



STEELAR

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Компания сертифицирована по СМК ISO 9001:2000
состоит в реестре членов
СРО НП «АЛЬЯНС СТРОИТЕЛЕЙ»



КОМПАНИЯ **STEELAR**
ПРОЕКТИРУЕТ И ПРОИЗВОДИТ
НА СОБСТВЕННОМ ЗАВОДЕ
СТАЛЬНЫЕ НЕСУЩИЕ КОНСТРУКЦИИ
И СБОРНЫЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ ЗДАНИЯ
РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ:

- ЦЕХА ■ СКЛАДЫ ■ ТОРГОВЫЕ ЦЕНТРЫ
- СПОРТИВНЫЕ СООРУЖЕНИЯ
- ПАРКИНГИ ■ АНГАРЫ

РОССИЯ 115477 МОСКВА
КАНТЕМИРОВСКАЯ УЛ., 58, ОФ. 1005
ТЕЛ./ФАКС: +7 495 651-93-04, 651-93-05
[HTTP://WWW.STEELAR.COM](http://WWW.STEELAR.COM)
OFFICE@STEELAR.COM

МЕТОДЫ РАСЧЕТА НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ТОНКОСТЕННЫХ ГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

Применение несущих конструкций из тонкостенных гнутых стальных профилей, активно развивающееся в нашей стране в последние годы, сдерживается ограниченными возможностями применения отечественной нормативной базы для оценки их прочности и устойчивости.

Главная проблема состоит в том, что в СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004 заложены ограничения на отношения линейных размеров и толщины профиля:

$h_{ef}/t_w \leq 30$ для стенок, табл. 27* СНиП II-23-81* при $\lambda = 0$ и $b_{ef}/t_f \leq 13$ для полок, табл. 29* СНиП II-23-81* при $\lambda = 0$, которые, как правило, не выполняются для тонкостенных гнутых стальных профилей. Эти ограничения гарантируют, что при любом типе нагружения несущая способность элемента по прочности и/или устойчивости будет исчерпана прежде, чем произойдет локальная потеря устойчивости в полках и/или стенках профиля.

С другой стороны, локальная потеря устойчивости стенки и/или полки, как правило, не приводит к исчерпанию несущей способности конструктивного элемента. На рис. 1.1 показана полученная расчетом с использованием оболочечных элементов первая форма потери

устойчивости стенки и полок тонкостенного профиля реальной длины при нагружении его продольной силой.

После потери устойчивости по этой форме профиль продолжает нести возрастающую нагрузку, хотя и с меньшей жесткостью. Использование оболочечных элементов, да еще с возможностью нелинейного анализа в закритической области (редко в каком программном комплексе реализованное), – слишком дорогой и трудоемкий путь для многочисленных расчетов реальных конструкций. С другой стороны, в Европе, где уже давно применяются такие конструкции, разработаны методики их расчета, основанные на концепции редуцирования сечения.

Как отечественные, так и европейские методики проверки прочности и устойчивости элементов конструкций основываются на решении одних и тех же

задач механики. Разница состоит лишь в коэффициентах и/или алгоритмах понижения критических усилий, полученных в результате решения таких задач. Это позволяет построить методики расчета несущих элементов из тонкостенных гнутых стальных профилей, основанные на общих для всех норм решениях задач механики, с применением правил понижения критических усилий, принятых в отечественных нормах проектирования.

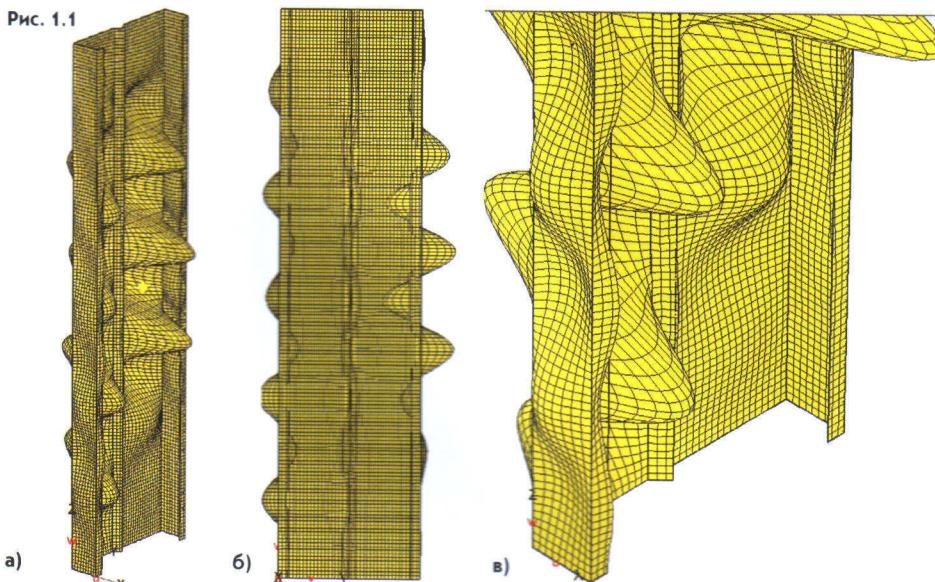
Разработанные методики реализованы в ПК MicroFe, начиная с версии 2007.

Редуцирование сечения

Принципиально СНиП II-23-81* допускает использование профилей с гибкостью стенок, превышающей критическую (п. 7.20*). Для этого предусмотрен алгоритм уменьшения (редуцирования) фактической площади поперечного сечения элемента за счет отбрасывания части потерявшей устойчивость стенки. Таким образом, повторимся, принципиально СНиП II-23-81* допускает использование конструкций из тонкостенных профилей, в которых превышены критические значения отношений h_{ef}/t и b_{ef}/t и происходит локальная потеря устойчивости. Однако в СНиП II-23-81* и пособии к нему описан алгоритм расчета тонкостенных сечений применительно к узко ограниченному набору сечений и нагрузений. Это не дает возможности напрямую использовать его для расчета всего многообразия конструктивных элементов, исполняемых из тонкостенных гнутых профилей.

В странах Европы конструктивные элементы из гнутых тонкостенных профилей используются уже давно, поэтому в нормах изложены методы их расчета, пригодные для сечений любой конфигурации (такие сечения называются сечениями 4-го класса). Достаточно указать на германский DIN 18800 и Еврокод 3. В обеих зарубежных, как и

Рис. 1.1



в отечественных нормах, применяется метод редуцирования фактического сечения элемента. Однако в отличие от СНиП II-23-81* в европейских нормах четко прописана зависимость отбрасываемой области от напряженного состояния фрагмента сечения и наличия или отсутствия его подкрепления со стороны соседних участков, благодаря чему появляется возможность расчета сечения произвольной конфигурации. На рис. 1.1б и 1.1в видно, что при потере устойчивости выпучиваются не только стенки швеллера, но и полки и даже окаймляющие ребра, что тоже учитывается в расчете.

В общем случае пластинчатые участки стержня представляют собой неравномерно нагруженные по ширине полосы с различным типом опирания по сторонам, критическое напряжение для которых записывается в виде:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 D}{b^2 t}. \quad (1.1)$$

Коэффициент k_σ зависит от условий опирания и распределения напряжений по ширине полосы.

Потеря устойчивости не приводит к исчерпанию несущей способности пластины, т.к. она еще в состоянии держать возрастающие напряжения. Впервые простой подход к оценке несущей способности пластины при закритических напряжениях предложил Карман в 1932 г., введя коэффициент редуцирования ширины полосы ρ . Если перевести этот результат, полученный из решения упругой задачи, в зависимость коэффициента редуцирования ρ от условной гибкости пластины λ_p , получается:

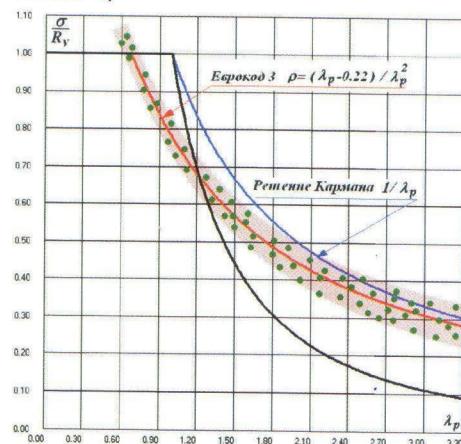
$$\rho = \frac{1}{\lambda_p}. \quad (1.2)$$

Разработчики ЕвроКода 3, на основании экспериментальных данных и численного решения задачи о закритической деформации пластины, приняли для коэффициента редуцирования соотношение:

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0.22}{\lambda_p^2} \leq 1. \quad (1.3)$$

На рис. 2.1а показаны зависимости коэффициента редуцирования от условной гибкости по решению Кармана и по ЕвроКоду 3. Чёрная линия ($1/\lambda_p^2$) соответствует решению бифуркационной

Рис. 2.1 а)

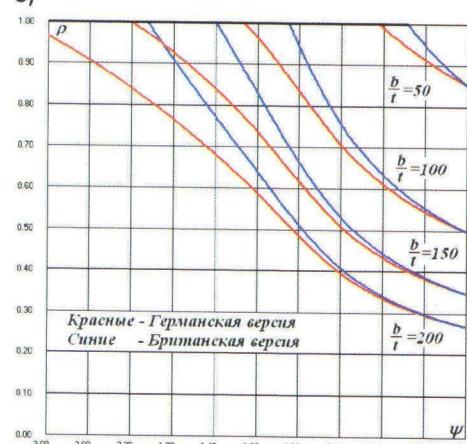


задачи. Зависимость коэффициента редуцирования от отношения напряжений ψ несколько различается в национальных редакциях ЕвроКода 3. На рис. 2.1б показаны зависимости коэффициента редуцирования для стенки от отношения нормальных напряжений по ее краям, из которых видно, что германская версия дает меньшее значение ρ . Поэтому применение германской версии предпочтительней, т.к. в этом случае расчет будет идти в запас прочности.

Таким образом, задача расчета элемента из тонкостенного гнутого профиля сводится к трем этапам:

1. По имеющимся значениям внутренних силовых факторов (изгибающие моменты и продольная сила) определяется распределение нормальных напряжений по сечению элемента.
2. Для прямолинейных участков сечения, согласно правилам ЕвроКода 3, вычисляются коэффициенты редуцирования и определяются участки сечения, исключаемые из расчета. После этого необходимо пересчитать положение центральных осей и характеристики се-

б)



чения (характеристики редуцированного сечения отмечаются индексом eff : A_{eff} , $W_{eff,y}$ и т.п.), а также учесть дополнительные изгибающие моменты, возникающие от продольной силы за счет смещения осей (рис. 2.2). Этапы 1 и 2 повторяются итерационно несколько раз, пока не перестанут изменяться коэффициенты редуцирования.

3. Для элемента с характеристиками редуцированного сечения и скорректированными внутренними силовыми факторами проводятся проверки на прочность и устойчивость.

Проверка несущей способности сжатых элементов

Поскольку для элемента с редуцированным сечением не выполняются требования по устойчивости стенок и полок, проверка прочности на действие нормальных напряжений, параллельных осям стержня, проводится по формуле (50) СНиП II-23-81* с использованием характеристик редуцированного сечения и скорректированных значений моментов:

$$\frac{N}{A_{eff}} + \frac{M_x}{J_{x,eff}} y + \frac{M_y}{J_{y,eff}} x \leq R_y \gamma_c. \quad (2.1)$$

Рис. 2.2

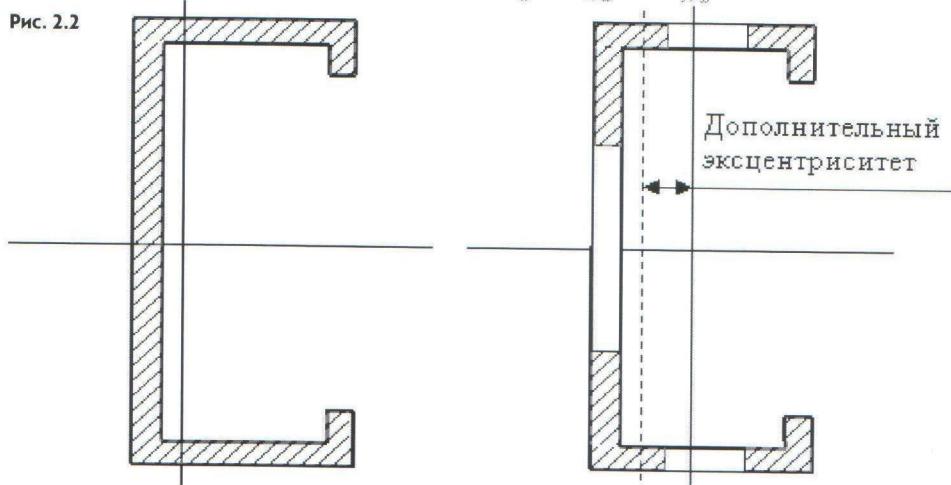
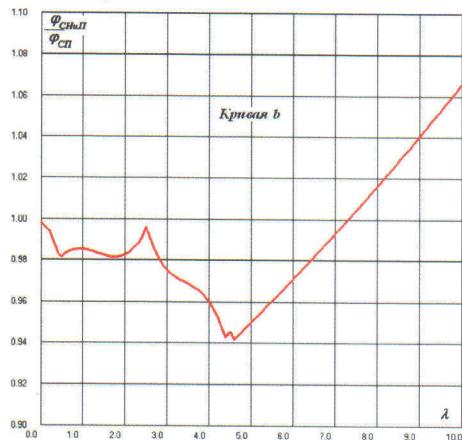


Рис. 3.1 а)

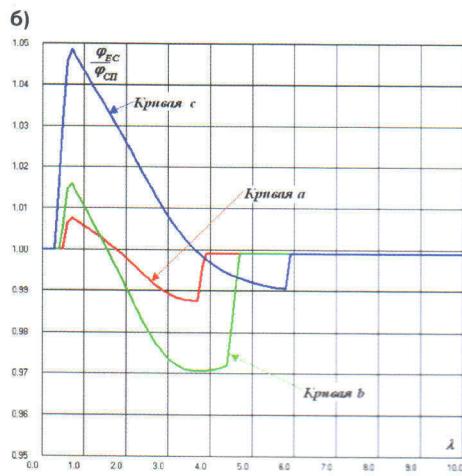


Проверка устойчивости центрально сжатых элементов согласно п. 5.3 СНиП II-23-81* проводится по формуле:

$$\frac{N}{\varphi A_{eff}} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.2)$$

Аналогичное соотношение используется и в Еврокоде 3, но на этом сходство и заканчивается, т.к. правила вычисления коэффициента продольного изгиба φ различаются не только между ними, но также и между отечественными СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004.

Национальные версии Еврокода 3 предлагают различные кривые устойчивости для составных сечений из тонкостенных гнутых профилей, однако в большинстве случаев это кривая устойчивости b , и только для одиночных несимметричных профилей рекомендуется кривая c . На рис. 3.1 приведены зависимости отношений коэффициентов продольного изгиба, вычисленных по различным нормам, из которых видно, что использование СНиП II-23-81* вместо СП 53-102-2004 дает большую разницу результатов, чем использование Еврокода 3. Впрочем, различия на-



столько малы и несистематичны, что, очевидно, можно использовать табл. 72 СНиП II-23-81* или кривую b табл. Ж.1 СП 53-102-2004.

Поскольку правила редуцирования сечения в отечественных нормах приводятся только для случая центрального сжатия, для проверки принятых решений был проведен ряд тестовых расчетов для сжатого двутавра с тонкой стенкой и одинаковой площадью стеки и полки. На рис. 3.2 показаны зависимости коэффициента продольного изгиба стержня из такого двутавра от приведенной гибкости, из которых видно, что использование правил редуцирования Еврокода 3 приводит к результатам, совпадающим со СНиП II-23-81*. Там же видно, что при одинаковой толщине стеки и полки существенная часть последней, в соответствии с правилами Еврокода 3, подлежит редуцированию, что приводит к существенному уменьшению несущей способности стержня.

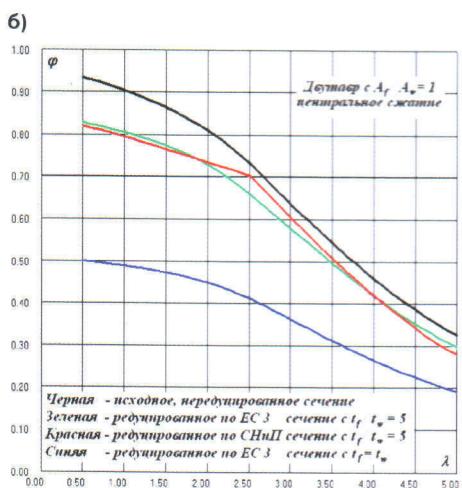
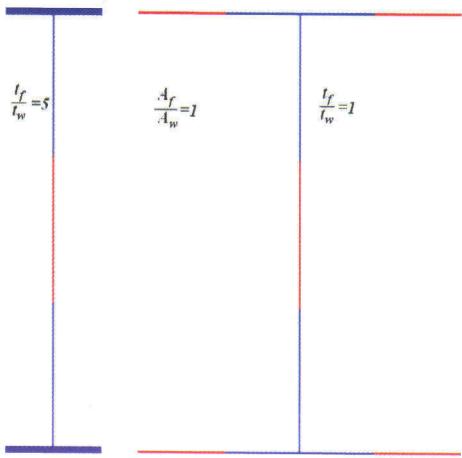
Основным видом нагружения конструктивных элементов, несущих продольную нагрузку, является все-таки не центральное, а внецентренное сжатие,

т.е. продольно-поперечный изгиб. И здесь применение отечественных норм оказывается предпочтительней по следующей причине. Согласно СНиП II-23-81* расчет устойчивости внецентренно сжатых элементов должен проводиться по табл. 74, в зависимости от приведенной гибкости стержня и относительного эксцентрикситета приложения нагрузки. Поскольку эта таблица получена на основании решения конкретной задачи механики, то и результат, во-первых, однозначен, а во-вторых, может быть получен для любого сечения путем решения аналогичной задачи. В европейских нормах проверка устойчивости проводится по единой формуле, которая в наших обозначениях имеет вид:

$$\frac{N}{\varphi_{min} A_{eff}} + k_x \frac{M_x}{\varphi_b W_{eff,x}} + k_y \frac{M_y}{W_{eff,y}} \leq R_y \gamma_c. \quad (2.3)$$

При этом правила вычисления коэффициентов влияния k_y и k_z различаются не только в различных национальных редакциях, но и в пределах одной и той же редакции даются альтернативные способы их вычисления. На рис. 3.3а показано сопоставление предельных кривых, рассчитанных по отечественным нормам и по альтернативным правилам Еврокода 3. Приведенные результаты показывают, что если при большой гибкости результаты оказываются близкими, то при малой – существенно различаются не только значения, полученные по СНиП II-23-81* и Еврокоду 3, но и еще больше, полученные разными методами Еврокода 3. При средних значениях гибкости и небольших эксцентрикситетах СНиП II-23-81* дает заметно большее значение предельной нагрузки. Это объясняется тем, что в соотношении (2.3) для проверки устойчивости, помимо эксцентрикитета нагрузки, через φ_{min} присутствует еще и эксцентрикитет, обусловленный геометрическим несовершенством элемента. В отечественных же нормах этот фактор учитывается только при эксцентрикитетах нагрузки меньших, чем $i/20 + l/750$, что показано на рис. 3.3а пунктирными линиями. На рис. 3.3б кривые предельного нагружения по методике СНиП II-23-81* посчитаны с учетом дополнительного эксцентрикитета. В этом случае результаты при средней и большой гибкости практически совпадают.

Рис. 3.2 а)



дают со значениями, полученными по ЕвроКоду 3.

Таким образом, проверку устойчивости сжато-изгибаемых элементов из тонкостенных гнутых профилей следует производить по методике СНиП II-23-81*. Однако табл. 73 для коэффициента влияния формы сечения η не охватывает всего многообразия сечений, выполняемых из тонкостенных гнутых профилей и, тем более, сечений, получающихся после редукции. Поэтому для расчета коэффициентов продольного изгиба φ и φ_c в ПК MicroFe решается задача о продольном изгибе стержня по деформированной схеме и с учетом пластических деформаций.

Проверка устойчивости плоской формы изгиба

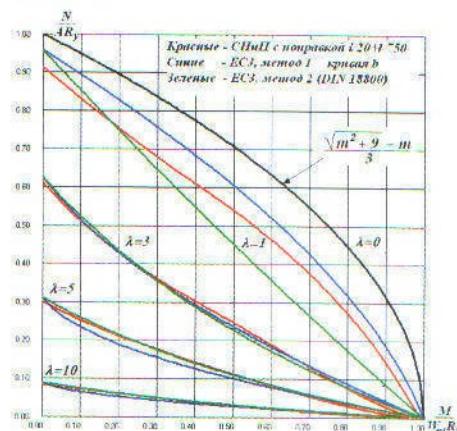
Проверка устойчивости плоской формы изгиба проводится аналогично п. 5.15 СНиП II-23-81*:

$$\frac{M}{\varphi_b W_{eff}} \leq R_y \gamma. \quad (3.1)$$

Как европейские, так и отечественные нормы для расчета коэффициента φ_b используют решение бифуркационной задачи с изгибо-крутильными формами потери устойчивости. Затем рассчитанная критическая нагрузка понижается: в ЕвроКоде 3 – по универсальному правилу, а в отечественных СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004 – с использованием понижающего коэффициента. На рис. 4.1 приведено сопоставление критических нагрузок потери устойчивости плоской формы изгиба шарнирно опорной двутавровой балки, полученной с использованием различных норм. Из приведенных результатов видно, что теоретически рассчитанная критическая нагрузка больше всего понижается в ЕвроКоде 3, т.е. расчет по этим нормам дает больший запас устойчивости конструкции. Кроме того, в отличие от отечественных норм, где правила расчета φ_b даны только для узко ограниченного перечня сечений, правила ЕвроКода 3 применимы к сечениям любой конфигурации, что очень важно, т.к. несущие элементы из тонкостенных гнутых профилей, как правило, имеют составные сечения.

Расчетные формулы для определения критической нагрузки потери ус-

Рис. 3.3 а)



тойчивости плоской формы изгиба при различных способах приложения нагрузки приведены во многих учебниках и монографиях. В эти формулы входят моменты инерции свободного и стесненного кручения I_t и I_s , вычисление которых для составных сечений произвольной формы (а многообразие типов сечений, изготавливаемых из тонкостенных гнутых профилей, таково, что приходится решать проблему именно для произвольной формы, см. рис. 4.2) представляет собой довольно сложную задачу. В ПК MicroFe для вычисления этих характеристик решается задача о кручении стержня некруглого поперечного сечения с вычислением функции депланации $\omega(x, y)$ для сложных много связанных областей.

Рис. 4.1 а)

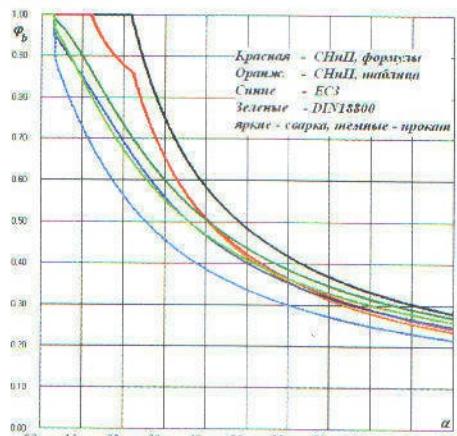
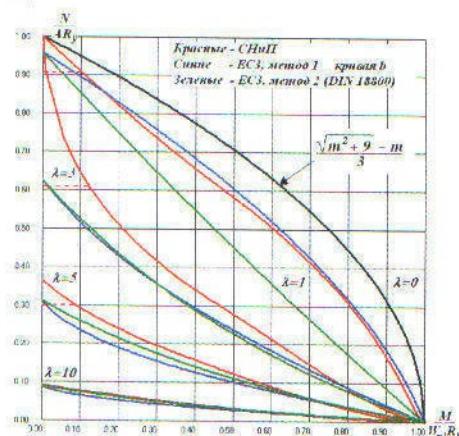


Рис. 4.2



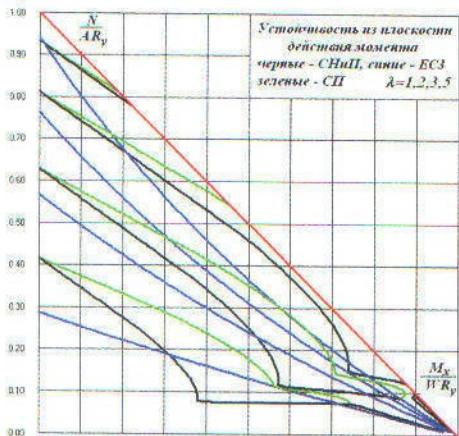
б)



Влияние поперечных сил на прочность и устойчивость

Поперечные силы, действующие при изгибе стержневых элементов, уравновешиваются касательными напряжениями, возникающими в сечении. Для сечений относительно простой формы (двулавр, тавр, швеллер и т.п.) касательные напряжения могут быть рассчитаны по формуле Журавского. В сложных составных сечениях применение этого метода проблематично, т.к. в зоне разреза могут оказаться фрагменты с различной толщиной и различными статическими моментами отсеченной части. Кроме того, этот метод не может выявить некоторых специфических особенностей потока касательных напряжений, как например в стенках

б)



ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Σ -образных профилей. Для расчета касательных напряжений, возникающих от действия поперечных сил в ПК MicroFe, разработан универсальный метод, позволяющий решать задачу для сечений любой конфигурации с помощью функции депланации $\omega(x, y)$ такой, что:

$$\tau_{xz} = G \frac{\partial \omega}{\partial x}, \quad \tau_{yz} = G \frac{\partial \omega}{\partial y}. \quad (4.1)$$

После решения этой задачи и получения поля касательных напряжений отыскивается максимальное суммарное касательное напряжение: $\tau = \sqrt{\tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2}$ и для него проводится проверка прочности

$$\tau \leq R_s \gamma_c. \quad (4.2)$$

Кроме того, отыскивается точка сечения, в которой достигают максимума эквивалентные напряжения $\sigma_v = \sqrt{\sigma_z^2 + 3\tau^2}$ и проводится проверка прочности

$$\sigma_v \leq R_y \gamma_c. \quad (4.3)$$

Правилами СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004 допускается превышение эквивалентными напряжениями расчетного сопротивления на 15%. В Еврокоде 3 также допускается некоторое превышение предела текучести стали. Это объясняется тем, что появление пластических деформаций на небольшом участке сечения приводит к незначительному перераспределению напряжений в локальной зоне и не влияет на несущую способность элемента. Однако тонкостенные профили в процессе изготовления претерпевают значительные пластические деформации в местах перегиба, особенно в стенке Σ -образных профилей, в результате чего, благодаря эффекту Ба-

ушингера, может значительно снизиться прочность этих участков сечения при попадании их в область максимальных эквивалентных напряжений. Вопрос о том, насколько надо понизить значения в правых частях (4.2) и (4.3), требует дополнительных исследований.

Локальная потеря устойчивости стенок тонкостенных профилей может происходить не только от нормальных, но и от касательных напряжений, возникающих от действия поперечных сил. На рис. 5.1 представлены зависимости критических касательных напряжений сдвига в стенке от отношения ее высоты и толщины, рассчитанные по разным методикам. Все эти методики основаны на решении задачи о потере устойчивости удлиненной прямоугольной пластинки при приложении по ее краям касательных напряжений. Кривая, соответствующая германской версии Еврокода 3, представляет собой результат обработки данных, полученных экспериментально, с учетом закритической деформации пластин, и поэтому дает значительно более высокие значения критической нагрузки.

Критическая нагрузка по СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004 лежит немного выше теоретической кривой, благодаря учету частичного защемления стенки. Поскольку различные версии Еврокода 3 дают сильно различающиеся значения критической нагрузки, при разработке методики проверки устойчивости стеки под действием поперечных сил было принято промежуточное правило ее расчета, соответствующее британской версии при малой гибкости и отечественным нормам – при большой.

При наличии касательных напряжений критическая нагрузка локальной

потери устойчивости от сжимающих напряжений σ_{cr} понижается. Поскольку величина σ_{cr} используется для редуцирования сечения, необходимо учесть влияние касательных напряжений на величину коэффициента редуцирования. Для этого на каждом участке профиля между ребрами вычисляется среднее напряжение сдвига от поперечных сил. Затем, в зависимости от характера распределения нормальных напряжений на участке, вычисленная условная гибкость участка λ_p , умножается на коэффициент k_t

$$k_t = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ при преимущественно сжимающих напряжениях, (4.4)}$$

$$k_t = \frac{1}{4\sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}} \text{ при преимущественно изгибающих напряжениях, после чего выполняется редуцирование сечения по (1.3).}$$

При изгибе в одной плоскости для учета взаимодействия продольной силы, момента и поперечной силы по правилам Еврокода 3 необходимо выполнить проверку:

$$\frac{N}{A_{eff} R_y \gamma_c} + \frac{M}{W_{eff} R_y \gamma_c} + \left(I - \frac{M_f}{M_{pl}} \right) \left(\frac{2Q}{Q_w \gamma_c} - 1 \right)^2 \leq 1. \quad (4.5)$$

Здесь: M_f – пластический момент сопротивления сечения, состоящего только из редуцированных полок, M_{pl} – пластический момент сопротивления сечения, состоящего из редуцированных полок и нередуцированной стенки,

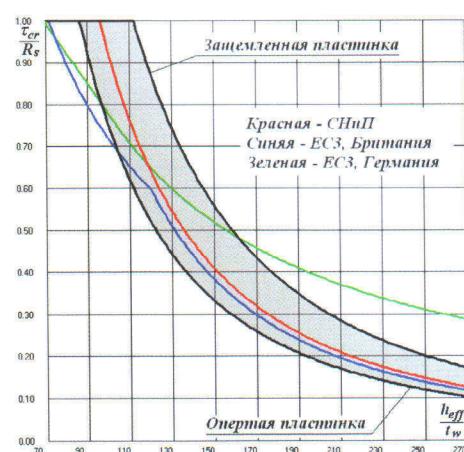
Q_w – предельное сдвигающее усилие в стенке, определяемое с помощью.

При $Q \leq 0,5 Q_w$ проверку (4.5) проводить не требуется.

На рис. 3.2 представлены диаграммы критических усилий для двух типов составных сечений из тонкостенных гнутых профилей. Из приведенных результатов видно, что если в проверке (4.3) по эквивалентным напряжениям допустить 15%-ное превышение R_y , как это того требуют СНиП II-23-81* и СП 53-102-2004, то в случае одноосного изгиба ее можно не производить, выполняя только проверку (4.5) по Еврокоду 3.

Зарен ЗЕБЕЛЬЯН,
к.т.н., руководитель отдела ООО «Техсофт»

Рис. 3.2 а)



б)

