

БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ

УДК 624.072.2.014.2-413 DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2024.10\(41\).1.80-91](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2024.10(41).1.80-91)**С.А. Гудзь**, доц., канд. техн. наук*ДВНЗ «Приазовський державний технічний університет», м. Дніпро, Україна**e-mail: goods_s_a@pstu.edu***О.Г. Фенко**, доц., канд. техн. наук*Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», м. Полтава, Україна**e-mail: fenko.aleksey@gmail.com***В.В. Дарієнко**, доц., канд. техн. наук, **Г.Д. Портнов**, доц., канд. техн. наук*Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький, Україна**e-mail: vvdarienko@gmail.com, budkom999@gmail.com*

Проектування розкріплених прогонів покриття з урахуванням жорсткості профільованого настилу

Стаття присвячена дослідженню стійкості суцільних прогонів у складі покриття і порівнянню їх ефективності. Надаються практичні рекомендації щодо зниження матеріалоемності прогонних систем за рахунок раціонального вибору типу перерізу. Висновок зроблено на основі геометрично нелінійного аналізу напружено-деформованого стану із урахуванням недосконалостей і жорсткості конструкцій бокового розкріплення. Перевага надається прогонам із прокатних двотаврів, які мають менші ексцентриситети прикладення навантаження та внутрішні зусилля, на відміну від швелерів.

прогон, відкритий поперечний переріз, втрата стійкості, кручення, розкріплення

Постановка проблеми. Покрівельні прогони являють собою найчастіше однопролітні балки суцільного перерізу, які складають в середньому 10 – 15% від маси будівлі. У будівлях із легкою покрівлею більш раціональним є застосування саме розрізних прогонів покриття. Для нерозрізних схем прогонів необхідно забезпечувати розкріплення як верхнього, так і нижнього поясів згідно з розрахунком на стійкість. За нерозрізної схеми збільшуються опорні реакції від прогонів на середню опору, тому поперечні рами виходять важчими. Донедавна у промислових будівлях для прогонів покриття застосовувався переважно гарячекатаний балковий профіль. Хоча прогони суцільного перерізу важче решітчастих, вони значно простіші у виготовленні та монтажі. Цей тип прогонів часто використовується в поєднанні зі сталевими кроквяними фермами при їх кроці 6 м. Сталеві балки, виготовлені з гарячекатаних профілів, і зараз можуть бути використані замість холодногнутих тонкостінних профілів для покрівельних прогонів.

Прийнято вважати, що при значних ухилах покрівлі швелерний переріз прогону добре працює на косий згин. Прогони з перерізом із швелеру встановлюються стінкою по напрямку скату покриття для врівноваження розподіленого по довжині крутного моменту від скатної складової навантаження крутним моментом від основної переважаючої складової навантаження протилежного напрямку. Проте скатна складова буде сприйматися самим настилом, і кручення все одно виникатиме від основної складової поперечного навантаження.

При великих навантаженнях, які властиві плоским покрівлям, переріз прогонів може бути прийнятий із прокатного двотавра. Але з появою холодногнутих прогонів, які за твердженням виробників тонкостінних конструкцій значно легші за рахунок вищої міцності, використання гарячекатаних прогонів стало незвичним. Не зважаючи на очевидні переваги холодногнутих профілів, що полягають у підвищеній точності їхніх розмірів, якості гладкої поверхні, в цілому їм властиві такі недоліки, як досить висока вартість через додаткову обробку металу, наявність залишкових внутрішніх напружень, схильність до непередбаченого випинання внаслідок депланації тонкостінного поперечного перерізу, низька варіативність утворення форм, зокрема складність виготовлення симетричних відкритих перерізів.

Балки відкритого перерізу можуть втратити загальну стійкість, а отже, повинні бути спроектовані з урахуванням цього типу руйнування. Теоретично двотаврова балка, що згинається в площині стінки, являє собою ідеально рівний стрижень, що може відмовити та вичерпати свою тримальну здатність внаслідок втрати загальної стійкості. При досягненні навантаженням критичного значення він починає закручуватись і виходити з площини згину. До втрати стійкості стрижень не закручується та не депланує, а лише згинається. Таку форму втрати стійкості, при якій з'являється якісно новий тип деформації, називають втратою стійкості першого роду.

У випадку косоного згину прогонів похилого легкого покриття, а також у результаті наявності ексцентриситетів прикладення навантаження і початкових геометричних недосконалостей, що з'являються внаслідок випадкового утворення дефекту або пошкодження, кручення виникає з самого початку завантаження. Деформації стрижня після втрати стійкості другого роду змінюються лише кількісно. Тому при аналізі прогонів покриття важливо дослідити додаткову появу кручення, розробити методи контролю та мінімізації цього ефекту в умовах експлуатації.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Хоча гарячекатані профілі прогонів більш притаманні покриттям в Україні, при проектуванні слід орієнтуватися на більш розвинуті західні тенденції та визнані в світі концепції. За останні роки достатньо велика увага була приділена дослідженням напружено-деформованого стану та питанням конструювання сталевих прогонів покриття. Численні теоретичні та експериментально-теоретичні дослідження в цій галузі розглядають найчастіше тонкостінні холодногнуті профілі, що мають розкріплення у вигляді сталевих профільованого настилу або сандвіч панелей. Так у працях [1, 2] аналізується вплив навантаження відриву та характеристик з'єднувальних засобів на жорсткість розкріплення прогонів. Поведінка частково розкріплених холодноформованих сталевих зед прогонів при втраті стійкості досліджується у статті [3]. Наукові праці [4, 5] представляють результати теоретичного та експериментального дослідження швелерних і зед прогонів, що взаємодіють з листовими елементами покрівлі. Так були отримані та експериментально перевірені прямі залежності для лінійних і кутових переміщень прогонів, що дозволяють визначити для них зусилля і деформації, а також надані практичні висновки. Конструктивна ефективність холодногнутих сталевих прогонів доводиться у публікації [6]. За участі автора даної статті було розвинено модель розрахунку сталевих розкріплених елементів на стійкість при сумісній дії поперечного згину та кручення [7], зокрема в пластичній стадії роботи [8].

Формули для визначення жорсткостей профільованого настилу наведено в нормах EN 1993-1-3 [9], які видають дещо занижене значення зсувної жорсткості, але не вимагають, щоб настил був прикріплений усіма чотирма гранями до опорних конструкцій, а лише двома. Такий спосіб кріплення полегшує процес і зменшує вартість монтажу. Деякі виробники профільованого настилу (Hoesch, Fischer, Arcelor)

розробили свої власні методики визначення зсувної жорсткості, які можуть бути використані тільки для цієї продукції та у випадку кріплення чотирма гранями.

Встановлено, що зсувна жорсткість настилу також залежить від способу його кріплення до балки. З економічних умов профільований настил часто кріплять через хвилю (здебільшого до швелерних прогонів). Якщо профільований настил прикріплюється до балки лише в кожній другій хвилі, то його зсувна жорсткість приймається зменшеною в п'ять разів порівняно з початковою жорсткістю.

Таким чином, не розв'язаною раніше частиною загальної проблеми аналізу та дослідження стану сталевих елементів є визначення взаємодії між формою поперечного перерізу та напруженнями в розкріплених елементах із геометричними недоскональностями. Для точнішого відтворення реальних умов роботи конструкції потрібно вдосконалювати методи моделювання та чисельних розрахунків.

Постановка завдання. Метою роботи є аналіз внутрішніх зусиль і деформацій у розкріплених профільованим настилем прогонах покриття з урахуванням якомога більшої кількості факторів, які мають суттєвий вплив на коефіцієнт використання поперечного перерізу за нормальними напруженнями, що виступає важливим чинником ефективності та матеріалоємності.

Задачею даної наукової праці є підтвердження наступного припущення. Якщо в каркасних будівлях із легкою покрівлею до верхнього поясу сталевому прогону за допомогою самонарізних гвинтів жорстко приєднаний профільований настил, який з'єднаний між собою заклепками у поздовжніх стиках, то він може ефективно перешкоджати закручуванню, боковому вигину і використовуватись для протидії втраті стійкості балки за згинально-крутильною формою.

Виклад основного матеріалу. Для детального аналізу напружено-деформованого стану прогону у складі покриття використаємо систему диференціальних рівнянь стійкості, що виражає умови рівноваги, описує поведінку тонкостінного стрижня з урахуванням схеми його деформування та ефектів другого порядку за допомогою просторової моделі. При завантаженні у загальному випадку рівномірно розподіленим поперечним навантаженням у двох площинах, прикладеним із можливими ексцентриситетами, система рівнянь для попередньо викривленої в площині меншої жорсткості балки відкритого поперечного перерізу за умови відсутності початкового кута повороту і початкового прогину балки внаслідок її значної крутильної та згинальної жорсткості в основній площині без урахування жорсткості конструкцій розкріплення має вигляд, де цифри в дужках показують порядок похідної:

$$\begin{cases} (EI_z v^{(2)})^{(2)} + (M_y \vartheta)^{(2)} = q_y; \\ (EI_y w^{(2)})^{(2)} + (M_z \vartheta)^{(2)} = q_z; \\ (EI_\omega \vartheta^{(2)})^{(2)} - (GI_t \vartheta^{(1)})^{(1)} + M_y v_0^{(2)} + M_y v^{(2)} + \\ + M_z w^{(2)} - (M_{rr} \vartheta^{(1)})^{(1)} + q_y y_q \vartheta + q_z z_q \vartheta = m_x, \end{cases} \quad (1)$$

де v , w , ϑ – функції розподілу викривлення, прогину та кута повороту (закручування) балки під навантаженням по довжині стрижня;

v_0 – функція розподілу початкового викривлення балки по довжині стрижня;

E , G – модулі пружності та зсуву відповідно;

I_y , I_z , – моменти інерції перерізу балки відносно горизонтальної осі y та вертикальної осі z відповідно;

I_ω – секторіальний момент інерції перерізу балки;

I_t – момент інерції перерізу балки при вільному крученні;

M_y, M_z – функції згинальних моментів, що діють відносно осі y і z відповідно;

M_{rr} – скорочене позначення функції внутрішнього зусилля, що залежить від крутного моменту M_x ; при відсутності поздовжньої сили $M_{rr} = M_y r_z - M_z r_y + M_\omega r_\omega$ (r_y, r_z – полярно-осьові геометричні характеристики перерізу балки; для подвійно симетричного прокатного двотавра $r_y = r_z = 0$, для одинарно симетричного прокатного швелера $r_z = 0$; M_ω – функція згинально-крутильного бімоменту; r_ω – секторіально-полярний радіус інерції перерізу балки, при наявності хоча б однієї осі симетрії $r_\omega = 0$).

q_y, q_z – рівномірно розподілені поперечні навантаження, що діють вздовж осі y і z відповідно та передаються на балку, зазвичай, через приєднані до верхнього поясу огорожувальні конструкції; при збігові напрямку дії навантаження з напрямком осі знак приймається додатний;

y_q, z_q – координати точки прикладення навантаження відносно центра згину балки; для двотавра при прикладенні рівнодійної сили поперечного навантаження до верхнього поясу по середині стінки $y_q = 0$, для швелера, встановленого стінкою по напрямку скату покриття, внаслідок закручування поперечного перерізу навантаження передаватиметься на один край, тоді $y_q \approx -e$, де e – відстань від центра стінки до центра згину; $z_q = -\frac{h}{2}$ (h – висота балки);

m_x – рівномірно розподілене крутне навантаження відносно центра згину з урахуванням правила знаків при крученні ($m_x = q_z y_q - q_y z_q$).

Доповнимо систему реактивними зусиллями від наявних конструкцій розкріплення, які будуть пропорційні жорсткостям податливих опор. Тоді в правій частині першого та третього рівнянь системи з'являться додаткові лінійні поперечні та крутні навантаження, що відповідно до теорії опору тонкостінного стрижня в пружному середовищі дорівнюватимуть:

$$q_{ys} = V_s^{(1)} = S(y_s^{(2)} - z_s \vartheta^{(2)}); \quad (2)$$

$$m_{xs} = -c_\vartheta \vartheta - q_{ys} z_s, \quad (3)$$

де S – зсувна жорсткість конструкцій розкріплення, що приходиться на одну балку;

z_s – ордината точки кріплення приєднаних конструкцій відносно центра згину балки; при ексцентричному кріпленні до верхнього поясу $z_s = -\frac{h}{2}$;

c_ϑ – крутильна жорсткість конструкцій розкріплення.

При зміні згинального моменту по довжині балки, що перебуває в пружному середовищі, система диференціальних рівнянь стійкості тонкостінного стрижня не має замкненого відносно простого розв'язку, оскільки до рівнянь системи входять перемінні коефіцієнти, що робить їх інтегрування не завжди можливим. Однак попередньо було зроблено допущення, що при наявній у типових конструкціях жорсткості профільованого настилу стиснутий пояс прогону стримується від поперечних деформацій. Тоді згинальний момент у площині меншої жорсткості балки буде сприйматися приєднаним листовим полотном покриття. Тому складова третього рівняння, що містить згинальний момент M_z , порівняно зі згинальним моментом M_y , буде величиною вищого порядку малості, яка може бути знехтувана. Те саме стосується і внутрішнього зусилля, що залежить від крутного моменту. В цьому ми

можемо пересвідчитися, встановивши як сильно зменшиться згинальний момент M_z в пружному середовищі порівняно з його початковим значенням у нерозкріпленій балці:

$$M_z = \frac{q_y x^2}{2} - \frac{q_y l}{2} x. \quad (4)$$

Оскільки деформації прогину та викривлення балки тепер незалежні одна від іншої, систему переписемо з урахуванням прийнятих спрощень без другого рівняння, що описує прогин балки:

$$\begin{cases} (EI_z v^{(2)})^{(2)} + (M_y \vartheta)^{(2)} = q_y + S v^{(2)} - S z_s \vartheta^{(2)}; \\ (EI_\omega \vartheta^{(2)})^{(2)} - (GI_t \vartheta^{(1)})^{(1)} + M_y v_0^{(2)} + M_y v^{(2)} + \\ + q_y y_q \vartheta + q_z z_q \vartheta = m_x - c_g \vartheta - S z_s v^{(2)} + S z_s^2 \vartheta^{(2)}. \end{cases} \quad (5)$$

Знаючи деформації v , ϑ та похідні від них, можна за допомогою рівнянь системи встановити внутрішні зусилля, необхідні для визначення напружень і перевірки тримальної здатності елемента. Приблизний розв'язок системи диференціальних рівнянь стійкості можна отримати за допомогою заснованого на принципі можливих переміщень Лагранжа методу, що полягає в наступному. Наведемо основні етапи розв'язку системи. Задаємося функціями деформацій викривлення та кута повороту, а також початкової геометричної недосконалості у вигляді напівхвиль синусоїди, що задовольняють граничні умови при шарнірному обпиранні кінців балки відносно лінійних переміщень і кутів повороту. Для точного розрахунку стрижня в пружному середовищі, навіть при симетричному навантаженні, необхідно брати кілька параметрів в розкладеннях ряду. Але два параметри згідно з [8] призводять до заниження значення внутрішніх зусиль при крученні, а саме величини згинально-крутильного бімоменту. Оскільки подальше збільшення кількості параметрів викликає небезпечну громіздкість і ускладнює розв'язок, який уже потребує реалізації із застосуванням обчислювальної техніки і відповідного програмного забезпечення, то обмежимося одним параметром. У загальному вигляді кожен з цих функцій $u(x)$ можна записати і диференціювати таким чином:

$$u = u_A \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right); \quad (6)$$

$$u^{(1)} = u_A \frac{\pi}{l} \cos\left(\frac{\pi x}{l}\right); \quad (7)$$

$$u^{(2)} = -u_A \frac{\pi^2}{l^2} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right); \quad (8)$$

$$(u^{(2)})^{(2)} = u_A \frac{\pi^4}{l^4} \sin\left(\frac{\pi x}{l}\right), \quad (9)$$

де u_A – амплітуда компоненти деформації та геометричної недосконалості.

Будемо розглядати лише поширену в більшості випадків симетричну балкову схему завантаження, характерну для прогонів покриття, у вигляді рівномірно розподіленого по всій довжині поперечного навантаження. З урахуванням припущення величина згинального моменту по довжині балки відносно осі u може визначатись за недеформованою схемою:

$$M_y = -\frac{q_z x^2}{2} + \frac{q_z l}{2} x. \quad (10)$$

Підставляючи функції (6) – (10) у систему рівнянь стійкості (5), ми отримаємо вирази, які характеризують деяку систему сил, що перебуває в рівновазі відповідно до її фізичного змісту, тому сума робіт усіх сил на будь-якому можливому безкінечно малому переміщенні дорівнюватиме нулю. Помноживши кожен доданок системи на відповідну функцію безкінечно малого переміщення $\delta u(x) = \delta u = \delta u_A \cdot \sin(\pi x/l)$ згідно з принципом Лагранжа, отримаємо вираз для суми елементарних можливих робіт:

$$\delta W = \delta W_e + \delta W_m + \delta W_q + \delta W_s = 0, \quad (11)$$

де відповідні вирази для роботи після незначних перетворень набудуть вигляду:

$$\delta W_e = \int_0^l EI_z v^{(2)} \delta v^{(2)} dx + \int_0^l EI_\omega \vartheta^{(2)} \delta \vartheta^{(2)} dx + \int_0^l GI_t \vartheta^{(1)} \delta \vartheta^{(1)} dx; \quad (12)$$

$$\delta W_m = \int_0^l M_y \vartheta \delta v^{(2)} dx + \int_0^l M_y v_0^{(2)} \delta \vartheta dx + \int_0^l M_y v^{(2)} \delta \vartheta dx; \quad (13)$$

$$\delta W_q = -\int_0^l q_y \delta v dx + \int_0^l q_y y_q \vartheta \delta \vartheta dx + \int_0^l q_z z_q \vartheta \delta \vartheta dx - \int_0^l m_x \delta \vartheta dx; \quad (14)$$

$$\delta W_s = \int_0^l S v^{(1)} \delta v^{(1)} dx - \int_0^l S z_s \vartheta^{(1)} \delta v^{(1)} dx - \int_0^l S z_s v^{(1)} \delta \vartheta^{(1)} dx + \int_0^l S z_s^2 \vartheta^{(1)} \delta \vartheta^{(1)} dx + \int_0^l c_g \vartheta \delta \vartheta dx. \quad (15)$$

Рівняння суми робіт (11) після взяття інтегралів по всій довжині стрижня і спрощень може бути представлено у вигляді системи однорідних алгебраїчних рівнянь відносно невідомих амплітудних величин деформацій викривлення та кута повороту, що відшукуються матричним способом за правилом Крамера. Розв'язок системи отримаємо, знайшовши визначник матриці. Інтегрування виконувалось за допомогою системи комп'ютерної алгебри Maxima. Отримані кінцеві формули матричного рівняння суми робіт для визначення невідомих деформацій наведено у табл. 1.

Таблиця 1 – Визначення деформацій викривлення та кута повороту розкріпленого стрижня матричним способом

<p>Матричне рівняння суми робіт: $\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} v_A \\ \vartheta_A \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{bmatrix};$</p> <p>Невідомі деформації: $v_A = \frac{1}{\Delta} (K_{22} P_1 + K_{21} P_2); \quad \vartheta_A = \frac{1}{\Delta} (K_{11} P_2 + K_{12} P_1);$</p> <p>Визначник матриці: $\Delta = K_{11} K_{22} - K_{12} K_{21}.$</p>
<p>Коефіцієнти системи: $K_{11} = \frac{\pi^2}{l^2} EI_z + S; \quad K_{12} = K_{21} = S z_s + \frac{q_z l^2}{4\pi^2} + \frac{q_z l^2}{12};$</p> $K_{22} = S z_s^2 + \frac{q_y y_q l^2}{\pi^2} + \frac{q_z z_q l^2}{\pi^2} + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2} + GI_t + \frac{c_g l^2}{\pi^2};$ <p>Вільні члени: $P_1 = \frac{4q_y l^2}{\pi^3}; \quad P_2 = \frac{q_z l^2 v_{0A}}{4\pi^2} + \frac{q_z l^2 v_{0A}}{12} + \frac{4m_x l^2}{\pi^3}.$</p>

Джерело: розроблено авторами.

Розрахункові згинальні моменти M_y , M_z і розрахунковий згинально-крутильний бімомент M_ω будуть визначатись за деформованою схемою:

$$M_y = \frac{q_z l^2}{8} + \left(-\frac{q_y l^2}{8} + S v_A - S z_s \vartheta_A \right) \vartheta_A; \quad (16)$$

$$M_z = -\frac{\pi^2 EI_z v_A}{l^2}; \quad (17)$$

$$M_\omega = \frac{\pi^2 EI_\omega \vartheta_A}{l^2}. \quad (18)$$

Загальний коефіцієнт використання поперечного перерізу в пружній стадії роботи за нормальними напруженнями відповідно до умови стійкості дорівнюватиме алгебраїчній сумі часткових коефіцієнтів використання за напруженнями від розрахункових згинальних моментів і згинально-крутильного бімоменту. Для прогонів покриття із гарячекатаних профілів, що працюють під статичним навантаженням, при врахуванні жорсткості профільованого настилу дозволяється врахування пружно-пластичної роботи матеріалу. Так у програмі CSR-TSV-3plates можливо визначити тримальну здатність поперечних перерізів із трьох пластин у пластичній стадії відповідно до теорії часткових внутрішніх зусиль [8]. Перевірка тримальної здатності поперечного перерізу може бути виконана також і за повною теорією балок із застосуванням методу часткових внутрішніх зусиль з більшою кількістю параметрів у розкладеннях ряду в програмі FE-Stability для проектування однопролітних або нерозрізних балкових елементів, завантажених у плоскій чи об'ємній формі згину, з постійним поперечним перерізом, що враховує осьові деформації, вигин відносно обох осей, кручення та депланацію, жорсткості континуальних і дискретних конструкцій розкріплення, а також початкові геометричні недосконалості. Вказані програми вільно поширюються на сайті [10] від RUBSTANL для використання в навчальних цілях у вигляді файлів Microsoft Excel з улаштованими макросами VBA.

Оцінимо точність наближеного розв'язку, провівши порівняння результатів, отриманих аналітично згідно з вище наведеною методикою, шляхом чисельного розв'язку відповідно до повної теорії балок і даних 3D моделювання методом скінченних елементів у програмі KESZ ConSteel. Результати порівняння значень внутрішніх зусиль, деформацій і коефіцієнта використання зведемо до табл. 2 для швелерної балки 20У та до табл. 3 для двотаврової балки 18. Дані профілі мають приблизно однакову площу поперечного перерізу (23,4 см²). Проліт балок становив 6 м, а кут нахилу покрівлі приймався рівним 3, 9 і 15 °.

Таблиця 2 – Порівняння значень отриманих внутрішніх зусиль, деформацій і коефіцієнта використання для розрахованої різними методами швелерної балки 20У

Метод розрахунку розкріпленого прогону	α , °, кріплення	M_y , кНсм	M_z , кНсм / v , мм	M_ω , кНсм ² / ϑ , °	Використання, el / pl , %
Наближений розв'язок	3, у кожній хвилі	3 675	-85,6 / 1,34	-723 / -8,47	117,0 / 98,0
Повна теорія балок		3 702	-84,0 / 1,52	-596 / -9,22	- / 99,3
Моделювання МСЕ		3 651	-56,0 / 1,29	-400 / -7,80	- / 97,4
Спрощена пропозиція		3 595	(-189,0) / -	-	103,7 / -
Наближений розв'язок	3, через хвилю	3 708	-80,4 / 1,26	-872 / -10,2	119,6 / 96,2
Повна теорія балок		3 755	-64,0 / 1,42	-807 / -11,6	- / 97,0
Моделювання МСЕ		3 676	-42,0 / 1,24	-530 / -9,78	- / 98,2
Спрощена пропозиція		3 595	(-189,0) / -	-	103,7 / -

Наближений розв'язок	9, у кожній хвилі	3 631	-89,0 / 1,39	-710 / -8,31	115,9 / 97,4
Повна теорія балок		3 659	-88,0 / 1,57	-590 / -9,10	- / 98,5
Моделювання МСЕ		3 607	-58,0 / 1,32	-390 / -7,51	- / 96,5
Спрощена пропозиція		3 556	(-562,5) / -	-	102,6 / -
Наближений розв'язок	9, через хвилю	3 649	-97,4 / 1,53	-789 / -9,24	118,1 / 97,9
Повна теорія балок		3 695	-84,0 / 1,68	-752 / -10,7	- / 97,7
Моделювання МСЕ		3 620	-59,0 / 1,47	-470 / -8,58	- / 97,7
Спрощена пропозиція		3 556	(-562,5) / -	-	102,6 / -
Наближений розв'язок	15, у кожній хвилі	3 546	-91,7 / 1,44	-691 / -8,09	113,5 / 95,7
Повна теорія балок		3 577	-92,0 / 1,61	-581 / -8,90	- / 96,8
Моделювання МСЕ		3 537	-67,0 / 1,48	-420 / -8,05	- / 96,1
Спрощена пропозиція		3 477	(-931,5) / -	-	100,4 / -
Наближений розв'язок	15, через хвилю	3 551	-113,6 / 1,78	-699 / -8,19	115,5 / 98,5
Повна теорія балок		3 596	-105,0 / 1,93	-690 / -9,71	- / 97,4
Моделювання МСЕ		3 529	-74,0 / 1,69	-410 / -7,35	- / 96,4
Спрощена пропозиція		3 477	(-931,5) / -	-	100,4 / -

Джерело: розроблено авторами.

Таблиця 3 – Порівняння значень отриманих внутрішніх зусиль, деформацій і коефіцієнта використання для розрахованої різними методами двотаврової балки 18

Метод розрахунку розкріпленого прогону	α , ° кріплення	M_y , кНсм	M_z , кНсм / v , мм	M_ω , кНсм ² / ϑ , °	Використання, el / pl , %
Наближений розв'язок	3, у кожній хвилі	3 601	13,8 / -0,30	146 / 2,42	111,7 / 95,1
Повна теорія балок		3 609	1,00 / -0,14	228 / 3,48	- / 93,6
Моделювання МСЕ		3 604	10,0 / -0,31	110 / 2,44	- / 93,5
Спрощена пропозиція		3 595	(-189,0) / -	-	99,5 / -
Наближений розв'язок	3, через хвилю	3 607	6,04 / -0,13	208 / 3,46	111,7 / 95,7
Повна теорія балок		3 602	14,0 / -0,31	151 / 2,40	- / 93,0
Моделювання МСЕ		3 608	10,0 / -0,14	160 / 3,51	- / 93,0
Спрощена пропозиція		3 595	(-189,0) / -	-	99,5 / -
Наближений розв'язок	9, у кожній хвилі	3 563	11,2 / -0,24	155 / 2,57	110,2 / 94,2
Повна теорія балок		3 562	11,0 / -0,25	157 / 2,53	- / 92,0
Моделювання МСЕ		3 565	9,00 / -0,30	120 / 2,87	- / 92,4
Спрощена пропозиція		3 556	(-562,5) / -	-	98,5 / -
Наближений розв'язок	9, через хвилю	3 575	-6,92 / 0,15	267 / 4,44	112,5 / 95,3
Повна теорія балок		3 575	-14,0 / 0,13	277 / 4,38	- / 93,0
Моделювання МСЕ		3 571	-12,0 / 0,13	190 / 4,40	- / 92,8
Спрощена пропозиція		3 556	(-562,5) / -	-	98,5 / -
Наближений розв'язок	15, у кожній хвилі	3 486	8,45 / -0,18	162 / 2,69	107,5 / 92,2
Повна теорія балок		3 486	8,00 / -0,19	162 / 2,63	- / 90,1
Моделювання МСЕ		3 487	6,00 / -0,20	110 / 2,65	- / 89,8
Спрощена пропозиція		3 477	(-931,5) / -	-	96,3 / -
Наближений розв'язок	15, через хвилю	3 504	-19,8 / 0,42	321 / 5,33	114,8 / 93,8
Повна теорія балок		3 505	-29,0 / 0,40	322 / 5,21	- / 91,5
Моделювання МСЕ		3 499	-24,0 / 0,41	220 / 5,19	- / 91,7
Спрощена пропозиція		3 477	(-931,5) / -	-	96,3 / -

Джерело: розроблено авторами.

Секторіальний момент інерції та момент інерції при вільному крученні для поперечних перерізів вказаних балок вираховувались згідно з рекомендаціями додатку К (табл. К.1) ДБН В.2.6-198:2014 [11]. Зсувна і крутильна жорсткості розкріплення у вигляді профільованого настилу вираховувалися усереднено для забезпечення мінімально можливого рівня тримальної здатності за консервативною і альтернативною формулою відповідно до розділу 10 EN 1993-1-3 [9]. Висота і товщина трапецієподібного профілю у розрахункових формулах приймалися відповідно 100 і 0,75 мм. Кількість кріплень на 1 м довжини прогону приймалася рівною 4 при встановленні самонарізних гвинтів у кожній хвилі настилу і 2 при встановленні через одну хвилю настилу, що відповідає його стандартним розмірам.

Загальне вертикальне навантаження на балки складало 8 кН/м. Модуль пружності та границя текучості сталі приймалися постійними ($E = 206\ 000$ МПа, $R_y = f_y = 240$ МПа для сталі С245). Величина початкового викривлення дорівнювала кривизні прокатних профілів відповідно до сортаменту – 1,2 см (0,2 % від довжини l). Несприятливий напрямок викривлення приймався для швелерів спрямованим уверх по схилу покрівлі, а для двотаврів униз по схилу, що в обох випадках збільшує не вигідне крутне навантаження на профіль. Довжина області зсуву складалася з чотирьох кроків покрівельного посиленого профільованого настилу із горизонтальною проекцією 3 м. При цьому достатня крутильна жорсткість згідно з європейським підходом не забезпечується через відсутність зв'язаної осі обертання стрижня.

Розрахунки показали, що при розкріпленні прогонів згинальний момент у площині найменшої жорсткості суттєво зменшується (для швелера при куті нахилу покрівлі 3° – більш ніж в 2 рази, при 9° – більш ніж в 5 раз, при 15° – більш ніж в 8 раз, для двотавра при куті нахилу покрівлі 3° – більш ніж в 13 раз, при 9° – більш ніж в 50 раз, при 15° – більш ніж в 45 раз) і його вплив на їхній загальний напружено-деформований стан практично нівелюється, навіть при кріпленні профільованого настилу через хвилю. Проте у швелерів із таким кріпленням і кутом нахилу до 8° спостерігається нижчий коефіцієнт використання. Тому в такому випадку настил раціонально кріпити до прогону через хвилю. Комбінація менших величин внутрішніх зусиль у швелерів може призвести до непропорційного зростання коефіцієнта використання, що свідчить про розвантажувальну дію згинально-крутильного бімоменту на загальний напружено-деформований стан швелерних профілів.

Двотаври краще поведуть себе при кріпленні без пропусків, що певною мірою позитивно впливає на вагу покрівлі, однак і позначається на вартості її монтажу. Так у пружній стадії нормальні напруження для двотавра 18 при однаковому навантаженні виявились дещо нижчими, ніж у швелера 20У (на 4,6 – 5,4 % пропорційно зростанню кута нахилу покрівлі). При врахуванні розвитку обмежених пластичних деформацій коефіцієнт використання у двотавра теж відчутно менший (на 3,0 – 3,7 % відповідно), ніж у швелера з дещо вищими геометричними характеристиками опору згину (в основній площині на 6,4 %, у площині скату на 20,5 %) та обмеженому крученню (при депланації на 12,6 %) за рахунок менших внутрішніх зусиль. Для двотаврів кріплення профільованого настилу в кожній хвилі дає відчутний ефект щодо підвищення крутильної жорсткості прогону, для швелерів цей вплив незначний, що обумовлено розвантажувальною дією скатної складової навантаження, яка більше компенсує крутий момент від основного навантаження.

Порівняльний аналіз проводився з метою запропонувати спрощений варіант практичного проектування розкріплених профільованим настилем прогонів покриття. Пропозиція полягає в можливості виконання нормативного розрахунку на дію тільки основної складової навантаження, але при цьому враховувати пружно-пластичну

роботу матеріалу не слід, адже цей резерв тримальної здатності вичерпується за рахунок появи неврахованих додаткових напружень від викривлення та закручування поперечного перерізу. Коефіцієнт умов роботи при цьому рекомендується у запас приймати для швелерів $\gamma_c = 0,95$. Для двотаврів умови роботи більш сприятливі, тому видається можливим підвищити коефіцієнт до $\gamma_c = 1,05$. Втім, це значення є меншим від нормативно встановленого на рівні 1,10. Запропоновані коефіцієнти умов роботи підібрані таким чином, щоб різниця між коефіцієнтами використання при наближеному розв'язку, який підтверджується даними моделювання, і коефіцієнтами використання, визначеними відповідно до запропонованої методики з їх урахуванням, була завжди спрямована у бік підвищеної безпеки конструкції при спрощеному розрахунку.

Висновки. Різнобічний аналіз напружено-деформованого стану досліджуваних тримальних елементів покриття на основі повної теорії балок і просторової моделі деформування, що добре узгоджуються між собою, дозволяє зробити такі висновки:

1. Підтверджено припущення про те, що при розкріпленні прогонів покриття профільованим настилом їх можна спрощено розраховувати в пружній стадії лише на основне навантаження в площині більшої жорсткості без влаштування тяжів;

2. Для посилення безпеки у спрощеному розрахунку запропоновано нові значення коефіцієнту умов роботи розкріплених прогонів та обґрунтовано диференціальний підхід щодо їх встановлення залежно від форми поперечного перерізу;

3. Встановлено, що скатна складова навантаження при типових ухилах покрівлі не більше 15° значною мірою сприймається самою обшивкою, а її значення несуттєве і може бути знехтуване порівняно з дією переважаючої складової навантаження в основній площині згину;

4. Виявлено, що загальна стійкість прогонів забезпечується елементами кріплення настилу до прогонів, однак з'єднувальні засоби потребують додаткового спеціального розрахунку при цьому, методика якого для гарячекатаних профілів все ще залишається недостатньо апробованою і виступає предметом для подальших досліджень;

5. Доведено, що згинально-крутильний бімомент суттєво залежить не тільки від навантаження, його ексцентриситету, пружної згинально-крутильної константи перерізу і прольоту балки, як це початково прийнято в теорії тонкостінних стрижнів без урахування опору пружного середовища, але також і від жорсткості приєднаних до балки огорожувальних конструкцій.

Список літератури

1. Balázs I., Melcher J. Influence of Uplift Load on Torsional Restraint Provided to Steel Thin-Walled Purlins by Sandwich Panels. *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 190. P. 35–42. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.304>
2. Gajdzicki M., Goczek J. Influence of sheet-to-purlin fastener properties on the rotational restraint of cold-formed Z-purlins. *International Journal of Steel Structures*. 2017. Vol. 17, no. 2. P. 711–721. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13296-017-6025-5>
3. Ren C., Zhao X., Chen Y. Buckling behaviour of partially restrained cold-formed steel zed purlins subjected to transverse distributed uplift loading. *Engineering Structures*. 2016. Vol. 114. P. 14–24. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.048>
4. Gosowski B., Kubica E., Rykaluk K. Analysis of laterally restrained cold-formed C-shape purlins according to Vlasov theory. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. 2015. Vol. 15, no. 2. P. 456–468. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.06.001>
5. GBT-based assessment of the buckling behaviour of cold-formed steel purlins restrained by sheeting / C. Basaglia et al. *Thin-Walled Structures*. 2013. Vol. 72. P. 217–229. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2013.06.005>

6. Cucu V., Constantin D., Buliga D.-I. Structural Efficiency Of Cold-Formed Steel Purlins. *International conference KNOWLEDGE-BASED ORGANIZATION*. 2015. Vol. 21, no. 3. P. 809–814. DOI: <https://doi.org/10.1515/kbo-2015-0137>
7. Гудзь С.А. Розвинена модель розрахунку сталевих розкріплених елементів на стійкість при сумісній дії поперечного згину та кручення / С.А. Гудзь, Г.М. Гасій, В.В. Дарієнко // *Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини: Збірник наукових праць*. Одеса: ОДАБА, 2020. вип. 24. С. 43 – 52. DOI: <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2020-24-43-52>
8. Hudz Serhii. Plastic bearing capacity of the steel element cross-section by internal forces combination and restraint / Hudz Serhii, Gasii Grygorii, Hasenko Anton, Dariienko Viktor // *Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво*. Вип. 2 (53). Полтава: ПолтНТУ, 2019. С. 73 – 78. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1893>
9. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Brussels: CEN, 2006. 130 p. <https://www.stahlbau.ruhr-uni-bochum.de/sb/service/rubsteeltools.html.en>
10. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. Надано чинності з 1 січня 2015 р. К.: Мінрегіонбуд України, 2014. 199 с.

References

1. Balázs I., Melcher J. (2017) Influence of Uplift Load on Torsional Restraint Provided to Steel Thin-Walled Purlins by Sandwich Panels. *Procedia Engineering*. Vol. 190. P. 35–42. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2017.05.304>
2. Gajdzicki M., Goczek J. (2017) Influence of sheet-to-purlin fastener properties on the rotational restraint of cold-formed Z-purlins. *International Journal of Steel Structures*. Vol. 17, no. 2. P. 711–721. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13296-017-6025-5>
3. Ren C., Zhao X., Chen Y. (2016) Buckling behaviour of partially restrained cold-formed steel zed purlins subjected to transverse distributed uplift loading. *Engineering Structures*. Vol. 114. P. 14–24. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.048>
4. Gosowski B., Kubica E., Rykaluk K. Analysis of laterally restrained cold-formed C-shape purlins according to Vlasov theory. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*. 2015. Vol. 15, no. 2. P. 456–468. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.06.001>
5. GBT-based assessment of the buckling behaviour of cold-formed steel purlins restrained by sheeting / C. Basaglia et al. *Thin-Walled Structures*. 2013. Vol. 72. P. 217–229. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2013.06.005>
6. Cucu V., Constantin D., Buliga D.-I. Structural Efficiency Of Cold-Formed Steel Purlins. *International conference KNOWLEDGE-BASED ORGANIZATION*. 2015. Vol. 21, no. 3. P. 809–814. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.1515/kbo-2015-0137>
7. Hudz S.A. Rozvynena model' rozrakhunku stalevykh rozkriplenykh elementiv na stiykist' pry sumisniy diyi poperechnoho z-hynu ta kruchennya [A developed model for calculating the stability of unfastened steel elements under the combined action of transverse bending and torsion] / S.A. Hudz, H.M. Gasii, V.V. Dariienko // *Suchasni budivel'ni konstruktsiyi z metalu ta derevyny: Zbirnyk naukovykh prats' [Modern structures of metal and wood: Collection of scientific papers]*. – Odessa: ODABA, 2020. Issue. 24. P. 43 – 52. [in Ukrainian]. DOI: <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2020-24-43-52>
8. Hudz Serhii. Plastic bearing capacity of the steel element cross-section by internal forces combination and restraint / Hudz Serhii, Gasii Grygorii, Hasenko Anton, Dariienko Viktor // *Зб. наук. праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво [Collection of scientific work. Series: industrial engineering, construction]*. Vol. 2 (53). Poltava: PoltNTU, 2019. P. 73 – 78. [in English]. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1893>
9. EN 1993-1-3:2006. Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-3: General rules. Supplementary rules for cold-formed members and sheeting. Brussels: CEN, 2006. 130 p. [in English]. <https://www.stahlbau.ruhr-uni-bochum.de/sb/service/rubsteeltools.html.en>
10. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування / Остаточна редакція. Видання офіційне. [Structures of buildings and structures. Steel structures. Design standards / Final version. The publication is official]. Entered into force on January 1, 2015. К.: Ministry of Regional Construction of Ukraine, 2014. 199 p. [in Ukrainian].

Serhii Hudz, Assoc. Prof., PhD tech. sci.
Pryazovskiy State Technical University, Dnipro, Ukraine

Oleksii Fenko, Assoc. Prof., PhD tech. sci.

National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic», Poltava, Ukraine

Viktor Dariienko, Assoc. Prof., PhD tech. sci., **Hennadii Portnov**, Assoc. Prof., PhD tech. sci.

Central Ukrainian National Technical University, Kropyvnytskyi, Ukraine

Design of Restrained Roof Purlins, Taking Into Account the Stiffness of the Profiled deck

The purpose of the study is to analyse internal forces and deformations in the roof purlins restrained by profiled decking, taking into account as many factors as possible that have a significant impact on the cross-sectional utilisation factor in terms of normal stresses, which is an important factor in efficiency and material consumption.

The following assumption was confirmed in this research paper. If a profiled flooring is rigidly attached to the upper flange of a steel purlin in light-roofed frame buildings using self-tapping screws and is interconnected by rivets at the longitudinal joints, it can effectively prevent torsion and lateral bending and be used to counteract the lateral-torsional buckling of the beam. The peculiarities of checking the stability of continuous purlins as part of a roof were investigated and the effectiveness of open cross-sections of hot-rolled profiles was compared on this basis. Practical recommendations for reducing the material consumption of purlin systems by rationally selecting the type of cross-section are given. The conclusion is made on the basis of a geometrically nonlinear analysis of the stress-strain state in accordance with the full theory of beams, taking into account imperfections and stiffness of lateral bracing structures. Preference is given to purlins made of rolled I-beams, which, due to their symmetry, have smaller eccentricities of load application and internal forces by restraint, unlike channels.

The analysis of the stress-strain state based on the full theory of beams and the spatial deformation model, which are in good agreement with each other, allows us to confirm the assumption that when roof purlins are restrained by profiled decking, they can be simplified in the elastic stage only for the main load in the plane of greater stiffness without the use of weights. The pitched component of the load at typical roof pitches of no more than 15° will be largely absorbed by the sheathing itself, and its value is insignificant and can be neglected in comparison with the effect of the prevailing load component in the main bending plane.

purlin, open cross-section, buckling, torsion, restraint

Одержано (Received) 12.10.2024

Прорецензовано (Reviewed) 20.10.2024

Прийнято до друку (Approved) 28.10.2024

УДК 625.7/.8

DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2024.10\(41\).1.91-101](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2024.10(41).1.91-101)

М.В.Гаркуша, доц., канд. техн. наук

Національний транспортний університет, м. Київ, Україна

e-mail: mykola.harkusha@ntu.edu.ua

Застосування гідроізоляційних покриттів для захисту від корозії дорожніх водопропускних труб з металевих гофрованих конструкцій

Дорожні водопропускні труби експлуатуються в складних умовах, які спричиняють розвиток корозійного впливу на метал конструкції, а сам метал потребує належного захисту для забезпечення надійності та довговічності споруди в цілому. Щоб забезпечити відповідність вимогам проектного терміну служби, сталеву конструкцію захищають антикорозійним покриттям. В роботі розглянуто різноманітні захисні покриття для підвищення довговічності дорожніх водопропускних від впливу корозії.

гідроізоляція, довговічність, дорожня водопропускна труба, захисні покриття, корозія

© М.В. Гаркуша, 2024