

УДК 624.075.4

О НОРМАТИВНОМ РАСЧЕТЕ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ ЦЕНТРАЛЬНО СЖАТЫХ ТОНКОСТЕННЫХ СТЕРЖНЕЙ

*А.И. Маневич**, д.т.н., проф., *С.В. Ракиа***, к.т.н., доц.

**Днепропетровский Национальный университет*

***Днепропетровский Национальный университет железнодорожного
транспорта имени академика В. Лазаряна*

Актуальность проблемы. Рекомендации норм СНиП II-23-81 ([1], п.7) по расчёту местной устойчивости сжатых элементов металлоконструкций и определению предельных значений параметра тонкостенности b/t для элементов профиля (стенок и полок) центрально сжатых стержней в настоящее время представляются устаревшими.

К недостаткам методики, регламентируемой нормами, следует отнести:

- отсутствие обоснования приведенных расчётных формул (в СНиП [1] и в "Пособии..." [2] к СНиП);
- неучёт влияния на местную устойчивость условий взаимодействия элементов профиля (при назначении предельных значений b/t);
- использование различных параметров при расчёте местной устойчивости различных элементов. Для стенок разных профилей используются параметр "наибольшая условная гибкость $\bar{\lambda}_{nw}$ " ([1], табл. 27), для полок – наибольшее отношение b/t (табл. 29, там же).

Представляется, что расчёт местной устойчивости можно сделать более чётким и обоснованным, не жертвуя при этом простотой.

1. Предельная гибкость элементов профиля центрально сжатых стержней. Предельные значения параметра тонкостенности элементов профиля определяются условием, что напряжения местного выпучивания должны быть не меньше критических напряжений для общей изгибной формы (с учетом пластических свойств материала).

При расчёте местной устойчивости будем исходить, следуя Еврокоду [3], из эмпирической формулы G.Winter [4,5] для расчета коэффициента редуцирования элементов тонкостенных конструкций с предварительным местным выпучиванием:

$$\eta = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left(1 - 0,22 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right), \quad (1)$$

где σ_{cr} – критические напряжения местной формы;

σ_{max} – максимальные напряжения в элементе профиля.

Максимальное значение напряжения, начиная с которого местное волнообразование оказывает влияние на общую устойчивость (т.е. точка начала редуцирования жесткости профиля), соответствует значению коэффициента $\eta = 1$. При $\eta = 1$ из (1) получим соотношение между σ_{cr} и σ_{max} в момент начала редуцирования:

$$\sigma_{max} = 0,453 \cdot \sigma_{cr}. \quad (2)$$

Эти напряжения не должны быть ниже критических напряжений общей потери устойчивости, определяемых коэффициентом снижения допускаемых напряжений φ :

$$\sigma_{max} \geq \sigma_{\varphi} = \varphi \cdot R_y, \quad (3)$$

где R_y – расчетное сопротивление материала.

Записывая выражение для критических напряжений местной формы в

виде $\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2$, введем (2) в условие (3) и получим

$$\frac{0,453 \pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{k}{\varphi} \geq \left(\frac{b}{t}\right)^2 \frac{R_y}{E}.$$

Вводя обозначение [1] для условной гибкости $\bar{\lambda}_{w(f)} = \left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и

принимая $\nu = 0,3$, получаем условие для предельного значения условной гибкости (до которого местное выпучивание элемента профиля не влияет на устойчивость стержня):

$$\bar{\lambda}_{uw(f)} = 0,64 \sqrt{\frac{k}{\varphi}}. \quad (4)$$

Коэффициент устойчивости k может определяться по приближенным формулам Ф.Блейха [6], которые учитывают взаимное влияние (упругое закрепление краев) пластин, составляющих профиль. Достаточная точность значений k , полученных по формулам Ф.Блейха, подтверждена в работе [7], где выполнено сравнение с точным расчетом местной формы потери устойчивости для различных профилей.

Значения $\sqrt{k}$ для пластинчатых элементов с двумя упруго закреплёнными краями (для стенок двутавров, швеллеров, коробчатых профилей) вычисляются по формуле

$$\sqrt{k} = 2\left(1 + \frac{1}{10\zeta + 3}\right), \quad (5)$$

а для пластинчатых элементов с одним упруго закреплённым и одним свободным краем (неподкреплённых полок) - по формуле

$$\sqrt{k} = 0,65 + \frac{2}{3\zeta + 4}. \quad (6)$$

В формулах (5), (6) ζ - коэффициент податливости края пластинки. Формулы для определения значения ζ для некоторых профилей приведены в таблице 1.

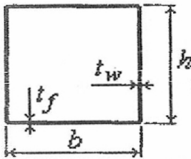
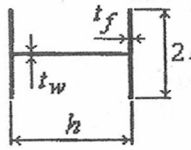
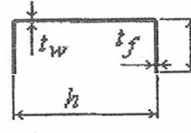
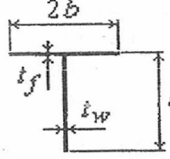
2. Сравнение предлагаемого подхода с рекомендациями СНиП. Для двух типов центрально сжатых стержней (швеллерного и двутаврового профиля) рассчитывались предельные значения условной гибкости для стенки и полки по формуле (4) и по выражениям, которые используются в нормах расчета [1]. Характеристики материала стержней, принятые в расчетах - $R_y = 335$ МПа, $E = 2,05 \cdot 10^5$ МПа.

Рассматривались швеллерные профили с фиксированным отношением ширины к толщине стенки $t_2/b_2 = 0,02$. Принимались два значения соотношения толщин полки и стенки $t_1 = t_2$ и $t_1 = 2t_2$, варьировались значения отношения b_1/b_2 и длина стержня. Для стенки швеллера (рис.1,а) наибольшая условная гибкость, рассчитанная по формуле (4), превышает значения, полученные по СНиП, в 1,25 - 2 раза (в зависимости от длины

стержня, а также от соотношения толщин полки и стенки). Изменение отношения b_1/b_2 не приводит к значительному изменению условной гибкости стенки.

Таблица 1

Коэффициенты податливости для элементов профилей

Поперечное сечение	Коэффициент податливости ζ
Коробчатое сечение 	для стенки $\zeta = \left(\frac{t_w}{t} \right)^3 \frac{0.38}{1 - \left(\frac{t_w}{t} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2}, \text{ при } \frac{t_w}{t} \frac{b}{h} \leq 1$
Двутавровое сечение 	для стенки $\zeta = \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^3 \frac{0.16 + 0.0056(h/b)^2}{1 - 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2}, \text{ при } 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2 \leq 1$ для полки $\zeta = 2 \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{h/b}{1 - 0.106 \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^2 \left(\frac{h}{b} \right)^2}, \text{ при } 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2 \geq 1$
Швеллерное сечение 	для стенки $\zeta = 2 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^3 \frac{0.16 + 0.0056(h/b)^2}{1 - 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2}, \text{ при } 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2 \leq 1$ для полки $\zeta = \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 \frac{h/b}{1 - 0.106 \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^2 \left(\frac{h}{b} \right)^2}, \text{ при } 9.4 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2 \geq 1$
Тавр 	для стенки $\zeta = \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^3 \frac{1}{1 - 0.106 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2}, \text{ при } 0.106 \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^2 \left(\frac{b}{h} \right)^2 \leq 1$

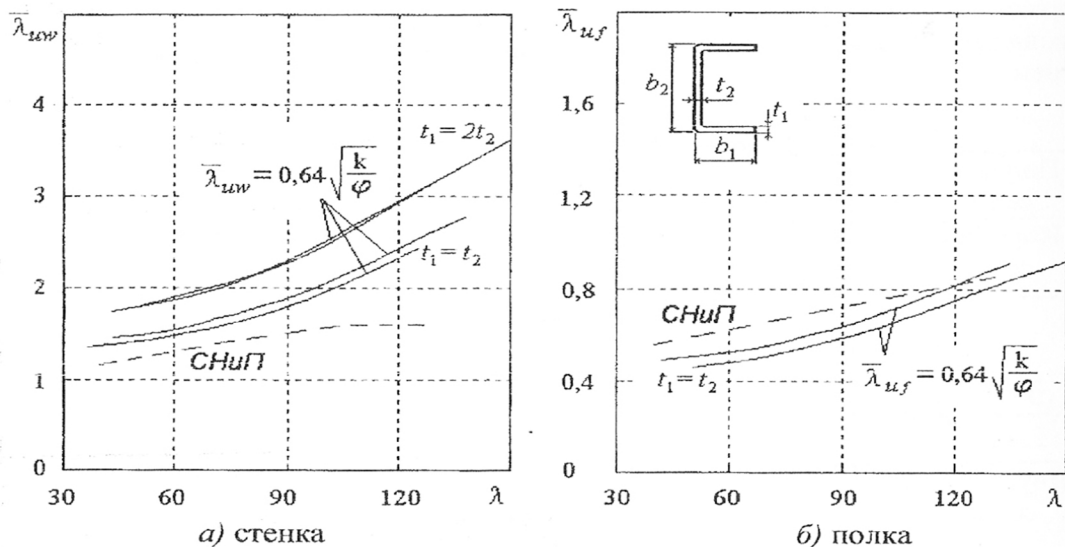


Рис. 1. Наибольшая условная гибкость элементов профиля швеллера

Для полки швеллера (рис. 1, б) расчет по СНиП в широком диапазоне длин стержня дает слегка завышенные значения предельной условной гибкости в сравнении с расчётом по формуле (4).

Рассчитывались также предельные значения условной гибкости для двутавровых стержней с параметрами: $t_2/b_2 = 0,02$, $t_1 = t_2$ и $t_1 = 2t_2$, b_1/b_2 и различной длине (рис. 2).

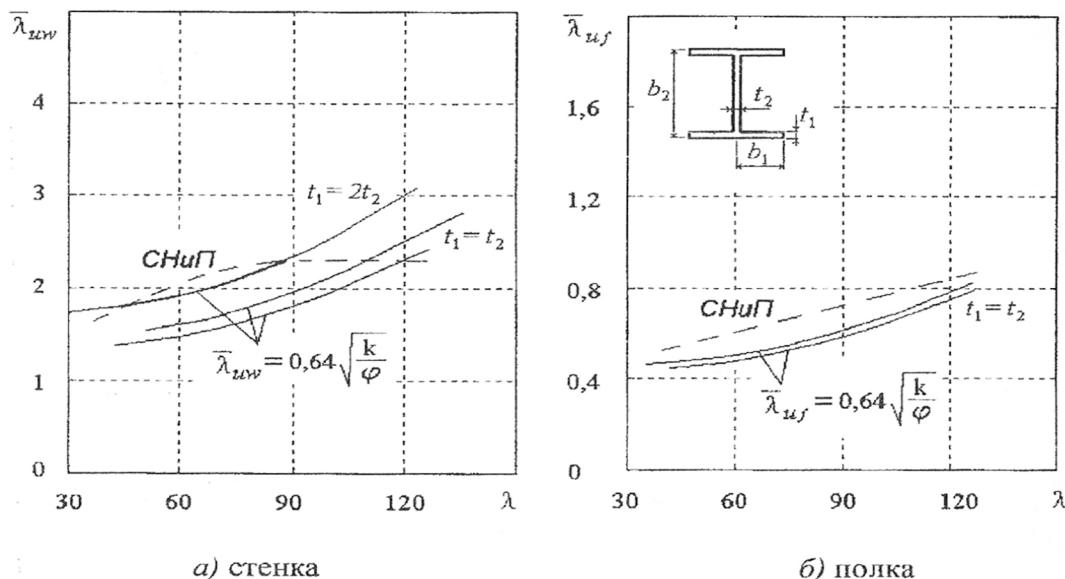


Рис. 2. Наибольшая условная гибкость элементов профиля двутавра

Для большинства сочетаний геометрических параметров двутавров значения наибольшей условной гибкости стенки и полки, полученные в обоих расчетах, оказываются достаточно близкими. В то же время можно отметить, что:

- 1) при расчете условной гибкости по СНиП не учитывается влияние соотношения толщин элементов профиля;
- 2) с увеличением длины (гибкости) стержня запас по местной форме может быть уменьшен, а предельная условная гибкость элементов профиля, соответственно, увеличена. Однако нормы расчета [1] при большой длине стержня необоснованно ограничивают условную гибкость стенки.

3. Предлагаемая методика расчета предельной гибкости стенок и полок сжатых элементов. Расчёт на местную устойчивость сжатой стенки и полки можно не проводить, если отношение высоты стенки h_w или ширины полки b_f к толщине (t_w , t_f) не превышает предельного значения гибкости $\lambda_{uw} = \bar{\lambda}_{uw} \sqrt{E/R_y}$ (или $\lambda_{uf} = \bar{\lambda}_{uf} \sqrt{E/R_y}$), где $\bar{\lambda}_{uw(f)}$ определяется по формуле

$$\bar{\lambda}_{uw(f)} = 0.64 \sqrt{\frac{k}{\varphi}}. \quad (7)$$

Здесь k - коэффициент местной устойчивости стенки или полки, рассчитываемый по формулам (5), (6), φ - коэффициент снижения допускаемых напряжений при продольном изгибе.

Вывод. Предложенная методика определения предельной гибкости элементов профиля (стенок и полок) центрально сжатых тонкостенных стержней учитывает действительные условия заземления краев.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. СНиП II-23-81. Строительные нормы и правила. Часть 2. Нормы проектирования. Глава 23. Стальные конструкции.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.- 96 с.
2. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»).- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.- 148 с.
3. ENV 1993. Eurocode 3. Design of Steel Structures. Part 1.1. General Rules and Rules for Buildings. CEN-Brussels, 1992.
4. Winter G. Strength of thin steel compression flanges // Transactions.- 1947.- Vol.112, Paper № 2305.- P. 527 – 554.
5. Winter G. Thin-walled structures – theoretical solutions and test results // Preliminary publication of the Eighth Congress, IABSE. – 1968.- P. 101 – 112.
6. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций.- М.: ГИФМЛ, 1959.- 544 с.
7. Ракша С.В. Местная устойчивость тонкостенных элементов металлоконструкций открытого профиля // Нові матеріали і технології в металургії та машинобудуванні.- 2002.- № 2.- С. 48 - 52.