G_i I_{k,i} = 2\gamma h_n b^3 G_\delta + \frac{h \delta_\phi^3}{3} G_\phi.$$

Здесь E_δ , G_δ - модуль упругости и модуль сдвига древесины,

E_ϕ , G_ϕ - то же, фанеры вдоль волокон рубашки,

γ - коэффициент, зависящий от соотношения сторон дощатого пояса (при $h_n/b_n > 10$ коэффициент $\beta_1 = 1/3$).

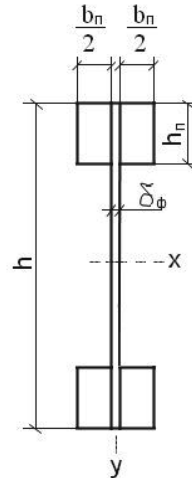


Рис. 1

Рекомендации для проверки устойчивости

Для реально применяемых деревофанерных балок в выражениях жёсткостей на изгиб и кручение $E_{\partial} \approx E_{\phi}$, кроме того слагаемые с жёсткостями фанерной стенки малы по сравнению с жёсткостями поясов. При отношении $E_{\partial}/G_{\partial} = 10000/500 = 20$ радикал

$$\sqrt{BC} \approx \sqrt{\frac{E_{\partial}^2 \cdot 4}{20} \left(\frac{\delta_{\phi}^3 h}{12} + \frac{2h_n b_n^3}{12} \right)} \approx \frac{E_{\partial}}{\sqrt{5}} I_y, \quad (3)$$

где I_y - момент инерции двутаврового (однородного) сечения относительно оси y .

При определении критических значений изгибающих моментов в методе расчёта по предельным состояниям в выражения (1), (2) необходимо ввести коэффициент безопасности, равный отношению нормативного сопротивления изгибу чистой древесины к расчётному сопротивлению R_u^H/R_u . Значение нормативного сопротивления R_u^H согласно [1] составляет 57 МПа, а отношение $E_{\partial}/R_u^H = 10000/57 = 175,4$. С учётом этого, критические значения изгибающих моментов $\overline{M}_{кр}$ будут определяться выражением

$$\overline{M}_{кр} = \frac{79k}{l} \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot I_y \cdot R_u, \quad (4)$$

С другой стороны, при введении коэффициента φ_{δ} критические значения изгибающих моментов

$$\overline{M}_{кр} = \varphi_{\delta} \cdot W_{np.x} \cdot R_u, \quad (5)$$

где $W_{np.x}$ - момент сопротивления двутаврового сечения, приведенный к материалу поясов.

Приравнявая правые части выражений (4), (5), получим выражения для определения коэффициента φ_{δ}

$$\varphi_{\delta} = \frac{79k}{l \cdot W_{np.x}} \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot I_y, \quad (6)$$

Для прямоугольного сечения с размерами $b \times h$

$$I_y = \frac{hb^3}{12}; \quad W_x = \frac{bh^2}{6},$$

и выражение для коэффициента φ_{δ} совпадает с полученным в [10].

Таким образом, в практических расчётах проверку устойчивости плоской формы деформирования балок рекомендуется производить по формуле

$$\frac{M}{W_{np.x}} \leq \varphi_{\delta} R_u, \quad (7)$$

в которой коэффициент φ_{δ} определяется согласно (6).

ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1983. – 31 с.
2. Пособие по проектированию деревянных конструкций (к СНиП II-25-80) / ЦНИИСК им. Кучеренко. – М.: Стройиздат, 1986. – 216 с.
3. Фрицлер Ю.А. Экспериментально-теоретические исследования общей устойчивости клефанерных двутавровых балок с плоской стенкой // Известия вузов. Строительство и архитектура. - № 11. – 1978. – С. 12-14.
4. Фрицлер Ю.А. Экспериментальные исследования общей устойчивости клефанерных балок с плоской стенкой // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л., 1978. – С. 40-46.
5. Фрицлер Ю.А. Проверка несущей способности клефанерных двутавровых балок с учётом устойчивости плоской формы деформирования // Эффективное использование древесины и древесных материалов в современном строительстве: Тез. докл. Всесоюзного совещания / ЦНТО стр. индустрии. – М., 1980. – С. 163-164.
6. Фрицлер Ю.А., Шляпин В.А. Об определении изгибной и крутильной жёсткостей клефанерных двутавровых балок // Конструкции из клееной древесины и пластмасс: Межвуз. темат. сб. тр. / ЛИСИ. – Л., 1980. – С. 33-36.
7. Тимошенко С.П. Курс теории упругости. – К.: Наукова думка, 1972.– 505 с.
8. Тимошенко С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек. – М.: Наука, 1971. – 808 с.
9. Les Poutres bois Profilees a âme Contreplaque // Annales de I-institut technique du Batiment et des Travaux Publicx. - № 458. – 1987. – p. 129-144.
10. Кириленко В.Ф. Критические нагрузки плоской формы деформирования деревянных балок // Современные строительные конструкции из металла и древесины: Сб. научн. тр. / ОГАСА. – Одесса, 2012. – Вып. 16, часть 1. – С. 109-114.