

Особенности проверки местной устойчивости стелки балки под сосредоточенными силами по ТКП EN 1993-1-5 и СНиП II-23

Владыко А.И.

(Научный руководитель – ЛагунЮ.И.)

Белорусский национальный технический университет
Минск, Беларусь

Введение

Целью данной работы является сравнение методик расчёта на местную устойчивость стенок балок согласно СНиП II-23-81* и ТКП EN 1993-1-5-2009. Для решения поставленной задачи выделим основные расчётные положения по обоим нормативным документам.

1 Расчёт по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»

Для балок симметричного сечения, укрепленных только поперечными рёбрами жёсткости и при наличии местного напряжения, местную устойчивость стенки следует выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy}}{\tau_{cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (1)$$

где τ_{cr} – критические касательные напряжения определяются по формуле:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2}. \quad (2)$$

Значения σ_{cr} и $\sigma_{loc,cr}$ в формуле следует определять в зависимости от соотношения размеров отсека, а также величин локальных и нормальных напряжений, возникающих в балке. Выделяют 3 случая (см. рисунок 1):

а) при $a/h_{ef} \leq 0,8$;

б) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношении σ_{loc}/σ больше значений, указанных в таблице 24 СНиП II-23-81*;

в) при $a/h_{ef} > 0,8$ и отношения σ_{loc}/σ не более значений, указанных в таблице 24 СНиП II-23-81*.

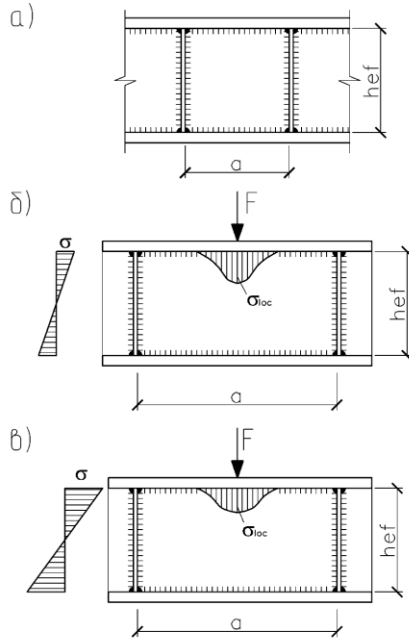


Рисунок 1 – Расчетные случаи

Так как согласно СНиП «Стальные конструкции» расчёт на местную устойчивость стенок балок следует выполнять с учётом всех компонентов напряжённого состояния (σ , τ и σ_{loc}), то дополнительно, для стенок балок, изгибаемых в одной из главных плоскостей, должны выполняться следующие условия:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \gamma_c / \gamma_n, \quad (3)$$

$$\sigma_{loc} \leq R_y \gamma_c / \gamma_n, \quad (4)$$

$$\tau_{xy} \leq R_s \gamma_c / \gamma_n. \quad (5)$$

2 Расчёт по ТКП EN 1993-1-5-2009 «Проектирование стальных конструкций»

Проверка несущей способности стенки при местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки должна выполняться по формуле:

$$\eta_2 = \frac{F_{ed}}{F_{Rd}} \leq 1,0. \quad (6)$$

Сопротивление стенки с элементами жёсткости местной потере устойчивости под воздействием локальной нагрузки определяется по следующей формуле:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \leq 1,0. \quad (7)$$

Если балка нагружена сосредоточенной локальной нагрузкой, действующей на сжатый пояс, работающий одновременно на изгиб и осевую силу, должно быть проверено следующее условие, учитывающее совместное воздействие указанных компонентов:

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 \leq 1,4, \quad (8)$$

где $\eta_1 = \frac{N_{ed}}{f_y A_{eff} / \gamma_{M0}} + \frac{M_{ed} + N_{ed} e_N}{f_y W_{eff} / \gamma_{M0}}$ – коэффициент использования

сечения по нормальным напряжениям.

Влияние совместного действия изгибающего момента и поперечной силы в стенке балок следует учитывать, если выполняется следующее условие:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{ed}}{V_{bw,Rd}} > 0,5. \quad (9)$$

В этом случае проверка выполняется по формуле:

$$\bar{\eta}_1 + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right) \cdot (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0, \quad (10)$$

где $\bar{\eta}_1 = \frac{M_{ed}}{M_{pl,Rd}}$ – отношение расчетного момента к предельному пластическому моменту сопротивления поперечного сечения, не менее $\frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$.

3 Сравнение методик расчёта

Для сопоставления результатов приведенных методик, выполним расчеты на примере однопролётной балки из сварного двутавра, стенка которого укреплена только поперечными ребрами жёсткости (см. рисунок 2). На рисунке дополнительно приведены расчётные геометрические характеристики поперечного сечения балки, а также внутренние усилия в проверяемом сечении А-А. Ширина приложения сосредоточенной силы $S = 100$ мм.

3.1 Расчёт по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»

Нормальные напряжения σ :

$$\sigma_x = \frac{300}{920911 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,775 = 25,25 \text{ МПа} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} = 240 \text{ МПа}.$$

Касательные напряжения τ_{xy} :

$$\tau_{xy} = \frac{200}{0,01 \cdot 1,5} = 13,33 \text{ МПа} \leq \frac{R_s \gamma_c}{\gamma_n} = 139,2 \text{ МПа}.$$

Локальные напряжения под сосредоточенной силой σ_{loc} :

$$\sigma_{loc} = \frac{200}{0,01 \cdot 0,15} = 126,67 \text{ МПа} \leq \frac{R_y \gamma_c}{\gamma_n} = 240 \text{ МПа}.$$

Приведенные напряжения σ_{ef} :

$$\begin{aligned}\sigma_{ef} &= \sqrt{25,25^2 - 25,25 \cdot 126,67 + 126,67^2 + 3 \cdot 13,33^2} = \\ &= 118,39 \text{ МПа} \leq \frac{1,15 R_y \gamma_c}{\gamma_n} = 276 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Прочность сечения обеспечена, теперь можем проверить местную устойчивость стенки.

Критические касательные напряжения:

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef}^2} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{2} \right) \frac{139,2}{5,12^2} = 65,09 \text{ МПа}.$$

Определим вариант расчета для критических нормальных напряжений:

– отношение длины отсека к высоте: $a/h_{ef} = \frac{3}{1,5} = 2 > 0,8$.

– отношение напряжений:

$$\sigma_{loc}/\sigma = \frac{126,67}{25,25} = 5,02 \leq [\sigma_{loc}/\sigma] = 1,08.$$

Таким образом, мы имеем расчетный случай (б):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\bar{\lambda}_w^2} = \frac{84,7 \cdot 240}{5,12^2} = 775,48 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\bar{\lambda}_a^2} = \frac{63,55 \cdot 240}{10,24^2} = 145,46 \text{ МПа},$$

где c_2 – определяется по таблице 25 СНиП II-23-81* в зависимости от отношения длины отсека к высоте;

c_1 – находим по таблице 23 СНиП II-23-81* для сварных балок в зависимости от отношения длины отсека к высоте и значения коэффициента $\delta = 3,67$.

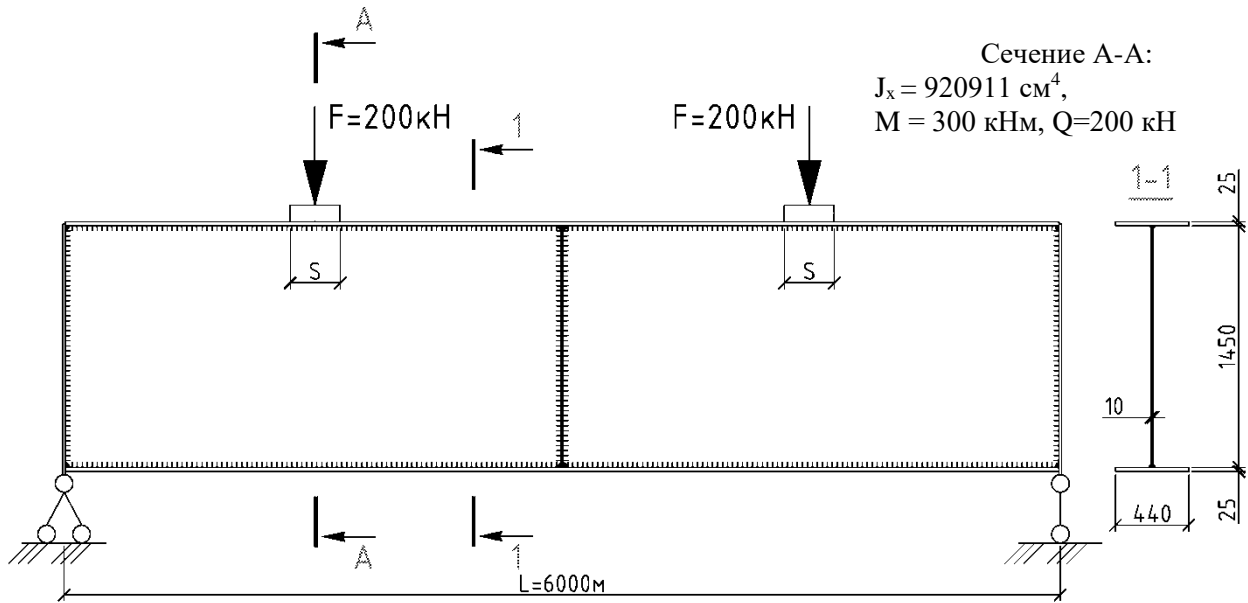


Рисунок 2 – Расчетная схема однопролетной балки, нагруженной сосредоточенными силами

При условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_a = \frac{a}{t} \sqrt{R_y/E} = \frac{3}{0,01} \sqrt{\frac{240 \cdot 10^6}{206 \cdot 10^9}} = 10,24.$$

И наконец выполним проверку устойчивости стенки:

$$\sqrt{\left(\frac{25,25}{775,48} + \frac{126,67}{145,46}\right)^2 + \left(\frac{13,33}{65,09}\right)^2} = 0,9263 \leq 1.$$

Таким образом, местная устойчивость стенки балки при действии сосредоточенных сил обеспечена.

3.2 Расчёт согласно ТКП 1993-1-5-2009 (02250) «Проектирование стальных конструкций»:

Определим значение коэффициента m_1 :

$$m_1 = \frac{f_{yf} b_f}{f_{yw} t_w} = \frac{235 \cdot 0,44}{245 \cdot 0,01} = 42,20;$$

Определим значение коэффициента m_2 :

$$m_2 = 0,02 \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 = 0,02 \left(\frac{1,5}{0,025}\right)^2 = 72.$$

Определим эффективную длину приложения нагрузки на стенку:

$$l_y = S_s + 2t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}),$$

$$l_y = 0,1 + 2 \cdot 0,025 \cdot (1 + \sqrt{42,2 + 72}) = 0,684 \text{ м.}$$

Заметим, что для вычислений параметр m_2 требуется знать значение условной гибкости $\bar{\lambda}_F$, которое в начале расчета неизвестно. Поэтому допускается принимать начальное значение $m_2=0$ с последующим уточнением.

Определим коэффициент k_F , который определяется для стенок без продольных элементов жёсткости по формуле:

$$k_F = 6 + 2 \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 = 6 + 2 \left(\frac{1,5}{3} \right)^2 = 6,5.$$

Определим значение критической сжимающей локальной силы:

$$F_{cr} = 0,9k_F E \frac{t_w^3}{h_w} = 0,9 \cdot 6,5 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \frac{0,01^3}{1,5} = 0,803 \text{ МН.}$$

Определим условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{l_y t_w f_{yw}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{0,684 \cdot 0,01 \cdot 245}{0,803}} = 1,445.$$

Определим понижающий коэффициент χ :

$$\chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} = \frac{0,5}{1,445} = 0,346 \leq 1,0.$$

Определим расчетную длину сжатой части стенки:

$$L_{eff} = \chi_F l_y = 0,346 \cdot 0,684 = 0,2369 \text{ м.}$$

Теперь можем определить сопротивление стенки местной потере устойчивости:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} = \frac{245 \cdot 0,2369 \cdot 0,01}{1,025} = 567,633 \text{ кН.}$$

Таким образом, прочность стенки под сосредоточенной силой обеспечена:

$$\eta_2 = \frac{F_{ed}}{F_{Rd}} = \frac{200}{567,633} = 0,353 \leq 1,0.$$

Дополнительно выполним проверку прочности при совместном действии нормальных и локальных напряжений:

$$\eta_2 + 0,8\eta_1 = 0,353 + 0,8 \cdot 0,1163 = 0,4463 \leq 1,4,$$

$$\text{где } \eta_1 = \frac{M_{ed}}{f_y W_{eff} / \gamma_{M0}} = \frac{300 \cdot 10^3}{245 \cdot 10^6 \cdot 0,01079 / 1,025} = 0,1163 \text{ – коэф-}$$

фициент использования сечения по нормальным напряжениям;

M_{ed} – расчётное значение действующего изгибающего момента;

W_{eff} – упругий момент сопротивления эффективного сечения.

Проверка прочности при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы не требуется:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{200 \cdot 10^3}{1069,91 \cdot 10^3} = 0,1869 < 0,5,$$

$$\text{где } V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}} = \frac{0,5105 \cdot 245 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 0,01}{\sqrt{3} \cdot 1,025} = 1069,9 \text{ кН –}$$

сопротивление сдвигу стенки поперечного сечения с учётом потери местной устойчивости.

3.1 Сравнение результатов проверочных расчетов

Полученные результаты сведем в таблицу 1.

Таблица 1 – Результаты расчета отсека стенки с учетом действия сосредоточенной силы

Проверки и результаты расчёта по СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»	Результаты расчёта по ТКП 1993-1-5-2009 «Проектирование стальных конструкций»:
Прочность стенки по приведенным напряжениям: $118,39 \text{ МПа} \leq 276,0 \text{ МПа}$	Проверка при совместном действии нормальных и локальных напряжений*): $0,4463 < 1,4$
Местная устойчивость стенки с учетом действия локальной силы: $0,9263 \leq 1$	Сопротивление сдвигу стенки с учетом действия локальной силы: $0,353 \leq 1,0$
Аналога нет	Проверка прочности при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы в стенке*): при $\bar{\eta}_3 = 0,1869 < 0,5$ проверка не требуется

Отметим, что полученные результаты отличаются как численно, так и качественно:

- 1) Проверки с пометкой *) по ТКП ЕН можно ограниченно сравнить с соответствующими по СНиП;
- 2) Результаты расчетов по СНиП различаются от 1,35 до 2,62 раза по отношению к ТКП ЕН;
- 3) Результаты расчета по СНиП в подавляющем большинстве случаев дают худшие результаты.

Выводы

1) Результаты расчета стенки на прочность и устойчивость под сосредоточенной силой по ТКП ЕН 1993-1-5 и СНиП II-23 различаются. Разница достигает значительных значений. Во всех проверках по СНиП II-23-81* несущая способность стенки значительно недооценивается.

2) Методики проверки местной устойчивости стенки балки при действии локальной нагрузки по ТКП ЕН 1993-1-5 и СНиП II-23 отличаются принципиально, и для детального понимания используются модели сопротивления стенки местному воздействию требуются дополнительный глубокий анализ расчетных положений.

3) При проверке местной устойчивости по СНиП II-23-81* для различных случаев расчёта критических нормальных локальных напряжений наблюдается большая разбежка значений коэффициентов c_1 и c_2 при переходе от расчетных случаев а, б и в, что свидетельствует о недостатках теоретических положений.

Литература

1. ТКП ЕН 1993-1-5. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5: Пластинчатые элементы конструкций.
2. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Нормы проектирования.