

УДК 624.014

Напружено-деформований стан поперечно-гофрованих стінок сталевих балок при дії зосередженого навантаження

Нілов О.О., к.т.н., Семчук І.Ю.

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

Анотація. Викладаються результати чисельного дослідження напружено-деформованого стану гофрованої стінки сталеві балки при дії зосередженого навантаження. Встановлено, що вертикальні нормальні локальні напруження безпосередньо залежать від товщини поясу і стінки і не залежать від висоти стінки. Локальні напруження в стінці концентруються в межах одного гофру і практично не виходять за неї.

Аннотация. Излагаются результаты численного исследования напряженно-деформированного состояния гофрированной стенки стальной балки при действии сосредоточенной нагрузки. Установлено, что вертикальные нормальные напряжения непосредственно зависят от толщины пояса и стенки и не зависят от высоты стенки. Локальные напряжения в стенке концентрируются в пределах одной гофры и практически не выходят за нее.

Abstract. Results of numerical investigation of stress strain behavior of corrugated web in steel beam under local load are presented. It's concluded that vertical normal local stresses are directly dependent on the web and the flange thickness and don't depend on the web height. Local stresses in the web are concentrated within one corrugation and almost stay within it.

Ключові слова: гофрована балка, локальні напруження, міцність гофрованої стінки.

Сталеві двотаврові елементи з поперечно-гофрованими стінками (ПГС) синусоїдної форми знаходять дедалі більше поширення в практиці будівництва. Найбільшого використання вони знайшли в легких каркасах виробничих будівель, де вони використовуються в ригелях з прогонами до 24 м включно, а також, у меншій мірі, – в колонах.

Широке використання елементів з ПГС в сучасному будівництві зумовлене їхньою ефективністю та економічністю, які досягаються, в першу чергу, за рахунок відносно малих витрат сталі, використання сучасних високо механізованих і роботизованих методів виготовлення, простоти перевезення та укрупнення елементів при монтажі.

Застосування легких покрівельних матеріалів та виробів, таких як профільовані сталеві листи, різноманітні ефективні утеплювачі, а також виконані на їх основі тришарові огорожувальні панелі типу «Сендвіч» вимагають використання різноманітних за перерізами прогонів із прокатних і гнутих профілів, які зазвичай спираються на верхні стиснуті пояси

ригелів. Практика проектування показує, що зі зменшенням кроку прогонів витрати сталі на покрівлю (прогони та сталеві профільовані листи) зменшуються.

Необхідно зауважити те, що в балках з тонкими поперечно-гофрованими стінками найбільш ефективним рішенням, з конструктивної точки зору, є спирання прогонів на ригель зверху (рис. 1 а). Це дозволяє здійснити спирання на верхній пояс у будь-якому перерізі незалежно від розташування гофрів. При спиранні прогонів в одному рівні з використанням ребер жорсткості, як це робиться в балках з плоскими стінками, їх розташування буде зручним лише в перерізах, де кривина синусоїдної стінки дорівнює нулю. Це не завжди дозволяє розташовувати прогони з однаковим кроком. При цьому прогони в одному перерізі по різні боки від осі ригеля будуть мати різну довжину, що ускладнює і монтаж, і виготовлення прогонів. Щоб запобігти цьому, в практиці проектування інженери збільшують крок прогонів до 3...4 м і, таким чином, зменшують кількість прогонів, а ребра жорсткості влаштовують прорізними, зварюючи їх зі стінкою. Витрати сталі на покрівлю в такому випадку, як правило, збільшуються.

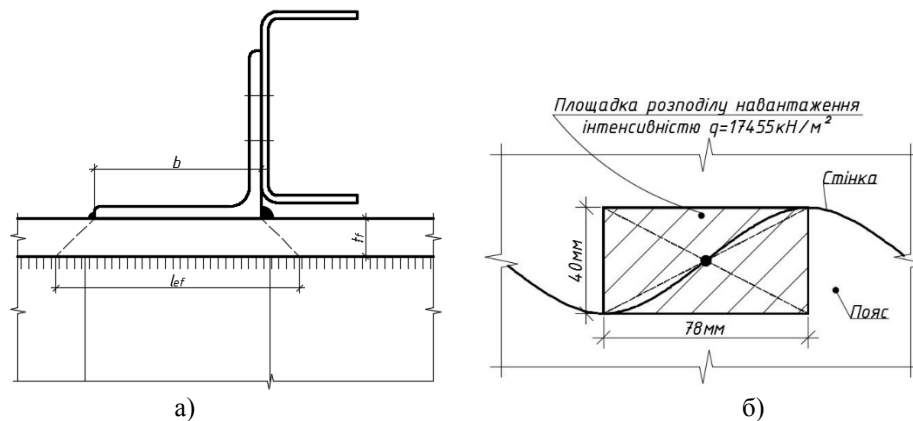


Рис. 1. а) Спирання прогонів на ригель зверху; б) Схема прикладення навантаження на балку

Проблема ускладнюється тим, що на сьогодні в нормах проектування як вітчизняних [1], так і зарубіжних [2], відсутні вказівки щодо розрахунку гофрованих синусоїдних стінок при дії зосереджених навантажень. Провести аналогію відносно розрахунку їх із плоскими стінками неможливо, тому що напружено-деформований стан гофрованої стінки суттєво відрізняється від плоскої. Це пояснюється тим, що поперечно гофрована стінка (ПГС) має різну жорсткість по осях Х та Y і практично не сприймає поздовжніх зусиль.

Аналізуючи наукову літературу з дослідження гофрованих балок, було знайдено лише пару робіт, присвячених експериментальному дослідженню НДС гофрованих стінок при дії зосереджених навантажень. Таке дослідження проведене в роботах [4] з використанням фізичних моделей в натуральну величину (WTA 625 – 250×20) і отримані експериментальні результати. Використовувалися моделі балок за сортаментом «Zeman». Проте локальне навантаження передавалося на верхній пояс через брусок довжиною $l_{ef} = 300$ мм, що значно перевищує реальні розміри полиць прогонів, що використовуються.

В роботі [3] досліджувалася місцева стійкість тонкої стінки, гофрованої трикутними гофрами, під дією зосереджених сил. Проте отримані результати не можуть у повній мірі бути використаними при дослідженні гофрованої синусоїдної стінки, параметри і форма якої значно відрізняється.

У даній статті дослідження НДС гофрованої стінки під дією зосередженого навантаження проводилося на фізико-математичних моделях, побудованих згідно з сортаментом гофрованих балок компанії Zeman. Розглядалися моделі зі стінками товщиною $t_w = 2,0; 2,5; 3,0$ мм і висотою $h_w = 500; 750; 1000; 1250; 1500$ мм та поясом шириною $b_f = 300$ мм і товщиною $t_f = 8; 12; 16; 20; 25$ мм. Довжина всіх моделей була прийнята 1860 мм.

Моделі балок були завантажені зосередженою силою, котра розподілялася на площадці довжиною 78 мм (довжина півхвилі гофру) та шириною 40 мм з інтенсивністю 17455 кН/м². Навантаження прикладалося посередині балок таким чином, що рівнодіюча сила приходилася на зміну кривини гофру (рис. 1 б).

Виходячи з досвіду проектування, у переважній більшості випадків ширина полиць прогонів (холодногнутих швелерів і Z-профілів, а також прокатних швелерів і двотаврів) не перевищує 75...80 мм, що послужило основою для прийняття в даній роботі ширини розподілення зосередженого навантаження.

Розрахунок балок виконувався в програмному комплексі ЛІРА 10.4. Балки моделювалися скінченними елементами тонкої оболонки (№ 42, № 44). Відштовхуючись від того, що балки з гофрованими стінками за НДС згідно з ДБН В.2.6-198:2014 відносяться до конструкцій I-го класу, всі розрахунки виконувалися в припущенні пружної роботи сталі. В якості матеріалу конструкції була прийнята сталь С285.

Під час аналізу отриманих результатів акцент робився на визначення характеру розподілу нормальних напружень σ_y .

Було проведено дві серії розрахунків. Перша серія містила набір задач, в котрих у моделях балок варіювалися висота та товщина стінок ($h_w = 500; 750; 1000; 1250; 1500$ мм; $t_w = 2,0; 2,5; 3,0$ мм), а параметри поясу ($b_f = 300$ мм; $t_f = 8$ мм) залишалися незмінними. Метою даної серії було встановити вплив геометричних параметрів стінки на розподіл напружень в ній. Результати показали, що прямий вплив має зміна товщини стінки (рис. 2), натомість від висоти розподіл напружень практично не залежав (табл. 1).

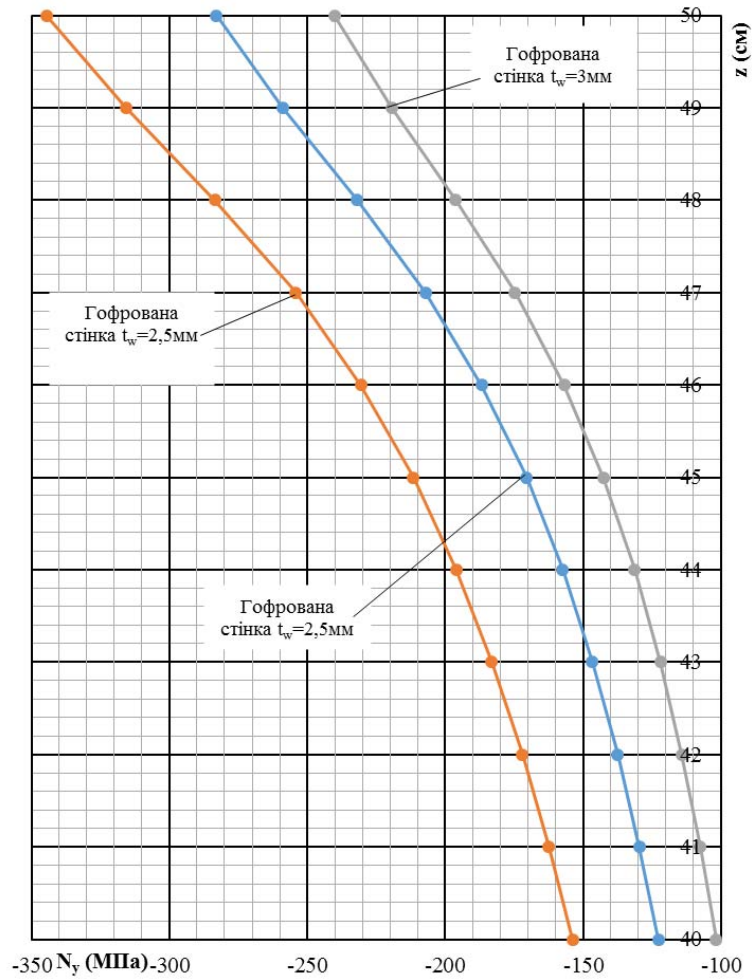


Рис. 2. Розподіл напружень у верхній частині стінки по вертикалі посередині балки

Таблиця 1

**Порівняння значень напружень у верхній частині стінки
при зміні висоти стінки**

Висота стінки h_w , мм									
500		750		1000		1250		1500	
z, см	σ_y , МПа	z, см	σ_y , МПа	z, см	σ_y , МПа	z, см	σ_y , МПа	z, см	σ_y , МПа
50	-344.59	75	-346.07	100	-346.8	125	-347.07	150	-347.07
49	-315.73	74	-317	99	-317.33	124	-317.28	149	-317.12
48	-283.45	73	-284.51	98	-284.38	123	-284	148	-283.66
47	-254.25	72	-255.65	97	-255.39	122	-254.85	147	-254.45
46	-230.51	71	-232.62	96	-232.49	121	-231.95	146	-231.53
45	-211.58	70	-214.55	95	-214.65	120	-214.16	145	-213.77
44	-196.13	69	-200.03	94	-200.41	119	-200	144	-199.63
43	-183.18	68	-188.04	93	-188.73	118	-188.41	143	-188.08
42	-172.07	67	-177.92	92	-178.95	117	-178.74	142	-178.45
41	-162.39	66	-169.26	91	-170.64	116	-170.55	141	-170.3
40	-153.84	65	-161.75	90	-163.5	115	-163.54	140	-163.34

В другій серії аналізувалася залежність напружень σ_y від товщини поясу. Було розглянуто ряд балок з наступними параметрами стінки та поясу: $h_w = 500$ мм; $t_w = 2,0; 2,5; 3,0$ мм; $b_f = 300$ мм; $t_f = 8; 12; 16; 20; 25$ мм. В результатах прослідковувався значний вплив зміни товщини поясу на значення локальних напружень (табл. 2).

Також варто відмітити характерну особливість стосовно розподілу нормальних напружень σ_y по довжині балки (рис. 4). Максимальні значення даних напружень чітко концентруються в межах одного гофру, котрий безпосередньо сприймає зосереджене навантаження (за умови, якщо навантаження розподілене в межах довжини цього гофру), в сусідніх гофрах їхні величини різко спадають і мають значення близькі до нуля.

Таблиця 2

Порівняння значень локальних напружень σ_{loc} , отриманих в програмному комплексі ЛРА 10.4, зі значеннями, отриманими за [1]

Балка	Товщина стінки, t_w (м)	Напруження	Товщина поясу, t_f (мм)					
			12			16		
			Локальне напруження σ_{loc} , МПа	Відносна похибка, %	Розрахункова довжина l_{ef} , м	Локальне напруження σ_{loc} , МПа	Відносна похибка, %	Розрахункова довжина l_{ef} , м
WTA	0.002	$\sigma_{ЛРА}$	-268.09	10.86	0.112	-206.65	-8.44	
		$\sigma_{ДБН}$	-241.8307			-225.6921		
WTV	0.0025	$\sigma_{ЛРА}$	-226.75	17.20	0.112	-177.82	-1.51	
		$\sigma_{ДБН}$	-193.4646			-180.5537		
WTC	0.003	$\sigma_{ЛРА}$	-196.78	22.06	0.112	-156.7	4.15	
		$\sigma_{ДБН}$	-161.2205			-150.4614		

Продовження таблиці 2

Балка	Товщина стінки, t_w (м)	Напруження	Товщина поясу, t_f (мм)					
			20			25		
			Локальне напруження σ_{loc} , МПа	Відносна похибка, %	Розрахункова довжина l_{ef} , м	Локальне напруження σ_{loc} , МПа	Відносна похибка, %	Розрахункова довжина l_{ef} , м
WTA	0.002	$\sigma_{ЛРА}$	-164.02	-22.48	0.128	-128.8	-34.36	
		$\sigma_{ДБН}$	-211.5728			-196.2277		
WTV	0.0025	$\sigma_{ЛРА}$	-142.15	-16.02	0.128	-111.89	-28.72	
		$\sigma_{ДБН}$	-169.2582			-156.9822		
WTC	0.003	$\sigma_{ЛРА}$	-126.2	-10.53	0.128	-99.662	-23.82	
		$\sigma_{ДБН}$	-141.0485			-130.8185		

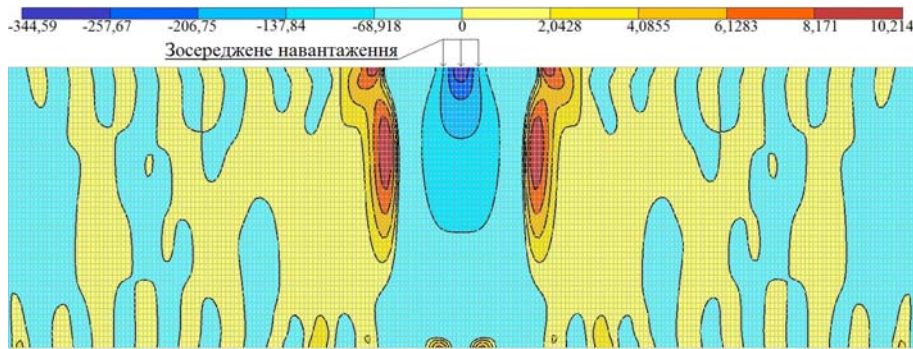


Рис. 4. Ізополя розподілу нормальних напружень σ_y у стінці балки (WTA 500 – 300×8)

З метою практичного використання отриманих результатів були порівняні значення максимальних нормальних напружень $\sigma_{ЛРА}$ з нормативними значеннями локальних напружень [1].

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c \quad (1)$$

При визначенні розрахункової довжини розподілення напружень враховувалася кривина гофру:

$$l_{ef} = l_s + 2t_f, \quad (2)$$

де $l_s = l_x \cdot \frac{2s}{m}$, – довжина ділянки дуги синусоїди гофру, на яку безпосередньо передається зосереджене навантаження; l_x – довжина

розподілу зосередженого навантаження; $s = \frac{m}{2} \cdot \left(1 + \frac{\pi^2 f^2}{16 \cdot (m/2)^2} \right)$ –

розгорнута довжина півхвилі синусоїди гофру; m – довжина хвилі синусоїди гофру; f – амплітуда синусоїди гофру.

Аналізуючи таблицю 2, можна зробити висновок, що значення напружень $\sigma_{ЛРА}$ у балках з тонким поясом ($t_f = 12$ мм) перевищують нормативні напруження $\sigma_{ДБН}$, однак у балках з товстішими поясами ($t_f = 16; 20; 25$ мм) спостерігається протилежна ситуація ($\sigma_{ЛРА} < \sigma_{ДБН}$). Це свідчить про резерви міцності стінок при дії зосереджених навантажень за умови використання більш товстого поясу, що на практиці дозволить відмовитися від підсилення стінки ребрами жорсткості.

За результатами чисельних досліджень пропонується визначати розрахункову довжину розподілення напружень l_{ef} за наступною формулою:

$$l_{ef} = c \cdot \sqrt[3]{\frac{I_f}{t_w}}, \quad (3)$$

де $c = 3,55$ – емпіричний коефіцієнт, котрий може прийматися для гофрованих балок будь-яких геометричних параметрів; I_f – момент інерції поясу.

Література

- [1] Сталеві конструкції. Норми проектування : ДБН В.2.6-198:2014 – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України Київ, 2015. – 219 с. – (Конструкції будівель і споруд. Державні будівельні норми України)
- [2] Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings : EN 1993-1-1:2005. – Brussels : CEN–CENELEC Management Centre, 2005. – 103 p. – (European Standard)
- [3] Барановская С. Г. Прочность и устойчивость гофрированной стенки стальной двутавровой балки в зоне приложения сосредоточенных нагрузок : автореф. дис. ... канд. техн. наук / НИСИ. — Новосибирск, 1990. – 19 с.
- [4] Novak R. Design resistance of undulating webs under patch loading / R. Novak, J. Machacek // Proc. Conf. CIMS 2000 (Lisbon 2000). – P. 371–378.

Надійшла до редколегії 7.10.2015 р.