

УДК 624.014

д.т.н., професор Білик С.І., доцент, к.т.н. Лавриненко Л.І.,  
Нужний В.В., Шупик А.В., Котвицький Б.М.,  
Київський національний університет будівництва і архітектури

## ПОРІВНЯННЯ ВИМОГ ДО МІСЦЕВОЇ СТІЙКОСТІ ПОЛИЦЬ І СТІНОК ДВОТАВРОВИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛОК ПРИ ЗГИНІ ЗА ДБН В.2.6-198-2014 І ЄВРОКОДОМ 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010)

*Проведено порівняння теоретичних досліджень критичних напружень при втраті стійкості полиць двотаврових балок з вимогами нормативних документів ДБН В.2.6-198-2014 І ЄВРОКОДОМ 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010). Показано, що вимоги за ДСТУ приводять до більшого защемлення стінки балки в полдиці. Збільшення звісу полиці зменшує защемлення стінки в полиці. Також показано, в нормативних вимогах введено певні запаси за місцевою стійкістю, які враховують початкові недосконалості. Показано взаємозв'язок між теоретичними дослідженнями критичних напружень з вимогами нормативних документів ДБН і ДСТУ. Доказано, що фактично прийнята розрахункова схема звісу полиць двотаврів є шарнірно-оперта пластина із однією вільною крайкою. Також звернута увага, що нормативні вимоги пояснюють місцеву стійкість довгих пластин.*

*Ключові слова: місцева стійкість, пружні сталеві елементи, умовна гнучкість, коефіцієнт стійкості, початковий вигин, початкові недосконалості.*

**Актуальність роботи.** При проектуванні сталевих конструкцій на сьогодні основним документом є ДБН В.2.6-198-2014. З іншого боку введені в дію ряд ДСТУ (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010, ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010....ДСТУ-Н Б EN 1993-1-11:2010, які є адаптованими нормативними документами європейських норм (Єврокод 3)[1,2,3].

Для того, щоб правильно проектувати сталеві конструкції за різними нормативними документами [1,2,3,4] необхідно узагальнити теоретичні дослідження, на яких базуються вітчизняні та європейські норми з проектування сталевих конструкцій. **Ця стаття є актуальною**, тому що є продовженням циклу робіт авторів [7,8,9,10,11] з вирішення цієї важливої науково-технічної проблеми: узагальнення та розвиток теоретичних положень міцності та стійкості сталевих конструкцій

### **Аналіз основних досліджень і публікацій.**

Проектування сталевих конструкцій складених із листів складається з кількох задач перевірки стійкості елемента. Ці задачі розбиваються на дві

частини: задачі перевірки загальної стійкості і задачі перевірки місцевої стійкості полиць і стінок.

В загальному вигляді пластини, як елемент складеного перерізу будівельної конструкції може втрачати стійкість від стиску, згину і при зсуві.

Особливість розрахунку на місцеву стійкість полиць і стінок двотаврів полягає у тому що звіс полиці вважається шарні опертою пластиною з вільним кінцем. Стінка двотаврів при розрахунку на стійкість вважається пружно защемленою по довгим бокам полицями.

Місцева стійкість звісу полиці двотаврів залежить від таких чинників: клас перерізів балок за напружено-деформованим станом, чи є можливість допускати розвиток пластичних деформацій повністю або частково; від відношення модуля пружності сталі до міцності металу; від відношення геометричних розмірів звісу полиці до довжини.

В статті розглянуто тільки 1 клас перерізів за ДБН В.2.6-198-2014 (3 клас перерізів за Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010)), вважається що сталь працює в межах пружних деформацій.

Проблеми місцевої стійкості пов'язані з загальною міцністю і стійкістю елементів. В нормативних документах закладено виконання робочих гіпотез про недеформованість контурів поперечних перерізів та забезпечення місцевої стійкості. Виходячи з цих положень, і розроблено деформаційний розрахунок загальної стійкості в нормативних документах [1,2,3]. Перші фундаментальні роботи з вивчення стійкості пластин виконали: С.П. Тимошенко (1910), Ф. Bleich, F., Southwell, R.V., and Skan, S.W. (1924) [5,6,12,13,14] які розглянули стійкість пластин різної довжини при різних умовах закріплення та навантаженнях. Розглянуті умови закріплення моделювали роботу полиць елементів з кутиків і двотаврів. Подальші дослідження Вольмира А.С., А.А. Власова, Б.М. Броуде, Алфутов А.С. [15,16,17,18] дало змогу вирішити ряд практичних задач, провести числові дослідження стійкості пластин при різних умовах закріплення, показати різниця між точним рішенням і підходами при використанні енергетичного критерія Тимошенко С.П. Також було детально досліджено вплив жорсткості полиць двотаврів на стійкість стінок при різних навантаженнях (згин, згин із стиском, зсув).

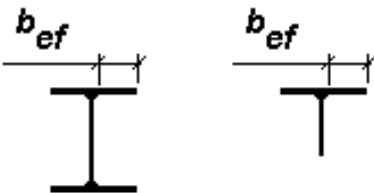
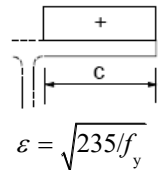
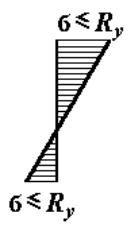
Новим напрямком досліджень стало поведінка закритичної роботи пластин [15,16,17,18]. Важливою була ідея Т. Кармана (1932) про використання ефективного перерізу елемента після втрати стійкості стінки [14]. Дослідження стійкості тонкостінних сталевих елементів з урахуванням чинити опір поздовжньому згину при втраті стійкості стінок або полиць викладені в робота Stowell, E.Z. (1943), Schafer, B. W., Pekoź, T. (1987 -2012), Thomasson, P.(1978) [19,20,26,28,31]. Особливу увагу було приділено стійкості стінок і

полиць холодно формованим тонкостінним елементам [21,22,23,24,25]. На сьогодні дослідження закритичної роботи складових пластини сталевих балок і колон проводяться у напрямку досліджень балок з гнучкою і стінкою постійного і змінного перерізу [32,33,34, 35,36] балок з поперечно гофрованою стінкою, тонкостінних профілів з поздовжніми гофрами [34,7,29,30].

**Постановка задачі.** Порівняти нормативні вимоги стійкості полиць двотаврів європейських та вітчизняних норм з проектування балкових елементів.

**Виклад основних результатів досліджень. Вимоги до забезпечення місцевої стійкості полиць двотаврових балок, що згинаються**

В таблиці 1 наведено порівняння вимог за ДБН В.2.6-198-2014 і Єврокодом 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010).

Порівняння місцевої стійкості полиць для різних класів конструкцій і перерізів за ДБН В.2.6-198-2014 і за Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010, EN 1993-1-1:2005, IDT) Табл.1		
Клас перерізу за Єврокод 3	Згинні	за Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010)
Розподіл напруження у частинах		 $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$
	Клас 1 за ДБН В.2.6-198-2014 $\bar{\lambda}_{yf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}};$ $\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} \quad \frac{b_{ef}}{t_f} = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_{yf}}}, \quad (1.5.48)$	Клас 3 $c/t \leq 14\varepsilon$

Місцева стійкість полиць 2-го і 3-го класів перерізів за НДС залежить за ДБН В.2.6-198-2014 від гнучкості стінки та рівня дотичних напружень до міцності сталі на зріз ( $\frac{\tau_y}{R_s}$ ).

Порівняння місцевої стійкості полиць для різних класів конструкцій і перерізів за ДБН В.2.6-198-2014 і за Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) відрізняється.

Проведені числові дослідження (дивись табл.2) порівняння відношення звісу полиць для 3 класу перерізів за ДБН В.2.6-198-2014 і для першого класу перерізів за Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010) з метою визначення різниці в умовах проектування.

**Порівняння локальної стійкості полиць за ДБН і європейськими номами**

Табл. 2.

$R_{yf} (f_y), \text{МПа}$	235	275	355	420	460
$\varepsilon$ ( ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010)	1	0,92	0,81	0,75	0,71
$c/t \leq 14\varepsilon$	14	12,88	11,34	10,5	9,94
$b_{ef} / t_f = 0,5 \sqrt{\frac{E}{R_{yf}}}$	14,804	13,685	12,044	11,074	10,58
<b>За ДБН допускається більше відношення на 5%-6%</b>	1,057	1,0625	1,0621	1,055	1,064

Аналіз таблиці (2) показує, що відношення звісу полиці до товщини полиці за європейськими нормами менше, ніж за ДБН на 5%-6% ( рис.1).

**Порівняння теоретичних критичних напружень з вимогами нормативних документів.** Стійкість пластин полиць металевих конструкцій в більшості випадків, за виключенням балок з гнучкою стінкою і балок з гофрованою стінкою, у загальному вигляді розглядають, як стійкість жорстких пластин. Звіс полиці двотавра в науковій літературі вирішена як задача стійкості пластини шарнірно опертої з одним вільним кінцем.

Критичні напруження ( $\sigma_{cr}$ ) пластин в загальному вигляді прийнято записувати у вигляді рівняння через циліндричну жорсткість пластини ( $D$ ) при ширині товщині пластини відповідно пластини ( $b, t_f$ ).

$$\sigma_{cr} = K \frac{\pi^2 D}{b^2 t_f}; \quad D = \frac{Et_f^3}{12(1-\nu^2)}. \quad (1)$$

Об'єднання останніх двох відношень приводить до перетворення близькому до запису в нормативних документах.

$$\sigma_{cr} = K_{cr} \frac{\pi^2 Et_f^3}{b^2 t_f 12(1-\nu^2)} = K_{cr} \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{t_f^2}{b^2}.$$

$$\sigma_{cr} = K_D E \left( \frac{t_f}{b_f} \right)^2; \quad b_f = b_{ef} \rightarrow \sigma_{cr} = K_D E \left( \frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2. \quad K_D = K_{cr} \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)}. \quad (2)$$

При  $\sigma_{cr} = R_y$  маємо наступне відношення для визначення граничних значень розмірів звісу полиць двотаврів і кутиків.

$$\sigma_{cr} = K_D \left( \frac{t_f}{b_f} \right)^2; \quad b = b_{ef} \rightarrow \left( \frac{b_{ef}}{t_f} \right)^2 = \frac{K_D E}{\sigma_{cr}}. \quad (3.a)$$

Остаточню.

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \sqrt{K_D} \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad (3.b)$$

В теорії жорстких пластин за основу прийнято розглядати пластину шириною ( $b$ ) і довжиною ( $a$ ) і товщиною ( $t_f$ ). Прийнято, що координатна площина серединної площини пластини з поточними координатами ( $x, y, z$ ). В заданій системі координат ширина пластини ( $b$ ) вимірюється координатою ( $y$ ), довжина пластини ( $a$ ) - відповідно координатою ( $x$ ), а товщина пластини ( $t_f$ ) вимірюється координатою ( $z$ ). У загальному виді з позицій розрахунку тонкостінних стрижнів вводиться паралельна система координат для вимірювання переміщень, які позначаються через ( $u, v, w$ ), (рис.2.4). Переміщення ( $w$ ) відбуваються повздовж координати ( $z$ ). Переміщення ( $u$ ) - повздовж координати ( $x$ ), а переміщення ( $v$ ) вимірюються повздовж координати ( $z$ ).

**Робочі фізичні гіпотези.** В технічній теорії розрахунків на стійкість пластин ведуть з урахуванням робочих фізичних гіпотез згину Бернуллі-Ейлера, які також відносяться до робочих фізичних гіпотез розрахунку на стійкість пружних стрижнів.

Гіпотеза плоских перерізів: поперечні перерізи елемента, які пласкі та нормальні до центральних вісей, залишаються плоским після деформації елемента - пласким і нормальними до центральних вісей.

Гіпотеза взаємодії поздовжніх волокон. Не враховують нормальні напруження, які виникають на площадках паралельно центральним осям стрижня в результаті вигину або втраті стійкості. Тоб то вважається, що волокна елемента не тиснуть один на одного.

За енергетическим критерієм (Тимошенко С.П.) потенціальна енергія деформації пластини при втраті стійкості дорівнює роботі зовнішніх сил (зміні потенціальної енергії зовнішніх сил). Теоретичне значення критичних напружень при синусоїдальній апроксимації прогинів:  $w = f_y \sin \frac{m\pi x}{a}$ , буде.

$$\sigma_x = \frac{D}{t_f b^2} \left[ m^2 \pi^2 \frac{b^2}{a^2} + 6(1-\nu) \right] \rightarrow \sigma_{cr} = \frac{\pi^2 D}{t_f b^2} \left[ m^2 \frac{b^2}{a^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right] \rightarrow K_{cr} = \left[ m^2 \frac{b^2}{a^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right]$$

$$\sigma_{cr} = K_D E \left( \frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2. \quad K_D = K_{cr} \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \rightarrow K_D = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left[ m^2 \frac{b^2}{a^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right]. \quad (4)$$

Перехід до формули (3) дає коефіцієнт стійкості полиць за пружньою роботою сталі за теоретичним розрахунком.

$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \sqrt{K_D} \sqrt{\frac{E}{R_y}}. \quad K_D = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left[ m^2 \frac{b^2}{a^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right]. \quad (5)$$

**Порівняння теоретичних значень параметру стійкості пластин ( $K_D$ ) д нормативних.**

За формулою (5) проведені числові коефіцієнта для шарно опертої пластини ( $K_D$ ) з вільною кромкою і виконано порівняння з вимогами ДБН.

Параметр стійкості пластин ( $K_D$ ) в залежності від відношення ширини пластини до довжини ( $\frac{b}{a} \geq 0,1$ ) при коефіцієнті Пуасона $\nu = 0,3$							
							Табл. 3
$m$	$\pi$	$\frac{b}{a}$	$\frac{b^2}{a^2}$	$\left[ m^2 \frac{b^2}{a^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right]$	$\frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)}$	$\sqrt{K_D}$	За ДБН
1	3,141593	0,1	0,01	0,425649	0,90381	0,620247	0,5
1	3,141593	0,15	0,0225	0,426055	0,90381	0,620542	0,5
1	3,141593	0,2	0,04	0,427149	0,90381	0,621338	0,5
1	3,141593	0,25	0,0625	0,429455	0,90381	0,623014	0,5
1	3,141593	0,3	0,09	0,433649	0,90381	0,626048	0,5
1	3,141593	0,35	0,1225	0,440555	0,90381	0,631014	0,5
1	3,141593	0,4	0,16	0,451149	0,90381	0,638555	0,5
1	3,141593	0,45	0,2025	0,466555	0,90381	0,649367	0,5
1	3,141593	0,5	0,25	0,488049	0,90381	0,664156	0,5
1	3,141593	0,75	0,5625	0,741955	0,90381	0,818893	0,5
1	3,141593	1	1	1,425549	0,90381	1,135088	0,5

Числові дослідження показують (табл.3), що для довгих пластин та пластин із довжиною рівною двум ширинам пластин ( $\frac{b}{a} \leq 0,5$ ) значення  $\sqrt{K_D} \leq 0,664$ , яке мало відрізняється від значення  $\sqrt{K_D} = 0,620$  при геометричних розмірах пластни, коли шири пластини в 10 раз менше довжини:  $\frac{b}{a} = 0,1$ .

При відношенні  $\frac{b}{a} \leq 0,1$  параметр стійкості пластин  $\sqrt{K_D}$  має запас більше 20% порівнно з параметром прийнятим за ДБН В.2.6-198-2014

При збільшенні відношення  $\frac{b}{a} \geq 0,6$  параметр стійкості пластин  $\sqrt{K_D}$  починає зростати, і при  $\frac{b}{a} = 1,0$  досягає значення  $\sqrt{K_D} = 1,135088$ .

При зменшенні відношення  $\frac{b}{a} \leq 0,001$ , або до значень, якими можна у розрахунках знехтувати формула (5) прийме вид.

$$K_D = \frac{(1-\nu)}{2(1-\nu^2)} = \frac{1}{2(1+\nu)} = \frac{1}{2(1+0,3)} = \frac{1}{2,6} = 0,38. \quad (7)$$

Тоб то, мінімальне значення параметра  $K_D = 0,38$ , а  $\sqrt{K_D} = 0,62017$  при  $\frac{b}{a} \leq 0,001$  не відрізняється від значення  $\sqrt{K_D} = 0,620247$  при  $\frac{b}{a} = 0,1$ .

Остаточно теоретичний критерій для значення для визначення стійкості звісу полиці слід вважати при коефіцієнті Пуассона  $\nu = 0,3$  має запис.

$$K_D = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left[ \frac{b^2}{a^2} + \frac{6(1-\nu)}{\pi^2} \right] \rightarrow K_D = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \frac{b^2}{a^2} + \frac{1}{2(1+\nu)}$$

$$K_D = 0,9038 \left[ \frac{b^2}{a^2} + 0,4255 \right]. \quad K_D = 0,9038 \frac{b^2}{a^2} + 0,3846. \quad \sigma_{cr} = K_D E \left( \frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2. \quad (8)$$

Виконано порівняння теоретичних підходів і нормативних вимог (табл. 4), що дає змогу зрозуміти запаси стійкості та врахування початкових недосконалостей (табл. 4).

<b>Порівняння значень параметра стійкості <math>K_D</math> і <math>\sqrt{K_D}</math> точного, приблизного, які отримані теоретичним підходом та прийнятих в нормативних документах при умові, що ширина полиці набагато менше довжини (<math>b/a</math>)</b>				
Табл.4				
Параметр	Точне рішення	Приблизне рішення	За ДБН В.2.6-198-2014	За Єврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010)
$K_D$	0,46	$K_D = 0,9038 \frac{b^2}{a^2} + 0,3846$ ( $a \gg b$ ) $K_D = 0,3846$	0,25	0,2236
$\sqrt{K_D}$	0,678	0,6202	0,5	0,4729
Порівняння	109,3%	100%	80,6%	76,2 %

Порівняння значень параметра стійкості  $K_D$  і  $\sqrt{K_D}$  точного, приблизного, які отримані теоретичним підходом з умов пружної роботи сталі та прийнятих в нормативних документах мають відношення (табл. 4). Таким чином, отримані результати достовірні і надійні.

**Висновки.** Проведено порівняння теоретичних досліджень критичних напружень при втраті стійкості полиць двотаврових балок з вимогами нормативних документів ДБН В.2.6-198-2014 І ЄВРОКОДОМ 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010). Показано, що вимоги за ДСТУ приводять до більшого защемлення стінки балки в полдиці. Збільшення звісу полиці зменшує защемлення стінки в полиці. Також показано, в нормативних вимогах введено певні запаси за місцевою стійкістю полиць, які враховують початкові недосконалість та дордаткови локальни напруження. Виявлено взаємозв'язок між теоретичними дослідженнями критичних напружень з вимогами нормативних документів ДБН і ДСТУ. Доказано, що фактично прийнята розрахункова схема звісу полиць двотаврів є шарнірно-оперта пластина із однією вільною крайкою. Також показано, що нормативні вимоги пояснюють місцеву стійкість довгих пластин. При напруженнях менших від міцності сталі звіс полиці може бути збільшений.

### Література

1. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування», Мінрегіонбуд, 2014. - К.: Видавництво «Сталь», 2014. - 199 с.
2. AISI-S100. (2007) North American Specifications for the Design of ColdFormed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.
3. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2012 "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT)".
4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-3:2012 "Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-3. Загальні правила. Додаткові правила для холодноформованих елементів і профільованих листів (EN 1993-1-3:2006, IDT)".
5. Григолюк Э.И. Проблемы нелинейного деформирования: Методы приложения решения по параметру в нелинейных задачах механики твердого деформируемого тела. /Э.И. Григолюк, В.И. Шалашилин/ - М: Наука. Гл.ред.физ.мат. лит., 1988. - 233 с.
6. Karman. Th. The strength of thin plates in compression / Th. Karman, E. E. Sechler, L. H. Donnell // Transaction of the ASME. Vol. 54 – New York : ASME, 1932. – P. 53-57.
7. Расчет стальных холодноформованных профилей в соответствии с Еврокодом 3. Хейвуд М., Уей. Э., Беляев Н.А., Билык С.І. Билык А.С., Украинский Центр Стального Строительства, 2015. - К.: Изд-во ООО «НПП «Интерсервис»», 2015. - с. 99.
8. Білик С.І. Теоретичне порівняння фактора стійкості і коефіцієнта поздовжнього згину центрально-стиснутих сталевих колон з урахуванням початкових деформацій та вигинів//Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного



- інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського. Вип. 15. – К. : Вид-во «Сталь», 2015. – С. 48-61.
9. Thomasson, P. (1978). "Thin-walled C-shaped panels in axial compression." Swedish Council for Building Research, D1 1978, Stockholm, Sweden.
  10. Southwell, R.V., and Skan, S.W. (1924). "On the stability under shearing forces of a flat elastic strip." *Proceedings of the Royal Society A*, 105(733), 582-607.
  11. Timoshenko S.P. and Gere J.M: *Theory of Elastic Stability*, McGraw Hill Kogakusha Ltd., New York. 1961.
  12. Desmond, T.P., Peköz, T., and Winter, G. (1981). "Edge stiffeners for thin-walled members." *Journal of the Structural Division, ASCE*, 107(ST2), 329–353.
  13. Naik, R. (2010). "Elastic Buckling Studies of Thin Plates and Cold-Formed Steel Members in Shear." Virginia Tech Research Report No. CE/VPI-ST- 10/08, Blacksburg, VA.
  14. Pham, C.H., and Hancock, G.J. (2009). "Shear buckling of thin-walled channel sections." *Journal of Constructional Steel Research*, 65(3), 578-585.
  15. Pham, C.H. and Hancock, G.J. (2012), Direct strength design of cold-formed C-sections for shear and combined actions, *JSE, ASCE*, Vol. 138, No.6, pp 759 - 768.
  16. Schafer, B.W. (2002). "Local, distortional, and Euler buckling of thin-walled columns." *Journal of Structural Engineering*, 128(3), 289-299.
  17. Singer J., Arbocz J., Weller T. *Buckling Experiments, Experimental Methods in Buckling of Thin-Walled Structures, Volume 2, Shells, Built-up Structures, Composites and Additional Topics.* ©John Wiley and Sonc. Inc.? New York. 1998. Pages 1136.
  18. Schafer, B. W. (1997). "Cold-formed steel behavior and design: Analytical and numerical modeling of elements and members with longitudinal stiffeners." PhD dissertation, Cornell Univ., Ithaca, N.Y.
  19. Schafer, B. W. (2000). "Distortional buckling of cold-formed steel columns: Final report." Sponsored by the American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.
  20. Schafer, B. W., and Peko"z, T. (1998a). "Computational modeling of coldformed steel: Characterizing geometric imperfections and residual stresses." *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING / MARCH 2002* stresses." *J. Constr. Steel Res.*, 47~3!.
  21. Schafer, B. W., and Peko"z, T. ~1998b!. "Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions." 14th Int. Specialty Conf. on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis.
  22. Schafer, B. W., and Peko"z, T. ~1999!. "Laterally braced cold-formed steel flexural members with edge stiffened flanges." *J. Struct. Eng.*, 125~2!, 118–127.
  23. Southwell, R.V., and Skan, S.W. (1924). "On the stability under shearing forces of a flat elastic strip." *Proceedings of the Royal Society A*, 105(733), 582-607.
  24. Stowell, E.Z. (1943). *Critical Shear Stress of an Infinitely Long Flat Plate with Equal Elastic Restraints Against Rotation Along the Parallel Edges*, National Advisory Committee for Aeronautics (NACA), Report No. 3K12, Langley Field, VA.
  25. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем.[]: монография / Н.А. Алфутов. – Москва, Машиностроение. – 1978.
  26. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Госиздат физ-мат литературы, 1959. – 544 с.

27. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: «Наука», 1967. – 984 с.
28. Тимошенко С.П. История науки о сопротивлении материалов с краткими сведениями о теории упругости и теории сооружений. – М.: Гостехтеоретиздат, 1957. – 536 с.
29. Фешпль А. Сила и деформация : прикладная теория упругости. Т. 2 / А. Фешпль, Л. Фешпль – М.-Л. : Главная редакция общетехнической литературы и номографии, 1938. – 408 с.
30. Білик С.І., Стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних властивостей мало вуглецевих сталей / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко, О.Є. Золотопольський // Збірник наукових праць Українського науково-дослідного та проектного інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського. Вип. 7. – К. : Вид-во «Сталь», 2011. – С. 26-35.
31. Білик С.І., Залишкові напруження в сталевих холодногнутих профілях / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко, В.В. Куземко, В.В. Нужний // Строительство, материаловедение, машиностроение. Сборник научных трудов. Выпуск 61 – Днепропетровск, 2011.
32. Білик С.І., Методика розрахунку на стійкість холодногнутих швелерів з урахуванням пластичних деформацій / С.І. Білик, М.В. Усенко // Строительство, материаловедение, машиностроение». – Выпуск 60. – Дніпропетровськ, 2011. – С. 21-25.
33. Білик С.І., Про стійкість центрально-стиснутого гнутого швелера з урахуванням розвитку пластичних деформацій./ С.І. Білик, М.В. Усенко // Зб. наук. пр. Вип. 21. – Рівне, НУВГП, 2011. – С. 136–143.
34. Білик С.І., Апроксимація діаграми розтягу сталі степеневою функцією / С.І. Білик, А.С. Білик, М.В. Усенко // Современные строительные конструкции из металла и древесины// Сборник научных трудов №15, часть 3.- Одесса, ОДАБУ, 2011. - С. 3-9.
35. Білик С. І., Склярів І. О. Раціональні рамні каркаси постійного та змінного двотаврового перерізу з підвищеною гнучкістю стінки – К. : Вид-во «Сталь», 2010. – С. 199-209.
36. Склярів І. О, Білик С. І. Розвиток теорії розрахунку та проектування рамних каркасів змінного двотаврового перерізу з гнучкою стінкою / І. О. Склярів, С. І. Білик // Містобудування та територіальне планування: Науково- технічний збірник – Вип. 38. – К., КНУБА, 2010. – С. 48-56.

### Аннотация

Проведено сравнение теоретических исследований критических напряжений при потере устойчивости полков двутавровых балок с требованиями нормативных документов ДБН В.2.6-198-2014 и Еврокод 3 (ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1: 2010). Показано, что требования по ДСТУ приводят к большему защемлению стенки балки в полке. Увеличение свеса полки уменьшает защемление стенки в полке. Также показано, в нормативных требованиях

введены определенные запасы по местной устойчивости, которые учитывают начальные несовершенства. Показано взаимосвязь между теоретическими исследованиями критических напряжений с требованиями нормативных документов ДБН и ДСТУ. Доказано, что фактически принята расчетная схема свеса полок двутавров является шарнирно-опертая пластина с одной свободной кромкой. Также обращено внимание, что нормативные требования объясняют местную устойчивость только длинных пластин.

Ключевые слова: местная устойчивость полок двутавров, критические напряжения, упругие стальные элементы, условная гибкость, коэффициент устойчивости, начальный изгиб, начальные несовершенства.

### **Annotation**

In article studies is A comparison of the maximal width-to-thickness ratios of the Outstand flanges of the I-section beams in bending in accordance with the State Standard (DBN v.2.6-198-2014) and Eurocode 3 (DSTU n b en 1993-1-1: 2010). Shown that in the State Standard (DBN v.2.6-198-2014) the Outstand flange is more than in the State Standard (DSTU-N B EN 1993-1-1: 2010). In research shows the relationship between the theoretical studies of the critical stress of the Outstand flanges with the requirements of normative documents of DBN and DSTU. Also brought to the attention that the Maximum width-to-thickness ratios for compression parts of the Outstand flanges explain the local resistance only of a long plate

Keywords: Maximum width-to-thickness ratios for compression parts, critical stress, elastic steel elements, the outstand flanges, the initial bend, initial imperfections.