



ISSN 1814-5566 print

ISSN 1993-3517 online

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ
МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
METAL CONSTRUCTIONS

2012, ТОМ 18, НОМЕР 2, 111–122

УДК 624.14.2:624.046.3

(12)-0263-1

МОДЕЛІ ОПОРУ ЗСУВУ СТАЛЕВИХ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ВРАХОВУЮТЬ ВТРАТУ МІСЦЕВОЇ СТІЙКОСТІ СТІНКИ

Ю. С. Мартинов, Ю. І. Лагун, В. В. Надольський

*Білоруський національний технічний університет,
пр-т Незалежності, 65, м. Мінськ, Республіка Білорусь, 220013.
E-mail: jusmar@mail.ru*

Отримана 17 лютого 2012; прийнята 27 квітня 2012.

Анотація. Розглянуто інженерні методики розрахунку на зсув сталевих елементів, що застосовуються у нормативних документах країн СНД, Європи і Північної Америки. Виконано факторний аналіз розрахункових моделей опору зсуву. Приведені до порівняльного вигляду основні параметри моделей (умовна гнучкість стінки і опір сталюого елемента зсуву) для їх численного порівняння. Виконано аналіз граничних значень умовних гнучкостей абсолютно стійкої стінки сталевих елементів. На основі отриманих результатів виявлено особливості, якісні і кількісні відмінності розглянутих розрахункових моделей опору зсуву. Зроблено висновки про необхідність проведення подальших досліджень щодо удосконалення інженерної методики розрахунку на зсув і уточнення вимог до граничної гнучкості абсолютно стійкої стінки елементів.

Ключові слова: опір зсуву, стійкість стінки, закритична стадія роботи стінки, моделі опору.

МОДЕЛИ СОПРОТИВЛЕНИЯ СДВИГУ СТАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УЧИТЫВАЮЩИЕ ПОТЕРЮ МЕСТНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ СТЕНКИ

Ю. С. Мартынов, Ю. И. Лагун, В. В. Надольский

*Белорусский национальный технический университет,
65, пр-т Независимости, г. Минск, Республика Беларусь, 220013.
E-mail: jusmar@mail.ru*

Получена 17 февраля 2012; принята 27 апреля 2012.

Аннотация. Рассмотрены инженерные методики расчета на сдвиг стальных элементов, применяемые в нормативных документах стран СНГ, Европы и Северной Америки. Выполнен факторный анализ расчетных моделей сопротивления сдвигу. Приведены к сопоставимому виду основные параметры моделей (условная гибкость стенки и сопротивление стального элемента сдвигу) для их численного сравнения. Выполнен анализ предельных значений условных гибкостей абсолютно устойчивой стенки стальных элементов. На основании полученных результатов выявлены особенности, качественные и количественные различия рассмотренных расчетных моделей сопротивления сдвигу. Сделаны выводы о необходимости проведения дальнейших исследований по усовершенствованию инженерной методики расчета на сдвиг и уточнению требований к предельной гибкости абсолютно устойчивой стенки элементов.

Ключевые слова: сопротивление сдвигу¹, устойчивость стенки, закритическая стадия работы стенки, модели сопротивления.

¹ Термин «сопротивление сдвигу» в настоящей статье используется для обозначения терминов «shear resistance» [2, 4] и «shear strength» [3] согласно ТКП EN 1990-2009 «Основы проектирования конструкций».

THE SHEAR RESISTANCE MODELS OF STEEL MEMBERSTAKING INTO ACCOUNT THE WEB BUCKLING

Ioury Martynov, Yury Lagun, Vitali Nadolski

*Belarusian National Technical University,
65, Independence Av., Minsk, republic of Belarus, 220013.*

E-mail: jusmar@mail.ru

Received 17 February 2012; accepted 27 April 2012.

Abstract. The engineering design methods of shear resistance of steel members which are used in the normative documents of UIC, Europe and North America were considered. The factor analysis of the shear resistance models was done. The general model's parameters (the relative slenderness of web and the shear resistance models of steel members) were reduced to a common form to compare them numerically. The analysis of limits of relative slenderness of absolutely stable web of steel members was done. The features, the qualitative and quantitative differences of the shear resistance models were revealed on the received results. The conclusions of the necessity of further research into the improvement of the engineering design method of shear resistance and into developing of requirement to the limit of relative slenderness of absolutely stable web of steel members were drawn.

Keywords: shear resistance, web buckling, web post buckling work, resistance models.

Введение

Известно, что на сопротивление сдвигу стержней оказывает влияние потеря местной устойчивости элементов поперечного сечения (стенки или полки) из их плоскости. Это явление впервые исследовалось экспериментально И. Ходкинсоном в связи со строительством мостов «Британия» и «Конзуэй». Устойчивость тонкой пластинки при сжатии в ее плоскости теоретически проанализировано Г. Брайаном в 1891 г. Наиболее полно вопросы расчета пластинок исследованы С. П. Тимошенко еще в начале XX века.

Потеря местной устойчивости (далее МУ) элемента поперечного сечения приводит к искажению формы последнего, смещению центра изгиба, закручиванию стержня и, в конечном итоге, к преждевременному его отказу.

Ниже приведены результаты сравнительного анализ моделей сопротивления сдвигу стального элемента, которые реализованы в нормативных документах ряда стран и которые учитывают потерю местной устойчивости стенки поперечного сечения.

Наиболее актуальным и имеющим практическое значение представляется сравнение моделей сопротивления по СНиП II-23 [1] (далее СНиП) и EN 1993-1-5 [2] (далее EN), вве-

денный на территории Республики Беларусь в 2010 г. в степени IDT – ТКП EN 1993-1-5-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5. Пластинчатые элементы конструкций». В связи с этим в статье детально рассмотрены основные теоретические предпосылки, положенные в основы этих двух документов. Для других нормативных документов приведены краткие выборки расчетных положений.

1. Общие положения расчета элемента на сдвиг

При определении сопротивления сдвигу рассматривают два состояния элемента (две стадии работы).

Первое состояние имеет место до потери МУ. Основной теоретической предпосылкой при оценке МУ является положение о возможности представления каждой части его поперечного сечения в виде пластинок с различными граничными условиями, которые назначаются с учетом вида напряженно-деформированного состояния, условий сопряжения с другими элементами поперечного сечения.

Для упрощения теоретической оценки устойчивости стенки при сдвиге касательные

напряжения принимают равномерно распределенными по длине и высоте отсека (рис. 1). За отсек принимают прямоугольный участок стенки, опертый по четырем сторонам на пояса и на поперечные ребра жесткости (далее ПРЖ) элемента. Условия опирания, как правило, принимаются упруго-податливыми при упругой работе сечения или шарнирными при учете пластической стадии.

Используя энергетический критерий устойчивости и вариационные принципы решения, получено точное решение для определения критических касательных напряжений:

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{h_w} \right)^2, \quad (1)$$

где k_{τ} – коэффициент, зависящий в общем случае от вида напряженного состояния и типа закрепления краев пластинки, а также учитывающий влияние начальных несовершенств.

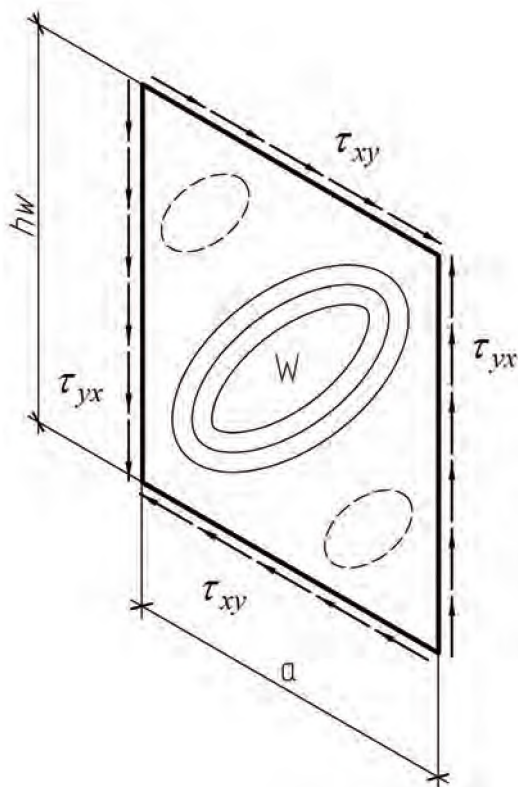


Рисунок 1. К оценке устойчивости на сдвиг.

Критические напряжения характеризуют момент наступления потери МУ стенки, но не полное исчерпание сопротивления сдвигу элемента.

Экспериментально и теоретически установлена возможность увеличения нагрузки на элемент после потери МУ стенки отсека [8, 9]. В этом случае рассматривают второе состояние, связанное с закритической стадией работы стенки отсека, при которой часть стенки теряет устойчивость. Такой подход позволяет учесть значительный резерв сопротивления сдвигу стенки отсека за счет изменения схемы его работы, формирующейся после потери стенкой прямолинейной формы равновесия.

В настоящий момент разработан ряд методов расчета, учитывающих указанный фактор. Они предполагают суперпозицию сопротивления сдвигу стенки отсека до и после потери её МУ и отличаются указаниями по определению параметров растянутой диагональной полосы [6, 9, 10].

Основные различия рассматриваемых нормативных документов связаны со способами учета вышеуказанных двух стадий работы стенки отсека. При дальнейшем изложении расчетных методик будем придерживаться обозначений, принятых в оригиналах нормативных документов.

2. Оценка сопротивления сдвигу элемента согласно СНиП II-23 [4]

При условной гибкости стенки $^2 \bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} \leq 6$ сопротивление сдвигу определяется исходя из устойчивого состояния стенки отсека, при котором средние касательные напряжения $\tau = Q/A_w$ достигают критического значения τ_{cr} , установленного с учетом упругого защемления стенки в поясах:

$$\tau_{cr, \text{СНиП}} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef, \text{СНиП}}^2}, \quad (2)$$

где $\bar{\lambda}_{ef, \text{СНиП}} = (d/t) \cdot (\sqrt{R_y/E})$ – условная гибкость пластинки отсека; μ – отношение большей стороны отсека к меньшей; d – меньшая из

² Следует отметить, что условная гибкости по СНиП [1] определяется иначе, чем по EN [2]. Поэтому в статье различают условную гибкость, рассчитанную по СНиП [1] – $\bar{\lambda}_{\text{СНиП}}$ и рассчитанную по EN [2] – $\bar{\lambda}_{\text{EN}}$.

сторон отсека; $A_w = th_w$ – площадь стенки; t – толщина стенки; R_y – расчетное сопротивление стали стенки, установленное по пределу текучести; R_s – расчетное сопротивление стали стенки сдвигу; E – модуль упругости стали.

Отметим, что, если $\tau_{cr,снп}$ превышает R_s , устойчивость отсека считается обеспеченной и сопротивление сдвигу элемента определяется по п. 5.12 [1] в упругой стадии работы и по п. 5.18* [1] в упруго-пластической стадии работы.

При условной гибкости стенки более 6 изгибаемые элементы согласно СНиП [1] относятся к балкам с гибкой стенкой. В этом случае оценка сопротивления сдвигу элемента выполняется с учетом закритической стадии работы стенки.

Предельное значение поперечной силы определяется по указаниям [1, 8]³:

– при наличии ПРЖ

$$Q_u = R_s A_w \left[\frac{\tau_{cr}}{R_s} + 3,3 \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{R_s} \right) \frac{\beta \mu}{1 + \mu^2} \right], \quad (3)$$

– при отсутствии ПРЖ

$$Q_u = A_w \left[\frac{270000}{\lambda_w} + 31 \left(\frac{A_w + 0,25 A_f}{A_w} + \frac{h_w}{l} \right) \right] \sqrt{\frac{R_s}{210}}, \quad (4)$$

где $\lambda_w = h_w / t$ – гибкость стенки; $A_f = t_f b_f$ – площадь пояса; l – пролет изгибаемого элемента; τ_{cr} – критические напряжения, определяемые по (2); β – коэффициент, учитывающий геометрические параметры отсека стенки, работающего в закритической стадии.

Аналогичный подход сохранен в нормативных документах по проектированию стальных

конструкций, разработанных в странах бывшего СССР: в Украине – ДБН В.2.6.163-2010, в России – СП 16.13330.2011, в Казахстане – СНиП РК 5.04-23-2002.

3. Оценка сопротивления сдвигу элемента согласно EN 1993-1-5 [2]

Модель сопротивления по EN [2] базируется на методе, известном как «вращаемая область напряжения» («rotated stress field»), развитая Höglund [7, 9]. Этот метод был сначала разработан для неукрепленных стенок отсеков с большим отношением сторон, где другие методы значительно недооценивали сопротивление сдвигу.

Согласно [6] основное допущение метода «вращаемой области напряжения» состоит в том, что после потери местной устойчивости стенки сжимающие напряжения σ_2 (рис. 2) остаются постоянными при дальнейшем увеличении нагрузки, в то время как растягивающие напряжения σ_1 увеличиваются вплоть до достижения предела текучести. При таком допущении условие равновесия внутренних усилий достигается вращением области напряжения: при увеличении значения главных растягивающих напряжений угол их наклона ϕ должен уменьшаться.

Выражая главные напряжения через касательные

$$\sigma_1 = \frac{\tau}{\tan \phi}, \quad \sigma_2 = -\tau \tan \phi, \quad (5)$$

и ограничивая $\sigma_2 = \tau_{cr}$ и исходя из критерия текучести Мизеса

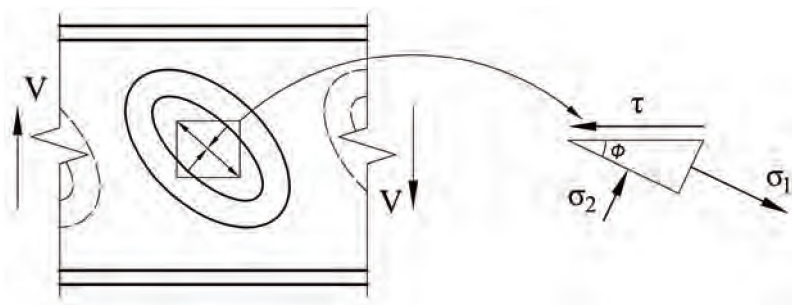


Рисунок 2. Модель «вращаемой области напряжения».

³ Приведенные формулы справедливы для элемента симметричного двутаврового сечения, нагруженного статической нагрузкой и изгибаемого в плоскости стенки.

$$\sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 = f_{yw}^2, \quad (6)$$

можно получить предельное значение касательных напряжений в следующем виде:

$$\tau_u = \frac{f_{yw}}{\sqrt{2}} \sqrt{\sqrt{\bar{\lambda}_{w,EN}^2} - 0,75} - 0,5, \quad (7)$$

где $\bar{\lambda}_{w,EN} = \sqrt{(f_{yw}/\sqrt{3})/\tau_{cr}}$ – условная гибкость стенки отсека, работающего на сдвиг; τ_{cr} – критическое касательное напряжение потери МУ, определяемое по (1); f_{yw} – характеристическое значение предела текучести стали стенки.

Коэффициент k_τ в формуле (1) при отсутствии продольных ребер жесткости определяется по Приложению А.3 [2]:

$$k_\tau = 5,34 + \frac{4,0}{\alpha^2}, \text{ при } \alpha \geq 1,0, \quad (8)$$

$$k_\tau = 4,0 + \frac{5,34}{\alpha^2}, \text{ при } \alpha < 1,0, \quad (9)$$

где $\alpha = a/h_w$ – отношение длины отсека к его высоте; a – длина отсека (шаг ПРЖ).

Для сравнения значений τ_{cr} по EN [2] и СНиП [1], воспользуемся формулой (1) и (8), и представим $\tau_{cr,EN}$ в следующем виде:

$$\tau_{cr,EN} = 8,36 \left(1 + \frac{0,75}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\bar{\lambda}_{ef,СНиП}^2}, \quad (10)$$

что составляет $0,812\tau_{cr,СНиП}$.

Для практических расчетов формула (7) откорректирована с учетом несовершенств и в явном виде в EN [2] не приводится [6, 11], а сопротивление сдвигу поперечного сечения стального элемента определяется по формуле:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \text{ но не более } \frac{\eta f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (11)$$

где $V_{bw,Rd}$ – сопротивление сдвигу стенки; $V_{bf,Rd}$ – сопротивление сдвигу поясов; γ_{M1} – частный коэффициент безопасности; η – повышающий коэффициент.

Значение коэффициента η может быть принято больше единицы, так как в испытаниях балок с жесткими (устойчивыми) стенками предельные касательные напряжения достигают значения от 0,7 до 0,8 предела текучести при растяжении. Одна из причин этого эффекта – ограниченное развитие пластических деформаций [6]. На данный момент этот эффект подтвержден для сталей с пределом текучести до 460 МПа. В EN [2] рекомендуется принимать значение коэффициента: $\eta = 1,2$ для S235-S460 и $\eta = 1,0$ для более прочных сталей.

Второе слагаемое в формуле (11) напрямую зависит от уровня использования поясов по нормальным напряжениям и для большинства конструкций незначительно влияет на сопротивление сдвигу элемента. Поэтому для дальнейшего анализа принято только сопротивление сдвигу стенки, которое определяется по следующей формуле:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}, \quad (12)$$

где χ_w – коэффициент потери устойчивости при сдвиге.

В общем случае χ_w можно определить как:

$$\chi_w = \frac{\tau_u}{f_{yw} \sqrt{3}}. \quad (13)$$

Значение коэффициента χ_w окончательно установлено на основе результатов испытаний с учетом вида опорных частей элементов (табл. 1). Определение вида опорной части элемента приведено в п. 9.3.1 [2].

Таблица 1. Значение коэффициента χ_w

Условная гибкость стенки	Жесткая опорная часть	Гибкая опорная часть
$\bar{\lambda}_{w,EN} < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_{w,EN} < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_{w,EN}$	$0,83/\bar{\lambda}_{w,EN}$
$\bar{\lambda}_{w,EN} \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_{w,EN})$	$0,83/\bar{\lambda}_{w,EN}$

Сопротивление сдвигу стального элемента допускается определять по формуле (11), если выполняются следующие требования (согласно п. 5.1 EN [2]):

- отсеки стенки являются прямоугольными при отклонении поясов от параллельности не более чем 10° ;
- стенки могут быть укреплены ребрами жесткости в поперечном и/или продольном направлениях;
- все отверстия и вырезы в стенках являются небольшими (диаметр d описанной окружности, должен удовлетворять условию $d \leq 0,05a$);
- элементы конструкции имеют постоянное поперечное сечение.

4. Оценка сопротивления сдвигу элемента согласно AISC-360 [3]

Как и СНиП [1], данный нормативный документ предусматривает два метода определения сопротивления сдвигу элемента:

- 1) при работе стенки в устойчивом состоянии;
- 2) с учетом работы стенки в закритическом состоянии.

По первому методу сопротивление сдвигу определяют по формуле:

$$V = \phi_v V_n = \phi_v 0,6 F_y A_w C_v, \quad (14)$$

где ϕ_v – коэффициент (resistance factor for shear); F_y – номинальный минимальный предел текучести стали стенки (specified minimum yield stress); A_w – площадь, принимаемой для двутавровых сечений равной произведению высоты профиля на толщину стенки; C_v – коэффициент (web shear coefficient), принимаемый по табл. 2 в зависимости от гибкости стенки.

При определении коэффициента C_v следует принимать коэффициент k_v равным 5,0 для неукрепленных стенок при $h_w/t < 260$ или для укрепленных стенок при $a/h_w > 3$ или $a/h_w > (260t/h_w)^2$. В остальных случаях его следует определять по формуле:

$$k_v = 5,0 + \frac{5,0}{(a/h_w)^2}. \quad (15)$$

По второму методу сопротивление сдвигу элемента определяют с учетом закритической стадии работы стенки. Применение данного метода не допускается:

- в крайних отсеках любых элементов;
- если $a/h_w > 3$ или $a/h_w > (260t/h_w)^2$;
- если $2A_w / (A_{fc} + A_{ft}) > 2,5$, где A_{fc} – площадь сечения сжатой полки; A_{ft} – площадь сечения растянутой полки;
- если $h_w/b_{fc} > 6,0$ или $h_w/b_{ft} > 6,0$, где b_{fc} – ширина сжатой полки; b_{ft} – ширина растянутой полки.

В остальных случаях сопротивление сдвигу определяется с учетом закритической стадии работы стенки по следующим формулам:

$$V = \phi_v 0,6 F_y A_w \text{ при } \frac{h_w}{t} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}, \quad (16)$$

$$V = \phi_v 0,6 F_y A_w \left(C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \sqrt{1 + (a/h_w)^2}} \right)$$

$$\text{при } \frac{h_w}{t} > 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}. \quad (17)$$

Значение коэффициента C_v , как и в предыдущем случае, определяется по табл. 2.

Таблица 2. Значение коэффициента C_v

Гибкость стенки	Коэффициента C_v
$\frac{h_w}{t} \leq 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$	1,0
$1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h_w}{t} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$	$C_v = \frac{1,10}{h_w/t} \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$
$1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h_w}{t}$	$C_v = \frac{1,51 k_v E}{(h_w/t)^2 F_y}$

5. Оценка сопротивления сдвигу элемента согласно CSA-S16 [4]

Нормативный документ CSA-S16 [4], также предусматривает определение сопротивления сдвигу элемента с учетом закритической стадии работы стенки. Однако это реализовано посредством дифференциации предельных касательных напряжений F_s в формуле:

$$V_r = \phi F_s A_w, \tag{18}$$

где ϕ – коэффициент (resistance factor for shear); F_s – предельные касательные напряжения, определяются в зависимости от гибкости стенки (табл. 3).

В табл. 3 обозначено:

- упругие критические напряжения потери устойчивости пластинки при сдвиге (elastic critical plate-buckling stress in shear)

$$F_{cre} = \frac{180000k_v}{(h_w/t)^2};$$

- неупругие критические напряжения потери устойчивости пластинки при сдвиге (inelastic critical plate-buckling stress in shear)

$$F_{cri} = 290 \sqrt{\frac{F_y k_v}{h_w/t}};$$

- коэффициент

$$k_a = \frac{1}{\sqrt{1 + (a/h_w)^2}};$$

- коэффициент устойчивости при сдвиге – k_v .

При определении коэффициента k_v используются следующие зависимости:

$$k_v = 4,0 + \frac{5,34}{(a/h_w)^2} \text{ при } a/h_w < 1, \tag{19}$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4,0}{(a/h_w)^2} \text{ при } a/h_w \geq 1. \tag{20}$$

Ограничения на применение приведенного метода отсутствуют, однако шаг поперечных ребер жесткости ограничен следующими условиями:

$$a \leq 3h_w \text{ при } h_w/t \leq 150, \tag{21}$$

$$a \leq \frac{67500h_w}{(h_w/t)^2} \text{ при } h_w/t > 150. \tag{22}$$

6. Анализ нормативных требований

6.1 Предельная условная гибкость абсолютно устойчивой стенки

Большинство нормативных документов определяют предельную гибкость стенки, при которой стенка считается абсолютно устойчивой. В СНиП [1] она в явном виде отсутствует, хотя приведены предельные значения условных гибкостей, касающиеся необходимости выполнения проверки местной устойчивости стенки изгибаемого элемента. Согласно п. 7.3 СНиП [1] она не требуется для двутавровых изгибаемых элементов с двухсторонними поясными швами при отсутствии местных напряжений и

Таблица 3. Значение предельных касательных напряжений F_s

Гибкость стенки	Предельные касательные напряжения F_s
$\frac{h_w}{t} \leq 439 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}}$	$F_s = 0,66F_y$
$439 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} < \frac{h_w}{t} \leq 502 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}}$	$F_s = F_{cri}$
$502 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} < \frac{h_w}{t} \leq 621 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}}$	$F_s = F_{cri} + k_a(0,5F_y - 0,866F_{cri})$
$621 \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} < \frac{h_w}{t}$	$F_s = F_{cre} + k_a(0,5F_y - 0,866F_{cre})$

наличии ПРЖ при $\bar{\lambda}_{ef} \leq 3,5$, то же при односторонних поясных швах – не более 3,2. Для получения нижнего граничного значения условной гибкости стенки выразим из формулы (2) $\bar{\lambda}_{ef, \text{СНИП}}$, принимая $\tau_{cr} = R_s$:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ef, \text{СНИП}} &= \sqrt{10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right)} \approx \\ &\approx 1,39 \sqrt{5,34 + \frac{4,058}{(a/h_w)^2}}. \end{aligned} \quad (23)$$

Согласно этой зависимости (рис. 3), указанные выше предельные значения условной гибкости $\bar{\lambda}_{ef}$ справедливы для элементов с односторонними поясными швами при любых значениях μ , а для элементов с двухсторонними поясными швами – при $\mu \leq 2,0$.

Согласно п. 5.1(2) [2] максимальная гибкость стенки, при которой она абсолютно устойчива, равна:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{31,0}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}, \quad (24)$$

где $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yw}}$ – коэффициент.

Преобразовав гибкость стенки в условную гибкость в интерпретации СНИП, получаем зависимость для нижнего граничного значения условной гибкости стенки:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \frac{31,0}{\eta} \sqrt{\frac{235}{f_{yw}}} \sqrt{\frac{f_{yw}}{E}} \sqrt{5,34 + \frac{4,0}{\alpha^2}} \approx$$

$$\approx \frac{1,04}{\eta} \sqrt{5,34 + \frac{4,0}{(a/h_w)^2}}. \quad (25)$$

Полученная зависимость приведена на рис. 4 для двух случаев: $\eta = 1,2$ для сталей S235-S460 и $\eta = 1,0$ для более прочных сталей.

Нижнее граничное значение условной гибкости стенки по американским нормам AISC [3] можно определить, принимая гибкость стенки равной $h_w/t = 1,10 \sqrt{k_v E/F_y}$ (табл. 2):

$$\bar{\lambda}_{ef} = 1,10 \sqrt{5,0 + \frac{5,0}{(a/h_w)^2}}. \quad (26)$$

Аналогично получаем нижнее граничное значение условной гибкости стенки по канадским нормам CSA [4], принимая гибкость стенки равной $h_w/t = 439 \sqrt{k_v/F_y}$ (табл. 3) и k_v по формуле (20):

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ef} &= \frac{439}{\sqrt{E}} \sqrt{5,34 + \frac{4,0}{(a/h_w)^2}} = \\ &= 0,967 \sqrt{5,34 + \frac{4,0}{(a/h_w)^2}}. \end{aligned} \quad (27)$$

Полученные зависимости условных гибкостей, соответствующих абсолютно устойчивости стенки изгибаемого элемента, укрепленных поперечными ребрами жесткости, графически представлены на рис. 3.

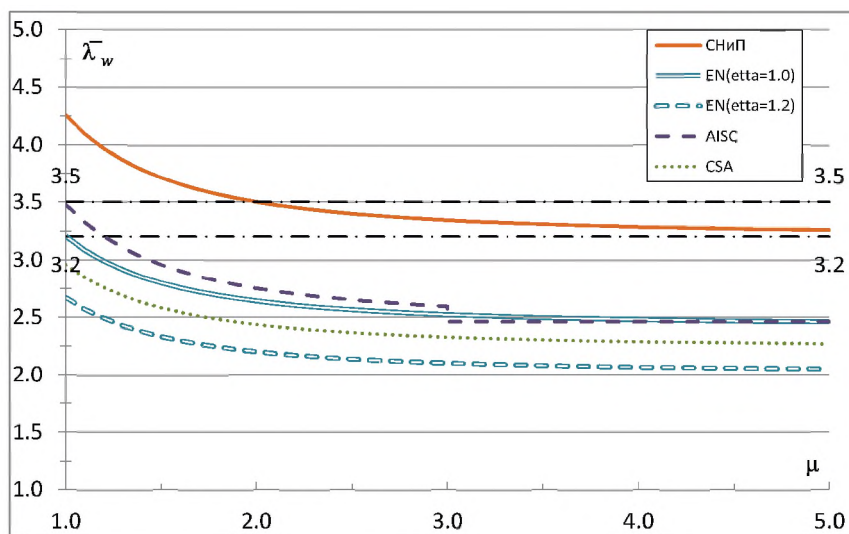


Рисунок 3. К определению условной гибкости абсолютно устойчивой стенки.

6.2 Модели сопротивления сдвигу стального элемента

В качестве критерия сопоставления моделей сопротивления сдвигу по различным нормативным документам, принят коэффициент k , равный отношению сопротивления сдвигу элемента к его значению в пластической стадии:

$$k = \frac{V_{design}}{V_{strength}}, \quad (28)$$

где V_{design} – сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по изложенным выше методикам; $V_{strength} = R_s h_w t_w$ – сопротивление сдвигу стенки в пластической стадии.

В статье не рассматриваются вопросы, связанные с оценкой уровня надежности моделей сопротивления, поэтому частные коэффициенты безопасности ($\gamma_c, \gamma_{M1}, \phi_v, \phi$) исключены из расчетных формул. Кроме того, в целях сопоставимости результатов анализа прочностные характеристики стали приняты равными между собой: $R_y = f_{yw} = F_y$, а также $R_s = f_{yw} / \sqrt{3}$.

На рис. 4 представлены графики коэффициента k в зависимости от условной гибкости стенки в интерпретации СНиП [1]. Существенное влияние на сопротивление сдвигу оказывает соотношение размеров отсека, поэтому для оценки влияния этого фактора графики коэффициента k построены для следующих соотношений a/h_w : 1, 2 и 3.

Ниже приведен краткий анализ полученных зависимостей.

Модели сопротивления сдвигу по EN и CSA учитывают повышение предельных касательных напряжений, установленное экспериментально при малых значениях условной гибкости стенки ($\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}}$ не более 3,0...3,5), вследствие чего значение коэффициент k превышает 1,0.

Значение сопротивления сдвигу элемента, рассчитанные по моделям CSA и AISC (с учетом закритической стадии работы стенки), практически совпадают во всем диапазоне условных гибкостей, за исключением ее малых значений.

Для наиболее распространенных случаев соотношения размеров отсека $\mu = [2...3]$ и значений условной гибкости стенки отсека $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} = [4...5]$ имеют место близкие значения сопротивления сдвигу по моделям EN, CSA и AISC (с учетом закритической стадии работы стенки).

Сопротивление сдвигу элемента, вычисленное по модели СНиП, резко (скачкообразно) снижается при условной гибкости $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} = 6$. Если модель сопротивления сдвигу, принятую по СНиП для $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} < 6$, распространить на диапазон условных гибкостей более 6 (на рис. 4 кривая 1*), то значения сопротивления сдвигу приближаются к его значениям, вычисленным по модели AISC (при работе стенки в устойчивом состоянии). Отметим, указанная модель сопротивления сдвигу не ограничивается каким-либо значением условной гибкости, как это установлено в СНиП.

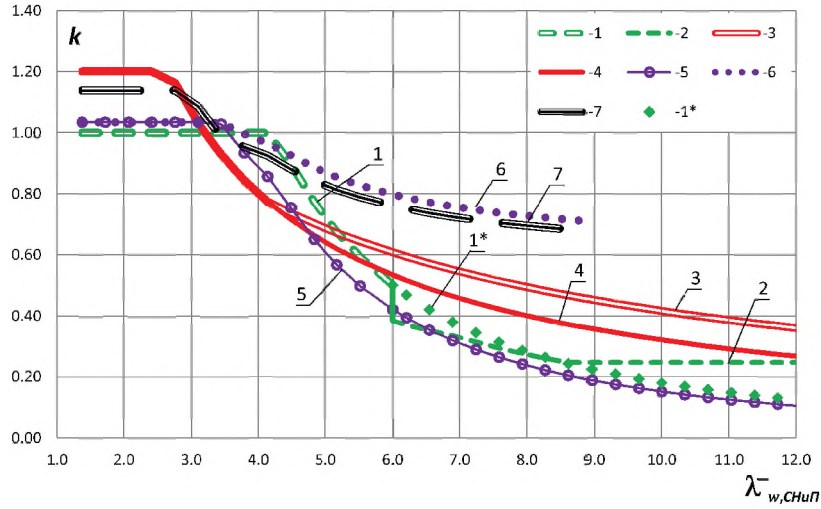
Отметим, что модель сопротивления сдвигу по СНиП для $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} > 6$ мало зависит от значения условной гибкости стенки и резко отличается от других моделей, несмотря на то, что согласно [8, 10] она разрабатывалась с учетом европейских исследований.

Заключение

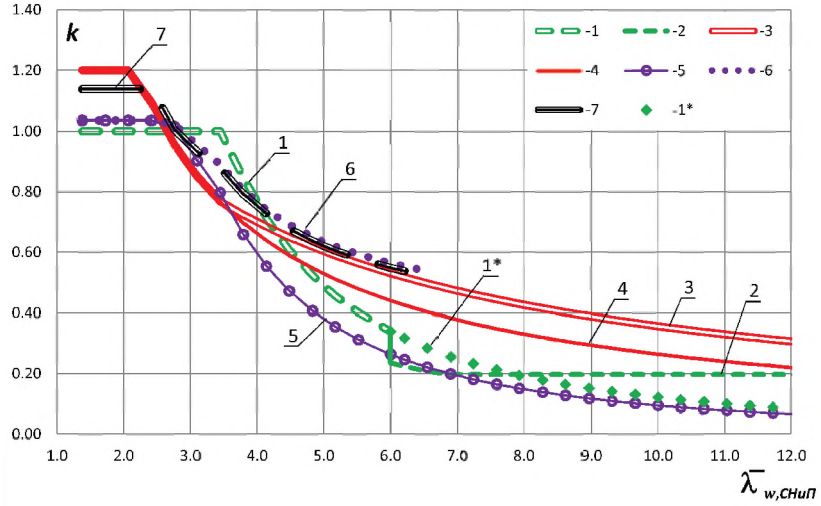
Проведенная работа позволяет сделать следующие выводы:

1. Расчетные предпосылки к определению сопротивления сдвигу стенки по различным нормативным документам имеют аналогичный характер, однако численные значения варьируются в широком диапазоне.
2. Модель сопротивления сдвигу, принятая в СНиП II-23 [1], не соответствует современному состоянию методики расчета стальных конструкций на сдвиг, что сдерживает разработку экономичных тонкостенных конструктивных систем. Это свидетельствует о необходимости уточнения расчетных положений СНиП II-23 [1]. К сожалению, при актуализации нормативных документов России, Украины и Казахстана сохранены без изменения положения расчетной методики СНиП II-23 [1] при определении сопротивления сдвигу элемента.
3. В нормативных документах Европы, США и Канады [2, 3, 4] установлены более строгие (в разной степени) требования к предельной гибкости абсолютно устойчивой стенки элементов по сравнению со СНиП [1].
4. Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации.

а) при $a/h_w = 1$



б) при $a/h_w = 2$



в) при $a/h_w = 3$

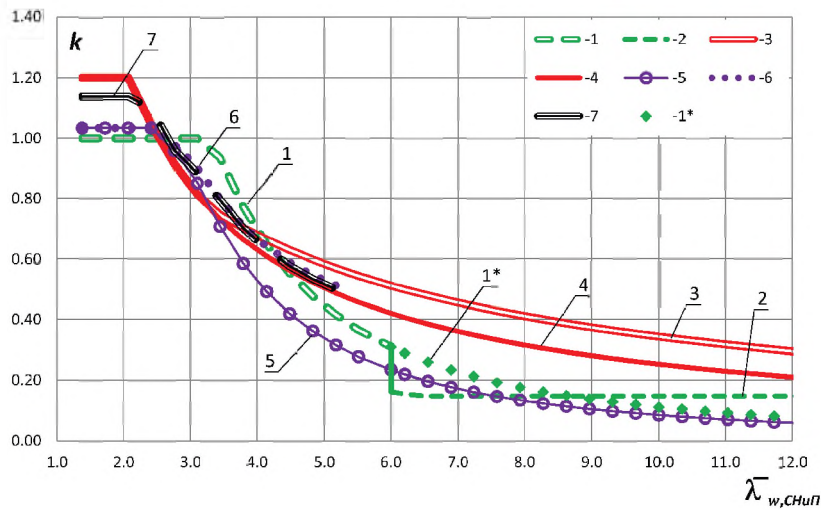


Рисунок 4. Зависимости коэффициента k : (1 – модель по СНиП для $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} \leq 6$; 2 – модель по СНиП для $\bar{\lambda}_{w, \text{СНиП}} > 6$; 3 – модель по EN при наличии жесткой опорной части; 4 – модель по EN при гибкой опорной части; 5 – модель по AISC при работе стенки в устойчивом состоянии; 6 – модель по AISC с учетом работы стенки в закритическом состоянии; 7 – модель по CSA).

Литература

1. СНиП II-23-81*. Строительные нормы и правила. Часть II. Нормы проектирования. Глава 23. Стальные конструкции [Текст]. – [Действующий с 14 августа 1981 г.]. – М. : Центральный институт типового проектирования, 1991. – 96 с.
2. CEN EN 1993-1-5-2006. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements [Текст]. – Brussels : European Committee for Standardization, 2006. – 53 p.
3. ANSI/AISC-360-05. Specification for Structural Steel Buildings [Текст]. – Chicago, Illinois : American Institute of Steel Construction, 2005. – 256 p.
4. CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001) [Текст]. – Mississauga, Ontario : Canadian Standards Association, 2009. – 198 p.
5. Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings [Текст] // Specification for Structural Steel Buildings / American Institute Of Steel Construction, Inc. – Chicago, Illinois : American Institute of Steel Construction, 2005. – P. 199–460.
6. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 «Plated structural elements» [Текст] / JRC Reports (Eurocodes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. – Luxemburg : Office for Official Publication of the European Communities, 2007. – 226 p.
7. Höglund, T. Design of thin plate I-girders in shear and bending with special reference to web buckling : Bulletin No. 94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering [Текст] / T. Höglund. – Stockholm, Sweden : The Royal Institute of Technology, 1981. – 43 p. – (in Swedish).
8. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») [Текст] / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстрой СССР, 1989. – 148 с.
9. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures [Текст] / Edited by Ronald D. Ziemian. – Sixth Edition. – Hoboken, New Jersey : John Wiley & Sons, Inc., 2010. – 1117 p.
10. Металлические конструкции. В 3 т. Т. 1. Общая часть. (Справочник проектировщика) [Текст] / Под общ. ред. В. В. Кузнецова (ЦНИИпроект-стальконструкция им. Н.П. Мельникова). – М. : изд-во АСВ, 1998. – 576 с. – ISBN 5-87829-057-X.
11. Designers' Guide to EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures. General Rules and Rules for Buildings [Текст] / L. Gardner and D. Nethercot. – London : Thomas Telford Ltd, 2005. – 109 p.

Литература

1. SNiP II-23-81*. Construction rules and regulations. Part II. Design rules. Chapter 23. Steel structures. Moscow: Central Institution for Standardized Design, 1991. 96 p. (in Russian)
2. CEN EN 1993-1-5-2006. Eurocodes 3 – Design of steel structures – Part 1.5: Plated structural elements. Brussels: European Committee for Standardization, 2006. 53 p.
3. ANSI/AISC-360-05. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005. 256 p.
4. CAN/CSA-S16-01. Limit States Design of Steel Structures, Includes Update No. 1 (2010), Update No. 2 (2001). Mississauga, Ontario: Canadian Standards Association, 2009. 198 p.
5. Commentary on the specification for structural steel buildings. In: *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2005. p. 199–460.
6. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 «Plated structural elements» / JRC Reports (Eurocodes related) by B. Johansson, R. Maquoi, G. Sedlacek, C. Müller, D. Beg. Luxemburg: Office for Official Publication of the European Communities, 2007. 226 p.
7. Höglund, T. Design of thin plate I-girders in shear and bending with special reference to web buckling. Bulletin No. 94 of the Division of Building Statics and Structural Engineering. Stockholm, Sweden: The Royal Institute of Technology, 1981. 43 p. (in Swedish).
8. Textbook of steel work designing (to SNiP II-23-81* «Steel structures»). Moscow: TsITP Gosstroia SSSR, 1989. 148 p. (in Russian)
9. Edited by Ronald D. Ziemian. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. Sixth Edition. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2010. 1117 p.
10. Kuznetsov, V. V. (Ed.) Steel Structures. In 3 Volumes. Vol. 1. General Information. (Reference Book of Design Engineer). Moscow: ASV, 1998. 576 p. ISBN 5-87829-057-X. (in Russian)
11. Gardner, L. and Nethercot, D. Designers' Guide to EN 1993-1-1. Eurocode 3: Design of Steel Structures. General Rules and Rules for Buildings. London: Thomas Telford Ltd, 2005. 109 p.

Мартынов Юрий Семенович – к.т.н., профессор кафедры металлических та дерев'яних конструкцій Білоруського національного технічного університету, профессор. Наукові інтереси: дослідження сталевих і сталезалізобетонних конструкцій. Підготовка російської версії Єврокодів і їх адаптація до прямого введення в нормативну базу Республіки Білорусь, розробка Національних додатків до них. Голова Технічного комітету по стандартизації в будівництві при РУП «Будтехнорм».

Лагун Юрий Иванович – магістр технічних наук; старший викладач кафедри металлических та дерев'яних конструкцій Білоруського національного технічного університету. Наукові інтереси: дослідження тонкостінних сталевих елементів, рамні системи, нелінійні і динамічні розрахунки будівельних конструкцій. Участь в розробці будівельних норм проектування Республіки Білорусь. Член Технічного комітету по стандартизації в будівництві при РУП «Будтехнорм».

Надольський Віталій Валерійович – магістр технічних наук; асистент кафедри металлических та дерев'яних конструкцій Білоруського національного технічного університету. Наукові інтереси: надійність будівельних металевих конструкцій, моделі опору сталевих елементів, методи перевірки стійкості елементів сталевих конструкцій. Участь в розробці норм проектування Республіки Білорусь.

Мартынов Юрий Семенович – профессор кафедры металлических и деревянных конструкций Белорусского национального технического университета, к.т.н., профессор. Научные интересы: исследование стальных и сталежелезобетонных конструкций. Подготовка русской версии Еврокодов и их адаптация к прямому введению в нормативную базу Республики Беларусь, разработка Национальных приложений к ним. Председатель Технического комитета по стандартизации в строительстве при РУП «Стройтехнорм».

Лагун Юрий Иванович – старший преподаватель кафедры металлических и деревянных конструкций Белорусского национального технического университета, магистр технических наук. Научные интересы: исследование тонкостенных стальных элементов, рамные системы, нелинейные и динамические расчеты строительных конструкций. Участие в разработке строительных норм проектирования Республики Беларусь. Член Технического комитета по стандартизации в строительстве при РУП «Стройтехнорм».

Надольский Виталий Валерьевич – ассистент кафедры металлических и деревянных конструкций Белорусского национального технического университета, магистр технических наук. Научные интересы: надежность строительных металлических конструкций, модели сопротивления стальных элементов, методы проверки устойчивости элементов стальных конструкций. Участие в разработке норм проектирования Республики Беларусь.

Iouury Martynov – PhD (Eng.), Professor; Department of «Metal and Timber Structures» of the Belarusian National Technical University. His research interests concern the steel and composite structures. He's in charge of the Preparation of the Russian version of Eurocodes and their adaptation to the direct introduction into the legal framework of Republic of Belarus, and the development of the National annexes. He's a chairman of the Technical Committee of Standardization in building under RUE «Stroytechnorm».

Yury Lagun – M.Sc, is a master teacher of the Department of «Metal and Timber Structures» of the Belarusian National Technical University. His research interests include thin walled steel members, frame systems, nonlinear and dynamic analysis. He's a participant in the development of building design standards Republic of Belarus. He's a member of the Technical Committee of Standardization in building under RUE «Stroytechnorm».

Vitali Nadolski – M.Sc., an assistant of the Department of «Metal and Timber Structures» of the Belarusian National Technical University. His research interests include reliability of building metal structures, resistance models of steel elements, methods of checking the stability of steel structures. He's a participant in the development of building design standards Republic of Belarus.