

УДК 624.014

Аналітичний метод розрахунку на місцеву стійкість поясів елементів із поперечно-гофрованими стінками

Нілова Т.О., к.т.н.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Розроблені аналітичний метод і формула для розрахунку на місцеву стійкість стиснутих поясів сталевих двотаврів із тонкими поперечно-гофрованими стінками за умови пружно-пластичної роботи сталі. Показано, що при певних значеннях гнучкості стінки ($\lambda_w \leq 500$) і ширини звису поясів ($b_{ef}/t_f \leq 17$) результати розрахунку за запропонованим аналітичним методом і МСЕ відрізняються не більш, ніж на 2 %.

Аннотация. Разработаны аналитический метод и формула для расчета на местную устойчивость сжатых поясов стальных двутавров с тонкими поперечно-гофрированными стенками при условии упруго-пластической работы стали. Показано, что при определенных значениях гибкости стенки ($\lambda_w \leq 500$) и ширины свеса поясов ($b_{ef}/t_f \leq 17$) результаты расчета предложенным аналитическим методом и МКЭ отличаются не больше, чем на 2 %.

Abstract. The analytical method and formula for local stability analysis of compression flanges of steel I-sections with thin cross-corrugated webs under elastic-plastic behavior conditions of steel were developed. It is shown that under defined values of web slenderness ($\lambda_w \leq 500$) and values of flange overhang width ($b_{ef}/t_f \leq 17$) the analysis results by means of the proposed analytical method and FEA differ less than by 2 %.

Ключові слова: місцева стійкість поясів, гофрована стінка, пружно-пластична робота.

Широке використання в практиці будівництва двотаврових елементів із поперечно-гофрованими стінками (ПГС) вимагає розробки аналітичної методики розрахунку поясів на місцеву стійкість і порівняння отриманих результатів із результатами за методом скінченних елементів (МСЕ).

В роботі [1] була представлена методика розрахунку поясів двотаврових елементів із поперечно-гофрованими стінками на місцеву стійкість із використанням МСЕ в області пружної або пружно-пластичної роботи сталі. При цьому геометрична нелінійність поведінки конструкції і фізична нелінійність роботи сталі враховувалися одночасно.

В даній роботі пропонується аналітична розрахункова модель поясу, яка являє собою гладку пластинку, що жорстко сполучується з гофрованою стінкою по довгій стороні, а по короткій – вільно обперта. Враховуючи, що довжина півхвилі гофра a є досить невеликою

($a = m/2 = 155/2 = 77,5$ мм) порівняно з довжиною балки, а висота півхвилі $f/2 = 20$ мм (рис. 1, а, б) і завжди значно менша за ширину звису поясу, для врахування впливу жорсткості гофрованої стінки на критичні напруження поясу стінка замінюється гладкою з еквівалентною за жорсткістю товщиною, яка становитиме $t_{eq.w} = \sqrt[3]{12I_w/m}$, де I_w – момент інерції гофра довжиною m відносно поздовжньої осі.

У табл. 1 наведено значення еквівалентних товщин гофрованих стінок для сортаменту фірми «Zetap» при висоті хвилі гофра $f = 40$ мм і довжині хвилі $m = 155$ мм.

Таблиця 1

Значення еквівалентних товщин, мм			
t_w	2,0	2,5	3,0
$t_{eq.w}$	17,29	18,63	19,79

Це дозволяє визначити критичні напруження в поясі як в рівномірно стиснутій пластинці шириною b_{ef} , яка пружно защемлена на одному довгому краю і вільна на іншому; по коротких краях пластина вільно оберта.

При таких умовах мінімальні критичні напруження стиснутої пластинки будуть визначатися за аналітичною формулою, запропонованою Ф. Блейхом [2]:

$$\sigma_{cr}^a = \frac{\pi^2 E \sqrt{\tau}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2 k_{cr}^a, \quad (1)$$

де $\nu = 0,3$ – коефіцієнт Пуассона; $\tau = E_t/E$, де E_t – дотичний модуль; $b_{ef} = b_f/2$, де b_{ef} і t_f – розрахункова ширина звису і товщина полиці (рис. 1, в). Величина k_{cr}^a у цьому рівнянні, яку далі будемо іменувати коефіцієнтом критичних напружень за аналітичним методом, є безрозмірною функцією розмірів пластинок (полиці і стінки).

У формулі (1) коефіцієнт критичних напружень k_{cr}^a для плоских пластин залежить від коефіцієнта защемлення полиці стінкою ξ , який пропонується визначати як відношення лінійних моментів інерції полиці і стінки на одиницю довжини у поперечному перерізі:

$$\xi = 4 \frac{h_w}{b_f} \left(\frac{t_f}{t_{eq.w}} \right)^3 \times \frac{1}{1 - 0,424 t_f^2 h_w^2 / (t_w^2 b_f^2)}. \quad (2)$$

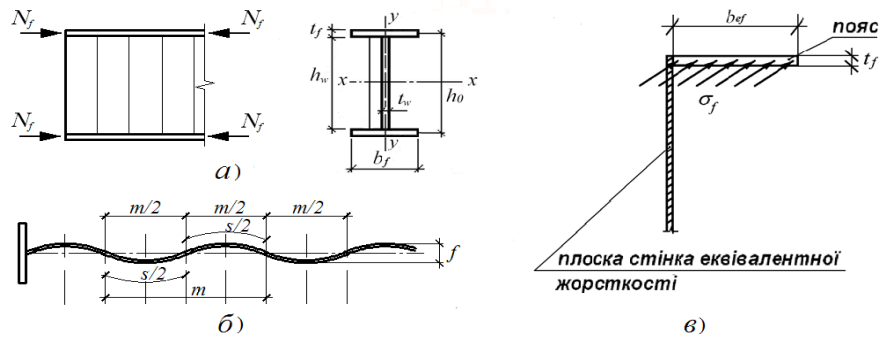


Рис. 1. До розрахунку поясу елементів ПГС на місцеву стійкість:
а – схема завантаження; б – геометричні параметри стінки;
в – розрахункова схема поясу

Перший співмножник відображає вплив взаємодії між стінкою і поясом при їх взаємному повороті і являє собою відношення моментів інерції поясу і стінки на одиницю довжини, а другий – вплив поздовжніх стискуючих напружень у стінці.

Значення k_{cr}^a з необхідною для практичних цілей точністю пропонується визначати за табл. 2, яка отримана за графіками роботи Ф. Блейха при $\xi \leq 1,6$.

Таблиця 2

ξ	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8
k_{cr}^a	1,277	1,168	1,095	1,046	1,005	0,969	0,936	0,914	0,892
ξ	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
k_{cr}^a	0,874	0,857	0,840	0,827	0,809	0,794	0,790	0,777	0,771

При проміжних значеннях ξ відповідні значення k_{cr}^a знаходяться за допомогою інтерполяції. При $\xi > 1,6$ коефіцієнт k_{cr}^a визначається за формулою:

$$k_{cr}^a = p + 2\sqrt{q}, \quad (3)$$

$$\text{в якій } q = \frac{0,061}{0,43 + \xi} \text{ і } p = 0,425 + \frac{0,016}{0,025 + \xi}.$$

Теоретично значення ξ можуть змінюватися від 0 до ∞ . При $\xi=0$ полиця повністю защемлена на краю ($k_{cr}^a = 1,277$), що контактує зі стінкою, а при $\xi=\infty$ вона вільно обертається відносно стінки ($k_{cr}^a = 0,425$).

Враховуючи, що гофрована стінка практично не сприймає поздовжніх стискуючих зусиль, теоретичний інтерес представляє можливість оцінити вплив плоских стінок на критичні напруження місцевої стійкості поясів.

Попередньо для перевірки та оцінки результатів розрахунків місцевої стійкості поясів елементів ПГС за формулою (1) були проведені тестові розрахунки за допомогою МСЕ з використанням ПК ЛІРА. За основу була прийнята довга вузька пластинка шириною 160 мм і товщиною $t_f = 4,8$ мм, що одним довгим краєм спирається на опору шарнірно і вільно на інші (рис. 2, а), по коротких краях пластинка рівномірно стиснута. Для такої пластинки за аналітичною формулою (3) коефіцієнт критичних напружень $k_{cr}^a = 0,425$, а критичні напруження, залежно від товщини, відповідно $\sigma_{cr}^a = 7,11$ кН/см².

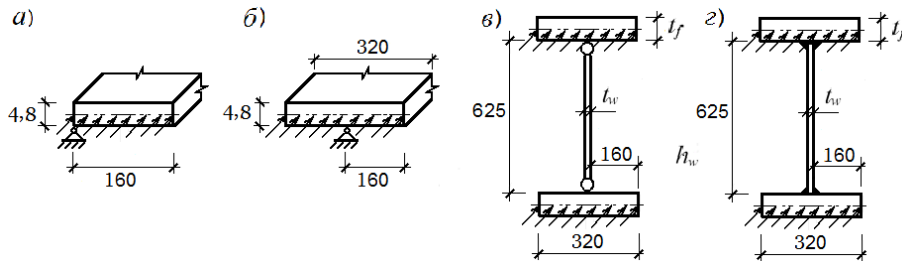


Рис. 2. Розрахункові моделі поясів елементів з плоскими стінками

При використанні МСЕ критичні напруження за схемою а (рис. 2) виявилися вищими на 6,75 % за аналітичні значення ($\sigma_{cr}^a = 7,59$ кН/см²), а за схемою б вищими на 8,4 % ($\sigma_{cr}^a = 7,705$ кН/см²) порівняно зі схемою а. Слід зазначити, що коефіцієнт $k_{cr}^a = 0,425$ є теоретично мінімальним тільки для нескінченно довгих пластинок. Тому для пластинок меншої довжини, які зустрічаються на практиці, він буде більшим. Незначне збільшення критичних напружень за схемою б пояснюється зменшенням довжини півхвилі випинання та її формою: максимальні амплітуди випинання півхвиль по різні боки від поздовжньої осі виявляються зміщеними одна відносно іншої. Додатково для оцінки точності результатів був розрахований на загальну стійкість центрально-стиснутий двотавровий елемент ПГС довжиною 5 м із шарнірними опорами по кінцях ($l_x = l_y = 5$ м). Переріз елемента складається зі стінки розмірами $h_w \times t_w = 500 \times 2$ мм і двох

полиць розмірами $b_f \times t_f = 300 \times 10$ мм, $R_{wy} = 300$ МПа. Загальна втрата стійкості відбулася відносно осі $y-y$, що перпендикулярна полицям. Критичні напруження за ПК ЛПА становлять $\sigma_{cr}^n = k_{cr}^n \cdot R_y = 0,898 \cdot 30 = 26,94$ кН/см², а теоретичні за формулою Ейлера $\sigma_{cr}^a = \pi^2 E / \lambda^2 = 27,33$ кН/см², де $\lambda = l / i_y = 500 / 0,29 b_f = 57,47$. Перевищення аналітичних критичних напружень, порівняно з чисельними, становить 1,42 %, що задовольняє всі вимоги.

Для оцінки впливу стискуючих напружень у стінці на критичні напруження поясів розглядалися моделі з плоскими стінками висотою $h_w = 625$ мм і різною товщиною стінки і поясів при їх шарнірному (Ш) і жорсткому (Ж) спряженні (рис. 2, в, з).

Коефіцієнти критичних напружень за результатами розрахунку моделей за допомогою ПК ЛПА становлять $k_{cr}^n = \sigma_{cr}^n / R_y$ і наведені в таблиці 3.

Зважаючи на отримані результати, можна констатувати, що стискаючі нормальні напруження в стінці значною мірою підвищують критичні напруження в поясі навіть при шарнірному спряженні поясу зі стінкою. Жорстке спряження стінки з поясом також підвищує критичні напруження поясу, головним чином, при досить товстих стінках ($t_w = 4 \div 8$ мм і більше), які використовуються у балках із плоскими стінками.

Таблиця 3

Коефіцієнти критичних напружень k_{cr}^n поясів елементів із плоскими стінками

t_f , мм	Спряження	t_w , мм								
		0,1	0,6	1,0	1,4	2,0	3,0	4,0	6,0	8,0
6	Ш	0,512	0,550	0,579	0,607	0,648	0,712	0,768	0,863	0,938
	Ж	0,512	0,551	0,585	0,625	0,704	0,855	1,047	1,505	1,941
8	Ш	0,906	0,956	0,995	1,033	1,088	1,175	1,253	1,386	1,493
	Ж	0,907	0,957	0,9996	1,046	1,129	1,318	1,507	2,007	2,570
10	Ш	1,411	1,473	1,521	1,568	1,637	1,744	1,843	2,008	2,140
	Ж	1,411	1,474	1,525	1,579	1,669	1,860	2,087	2,578	3,172

Екстраполюючи отримані результати на балки з гофростінками, які практично не сприймають поздовжніх нормальних напружень, можна зробити висновок, що критичні напруження в поясах забезпечуються тільки жорсткістю гофрованої стінки при згині відносно поздовжньої осі. Це пояснює той факт, що критичні напруження місцевої стійкості поясів в елементах із гофрованою стінкою виявилися меншими, ніж очікувалося багатьма дослідниками [3, 4].

Таким чином, при розрахунку елементів ПГС формулу (2) для визначення коефіцієнта защемлення будемо використовувати у вигляді:

$$\xi = 4 \frac{h_w}{b_f} \left(\frac{t_f}{t_{eq.w}} \right)^3. \quad (4)$$

Розробка аналітичного методу визначення критичних напружень місцевої втрати стійкості поясів за формулою (1) вимагає знаходження коефіцієнта $\tau = E_t/E$, який обчислюється залежно від величини критичних напружень – в області пружних або пружно-пластичних деформацій. Якщо за формулою (1) при $\tau = 1,0$ критичні напруження $\sigma_{cr}^a \leq 0,8R_y$, то втрата стійкості відбувається в межах пружних деформацій. Якщо при $\tau = 1,0$ σ_{cr}^a за формулою (1) виявляються більшими $0,8R_y$, то необхідно зробити перерахунок і встановити відповідне значення τ . Приймаючи, що залежність між критичними напруженнями загальної втрати стійкості стиснутої полиці $\sigma_f = \sigma_{cr}^a = \varphi R_y$ поза площиною згинання, як окремого елемента, і гнучкістю звису полиці відповідає за [2] квадратній параболі, значення коефіцієнта τ буде мати вигляд:

$$\tau = \left(\frac{R_y - \sigma_{cr}^a}{R_y - \sigma_e} \right) \frac{\sigma_{cr}^a}{\sigma_e} = \frac{(R_y - \sigma_{cr}^a) \sigma_{cr}^a}{0,16R_y^2}. \quad (5)$$

При пружній роботі сталі критичні напруження σ_{cr}^a слід розраховувати за формулою (1), приймаючи до уваги, що $\tau = 1$; у разі пружно-пластичної роботи сталі пропонується наступне перетворення цієї формули:

$$\left[\frac{\sigma_{cr}^a}{\sqrt{\tau}} \right] = k_{cr}^a \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_f}{b_{ef}} \right)^2. \quad (6)$$

Далі для врахування коефіцієнта τ , що відповідає реальному значення σ_{cr}^a у цьому випадку, зручно використовувати наступний алгоритм. Після позначення лівої частини рівняння (6) через C з урахуванням (5) отримаємо:

$$C = \left[\frac{\sigma_{cr}^a}{\sqrt{\tau}} \right] \Rightarrow C^2 = \frac{(\sigma_{cr}^a)^2}{\tau} = \frac{(\sigma_{cr}^a)^2 \cdot 0,16R_y^2}{(R_y - \sigma_{cr}^a) \sigma_{cr}^a}. \quad (7)$$

З (7) можна записати рівняння для визначення значення σ_{cr}^a :

$$\sigma_{cr}^a = \frac{C^2(R_y - \sigma_{cr}^a)}{0,16R_y^2}. \quad (8)$$

Позначимо відношення $\frac{C^2}{0,16R_y^2} = D$ і після ряду перетворень отримаємо для значення σ_{cr}^a з урахуванням пружно-пластичних деформацій остаточне рівняння:

$$\sigma_{cr}^a = \frac{D \cdot R_y}{1 + D}. \quad (9)$$

Аналitiчна формула (9) дозволяє визначити критичні напруження місцевої стійкості поясів залежно від коефіцієнту ξ за (4). Чисельні розрахунки за допомогою МСЕ на ідеалізованих моделях [1] вказують на можливість збільшити ширину звису поясів порівняно з нормативними вимогами [5] і, таким чином, підвищити стійкість елементів ПГС при випинанні поза площиною зминання. Проте, збільшення тонкостінності поясів, які працюють сумісно з тонкими гофрованими стінками, гнучкість яких може досягати $\lambda_w = 750$, може відбиватися на їх стійкості внаслідок наявності початкових недосконалостей.

Крім того, процес завантаження тонкостінних конструкцій супроводжується нелінійними деформаціями і зміною НДС, які виникають від самого початку завантаження. Виявити вплив усіх вказаних факторів на стійкість поясів за аналітичним методом неможливо.

Тому не тільки теоретичний, а й практичний інтерес представляє порівняння результатів розробленого аналітичного методу розрахунку стійкості пояса з результатами розрахунку за методом скінчених елементів при одночасному урахуванні геометричної і фізичної нелінійності [1]. Залежність між напруженнями σ_i та деформаціями ε_i була прийнята за уніфікованою діаграмою для низьковуглецевої сталі класу С245 ($R_y = 240$ МПа), діаграма $\sigma - \varepsilon$ задавалася у вигляді кусково-лінійної залежності.

У роботі [1] порівнюються результати розрахунку моделей з висотою стінок h_w від 333 до 1500 мм і товщиною стінок $t_w = 2,0, 2,5$ і 3 мм, при цьому гнучкість стінок змінюється від $\lambda_w = 111$ до $\lambda_w = 750$. Коефіцієнти критичних напружень для аналітичного методу і МСЕ визначалися за формулою $k_{cr} = \sigma_{cr} / R_y$.

При чисельному дослідженні основну увагу було приділено поясам із підвищеною гнучкістю звису порівняно з вимогами [4] $\bar{\lambda}_{wf} = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 0,5$.

Для сталей з $R_y=240$ МПа гранична гнучкість звису полиці в балках із плоскою стінкою становить $b_{ef}/t_f \leq 14,65$. Максимальна гнучкість звису поясу, яка розглядалася в даній роботі, становить $b_{ef}/t_f=20$.

Для зручності порівняння результати розрахунків моделей за аналітичним методом і МСЕ зведені в табл. 4.

При цьому чітко виявляється залежність коефіцієнтів критичних напружень k_{cr}^a і k_{cr}^n від гнучкості стінки λ_w і коефіцієнта защемлення ξ за формулою (4), який використовувався в аналітичному методі. Максимальне значення коефіцієнта критичних напружень, отримане за чисельними розрахунками, становить $k_{cr}^n=0,96$. Коефіцієнт k_{cr}^n досягає максимальної величини при певних значеннях b_{ef}/t_f і λ_w і ніколи не збільшується при зменшенні параметрів ξ і λ_w . Це можна пояснити розвитком пластичних деформацій у стінці в рівні її сполучення з поясом, після чого вона вже не збільшує опірність повороту поясу при втраті ним стійкості.

При менших значеннях коефіцієнта k_{cr}^n , а отже і критичних напруженнях $\sigma_{cr} < 0,96R_y$, залежність значення k_{cr}^n від b_{ef}/t_f і параметрів стінки λ_w і ξ стає більш явною.

У всіх випадках за розрахункове значення коефіцієнта критичних напружень місцевої втрати стійкості поясу слід приймати коефіцієнт k_{cr}^n , отриманий з розрахунку моделей за методом МСЕ з урахуванням геометричної і фізичної нелінійності.

Таблиця 4 дозволяє визначати для практичного використання допустиме значення гнучкості звису поясу $\lambda_f=b_{ef}/t_f$ залежно від ширини поясу b_f , гнучкості стінки λ_w за умови $k_{cr}^n=0,96$, дотримуючись при цьому наступних правил:

- гнучкість стінки завжди слід обмежувати максимальною величиною $\lambda_w = h_w/t_w = 500$;
- гнучкість звису полиці $\lambda_f \leq 15,5$ можна приймати у всіх випадках без обмежень при ширині поясу $b_f \leq 400$ мм;
- гнучкість звису полиці $15,5 < \lambda_f \leq 16$ можна приймати у всіх випадках без обмежень при ширині поясу $b_f \leq 400$ мм і $\lambda_w < 500$;
- гнучкість звису полиці $16 < \lambda_f \leq 16,5$ можна приймати у всіх випадках без обмежень при ширині поясу $b_f \leq 300$ мм;

- гнучкість звису полиці $16,5 < \lambda_f \leq 17$ можна приймати при ширині поясу $b_f \leq 300$ мм і товщині стінки $t_w = 3$ мм;
- при ширині поясу $b_f > 400$ мм, граничну гнучкість звису поясу слід приймати, як для плоскої стінки, згідно [5] за формулою:

$$\bar{\lambda}_{yf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}_y, \quad (10)$$

де $\bar{\lambda}_y$ – умовна гнучкість полиці $\bar{\lambda}_y = (l_y/i_y)\sqrt{R_y/E}$, l_y – відстань між точками закріплення полиці від переміщення в її площині відносно осі у–у (рис. 1, а), а $i_y = 0,29b_f$ – радіус інерції полиці шириною b_f .

Таблиця 4

Результати визначення коефіцієнтів критичних напружень k_{cr}^n і k_{cr}^a за методами МСЕ і аналітичним за нелінійною теорією

		300 < b _f ≤ 400							b _f ≤ 300									
b _{ef} /t _f		16			15,5				17			16,5			16			
h _w	t _w	λ _w	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	k _{cr} ⁿ	ξ	k _{cr} ^a	
333	2,0	166	0,960	–	0,962	0,960	–	0,962	0,960	–	0,970	0,960	0,639	0,970	0,960	0,708	0,960	
	2,5	133	0,960	–	0,964	0,960	–	0,964	0,960	–	0,970	0,960	0,51	0,970	0,960	0,59	0,960	
	3,0	111	0,960	–	0,966	0,960	–	0,966	0,960	–	0,970	0,960	0,426	0,970	0,960	0,472	0,960	
500	2,0	250	0,960	1,89	0,960	0,960	2,077	0,965	0,940	0,886	0,962	0,960	0,969	0,970	0,960	1,06	0,960	
	2,5	200	0,960	1,51	0,960	0,960	1,66	0,967	0,960	0,71	0,966	0,960	0,775	0,970	0,960	0,849	0,960	
	3,0	167	0,960	1,26	0,970	0,960	1,385	0,970	0,960	0,59	0,970	0,960	0,646	0,970	0,960	0,708	0,960	
625	2,0	312	0,960	2,36	0,960	0,960	2,60	0,964	0,940	1,107	0,960	0,960	1,21	0,960	0,960	1,328	0,960	
	2,5	250	0,960	1,89	0,960	0,960	2,075	0,965	0,960	0,885	0,962	0,960	0,968	0,960	0,960	1,06	0,960	
	3,0	208	0,960	1,57	0,960	0,960	1,73	0,967	0,960	0,74	0,966	0,960	0,808	0,968	0,960	0,886	0,960	
750	2,0	375	0,960	2,83	0,960	0,960	3,11	0,960	0,940	1,329	0,957	0,960	1,45	0,960	0,960	1,59	0,960	
	2,5	300	0,960	2,04	0,960	0,960	2,49	0,963	0,960	1,06	0,960	0,960	1,16	0,964	0,960	1,27	0,960	
	3,0	250	0,960	1,89	0,960	0,960	2,13	0,964	0,960	0,886	0,962	0,960	0,97	0,966	0,960	1,06	0,960	
1000	2,0	500	0,96	3,78	0,950	0,960	4,15	0,956	0,920	1,77	0,950	0,960	1,94	0,956	0,940	2,12	0,960	
	2,5	400	0,96	3,02	0,955	0,960	3,32	0,958	0,940	1,416	0,956	0,960	1,55	0,960	0,960	1,70	0,960	
	3,0	333	0,96	2,51	0,958	0,960	2,77	0,961	0,960	1,182	0,959	0,960	1,293	0,963	0,960	1,42	0,960	
1250	2,0	625	0,92	4,72	0,950	0,960	5,19	0,953	0,920	2,215	0,949	0,960	2,42	0,953	0,920	2,66	0,960	
	2,5	500	0,96	3,77	0,950	0,960	4,85	0,956	0,940	1,77	0,950	0,960	1,94	0,956	0,940	2,12	0,960	
	3,0	417	0,96	3,15	0,950	0,960	3,46	0,958	0,960	1,48	0,955	0,960	1,62	0,960	0,960	1,77	0,960	
1500	2,0	750	0,90	5,67	0,940	0,940	6,23	0,950	0,920	2,66	0,946	0,960	2,91	0,950	0,900	3,19	0,960	
	2,5	600	0,94	4,53	0,950	0,960	4,98	0,953	0,940	2,12	0,948	0,960	2,32	0,954	0,940	2,55	0,960	
	3,0	500	0,96	3,77	0,950	0,960	4,155	0,956	0,960	1,77	0,950	0,960	1,938	0,956	0,960	2,12	0,960	

Особливо необхідно відмітити, що значення коефіцієнтів критичних напружень за аналітичним методом з урахуванням нелінійної роботи стали k_{cr}^a (табл. 4) відрізняється від значень коефіцієнта критичних напружень за нелінійним розрахунком методом МСЕ $k_{cr}^n = 0,96$ не більше, ніж на 2 % у найбільш несприятливих випадках при $\lambda_w \leq 500$. Це дозволяє для практичних цілей використовувати розрахунок критичних напружень за

аналітичним методом у випадках, коли величина коефіцієнта k_{cr}^a не менше 0,96 і $b_{ef}/t_f \leq 16,5$.

Вказані в таблиці значення b_{ef}/t_f слід використовувати у випадках надійного розкріплення поясу від випинання відносно осі $y-y$, наприклад, сталевим профільованим настилом, що надійно з ним пов'язаний.

Збільшення відношення b_{ef}/t_f , порівняно з нормативним, призводить до збільшення ширини поясу, а відтоді і його загальної стійкості відносно осі $y-y$. При гнучкості полиці $\lambda_f = 16$ ширина полиці, а разом з нею і радіус інерції полиці i , можуть бути збільшені на 9,2 %, при $\lambda_f = 16,5$ – на 12,6 %, а при $\lambda_f = 17$ – на 16 % порівняно з нормативною величиною. На стільки ж процентів буде зменшуватися гнучкість гілки двотавра (одиночної полиці) відносно осі $y-y$, а відтоді і витрати сталі на елемент в цілому на 6...9 %.

Чисельні дослідження виконувалися і для більших значень відношення b_{ef}/t_f , ніж приведені в табл. 4, однак критичні напруження виявилися занадто низькими для практичного застосування елементів із такими параметрами звису поясів із підвищеною гнучкістю. Результати цих розрахунків наведені в табл. 5. Вочевидь, що елементи ПГС із гнучкістю звису поясів $b_{ef}/t_f = 18,75$ і 20,0 можуть бути використані при проектуванні, якщо діючі напруження не перевищують межі пружної роботи сталі $\sigma_e = 0,8R_y$.

Таблиця 5

Коефіцієнти критичних напружень k_{cr}^n за методом МСЕ

h_w , мм	333			500			625			1250			1500		
t_w , мм	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0	2,0	2,5	3,0
$b_{ef}/t_f = 20$ ($b_f \times t_f = 300 \times 7,5$)	0,7877	0,8000	0,8000	0,7881	0,7881	0,8000	0,7881	0,7881	0,8000	0,7800	0,8000	0,8000	0,7800	0,8000	0,8000
$b_{ef}/t_f = 18,75$ ($b_f \times t_f = 300 \times 8,0$)	0,8200	0,8504	0,8508	0,8000	0,8502	0,8525	0,8000	0,8200	0,8518	0,8000	0,8200	0,8411	0,8000	0,8200	0,8400

Висновки

Розроблена методика визначення відношення ширини звису полиці до її товщини в елементах із гофрованими стінками дає можливість використовувати більш тонкостінні полиці в порівнянні з вимогами [5] і таким чином підвищувати ефективність перерізів елементів при розрахунку на загальну стійкість поза площиною згинання. Враховуючи, що стінки практично не сприймають поздовжніх зусиль, у практичних розрахунках значення коефіцієнта p у формулі (3) рекомендується завжди приймати рівним 0,425.

Література

- [1] Нілова Т. О. Міцність і стійкість рамних елементів з поперечно-гофрованою стінкою : дисертація на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / Т. О. Нілова; Київський національний університет будівництва і архітектури. – Київ, 2013. – 136 с.
- [2] Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций / Ф. Блейх. – М. : Физматгиз, 1959. – 544 с.
- [3] Степаненко А. Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стен кой : дисертація на соискание уч. степени док. техн. наук : спец. 05.23.01 «Строительные конструкции здания и сооружения» / А. Н. Степаненко. – Хабаровск, 2001. – 234 с.
- [4] Guo Yan-lin. Flange buckling behavior or the H-shaped member with sinusoidal webs / [Guo Yan-lin, Zhang Qing-lin, Siokola, W., Hofer, A.] // Fifth International Conference on Thin-Walled Structures. – Brisbane, Australia, 2008. – 8 p.
- [5] Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 219 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України).

Надійшла до редколегії 06.08.2014 р.