

УДК 624.014

## **Компонування моносиметричних перерізів двотаврових елементів із поперечно-гофрованими стінками рамних систем**

**Нілова Т.О.**

Київський національний університет будівництва і архітектури, Україна

**Анотація.** У статті розглядаються питання проектування раціональних одноповерхових рамних систем із двотаврових елементів із поперечно-гофрованими стінками. Доведено, що для підвищення ефективності поперечно-гофрованих елементів слід використовувати моносиметричні перерізи. Наведена методика розрахунку моносиметричних перерізів мінімальної площі залежно від сполучень діючих зусиль.

**Анотация.** В статье рассматриваются вопросы проектирования рациональных одноэтажных рамных систем из двотавровых элементов с поперечно-гофрированными стенками. Показано, что для повышения эффективности поперечно-гофрированных элементов следует использовать моносимметричные сечения. Приводится методика расчета моносимметричных сечений минимальной площади в зависимости от сочетаний действующих усилий.

**Abstract.** In the article the problems are considered concerning design of rational one-storey frame structures of double-T sections with cross-corrugated webs. It is shown that for efficiency increase of cross-corrugated elements the singly-symmetric section should be used. The design procedure for singly-symmetric section with the minimum area is given depending on the combinations of effective forces.

**Ключові слова:** рамні системи, балки з поперечно-гофрованими стінками, компонування моносиметричних перерізів, коефіцієнт асиметрії перерізів.

В однопрольотних рамних каркасах найбільшого поширення знайшли конструктивні схеми з шарнірним поєднанням колон із фундаментами й жорстким – із ригелями та схеми з жорстким поєднанням з фундаментами і шарнірним – із ригелями (рис. 1). Однією з характерних особливостей цих схем, що суттєво впливає на розподіл внутрішніх зусиль (в першу чергу моментів), є величина розпору, що діє в рівні спирання на фундамент. Якщо для рам першого типу (рис. 1, а, б) величина розпору залежить від геометричних розмірів рами та співвідношення жорсткостей елементів, то в рамах другого типу (рис. 1в) розпір є мінімальним і залежить, у першу чергу, від висоти колон та горизонтального навантаження на них.

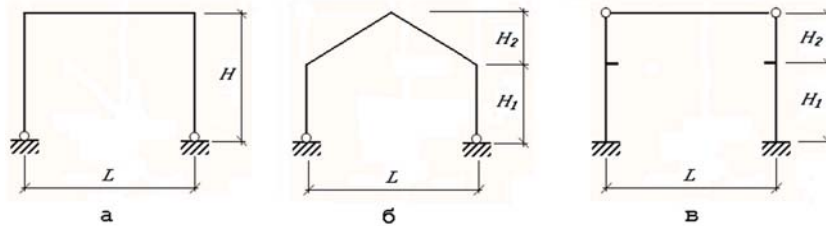


Рис.1. Схеми рам: а, б – з шарнірним спиранням на фундамент (тип I);  
в – з жорстким (тип II)

У рамах першого типу знижується момент у середині прольоту ригеля на величину моменту в карнизному вузлі. При невеликій висоті колон (до 5...6 м) таке рішення дозволяє знизити витрати сталі на раму в цілому, проте при більшій висоті колон момент в їхньому верхньому перерізі суттєво збільшується, а тому збільшуються й витрати сталі на колони. Крім того, при слабких ґрунтах можуть зрости витрати на фундаменти, які мають сприймати, крім вертикальних навантажень, ще й горизонтальні зусилля від розпору.

При жорсткому сполученні колон із фундаментами (рами другого типу) згинальні моменти в колонах виявляються значно меншими в порівнянні з рамами типу I, проте збільшується момент у ригелі. Повздовжні сили в колонах в обох випадках залишаються практично незмінними.

Ефективність перерізів елементів із поперечно-гофрованими стінками значною мірою залежить від розрахункових зусиль  $M$  і  $N$ . Тому задача вибору ефективної конструктивної схеми повинна вирішуватися в кожному конкретному випадку шляхом порівняння витрат сталі або вартості конструкції.

Необхідно відзначити також той факт, що розрахункові довжини елементів  $l_{ef} = \mu l$  при розрахунку на загальну стійкість в площині рами в рамах другого типу будуть значно меншими, ніж у рамах першого типу (рис. 1).

При розрахунку позациентрово-стиснутих елементів із гофрованими стінками перевірку на загальну стійкість необхідно виконувати в площині згинання і поза площиною згинання елемента. За прийнятою на сьогодні практикою проектування найчастіше використовуються симетричні перерізи елементів, в яких площі поясів однакові [4]. Проте, враховуючи той факт, що при одночасній дії  $M$  і  $N$  зусилля у поясах будуть різними, то різними мають бути і площі перерізів поясів.

У даній роботі показано, що для зменшення витрат сталі, як правило, необхідно використовувати моносиметричні перерізи.

Розглянемо загальні принципи компоновання і розрахунку моносиметричних перерізів елементів із поперечно-гофрованими стінками.

Введемо параметр, що характеризує співвідношення площин поясів моносиметричного двотавра  $\eta = A_2/A_1 \leq 1$ , де  $A_1$  – площа перерізу найбільш стиснутого поясу,  $A_2$  – протилежного йому.

Положення центра ваги перерізу можна записати через коефіцієнт асиметрії перерізу  $\zeta = h_1/h_0$  (рис. 2):

$$h_1 = \zeta h_0; \quad h_2 = (1 - \zeta)h_0, \quad (1)$$

де  $h_0$  – відстань між центрами ваги поясів.

Між  $\eta$  і  $\zeta$  існують залежності:

$$\eta = \frac{h_1}{h_2} = \frac{\zeta}{1 - \zeta}; \quad \zeta = \frac{\eta}{1 + \eta}. \quad (2)$$

Для симетричного перерізу  $\eta = 1$ , а  $\zeta = 0,5$ .

Приймаючи, як завжди, що в елементах із тонкими поперечно-гофрованими стінками згинальні моменти сприймаються тільки поясами, а поперечні сили – стінкою, і використовуючи залежності (1) і (2), можна записати всі необхідні залежності для розрахунку моносиметричних гофрованих перерізів:

повна перерізу	площа	$A = A_1/(1 - \zeta) = A_2/\zeta;$	
момент перерізу	інерції	$I_x = A h_0^2 \zeta (1 - \zeta) = A_1 h_0^2 \zeta = A_2 h_0^2 (1 - \zeta);$	
радіус перерізу	інерції	$i_x = \sqrt{I/A} = h_0 \sqrt{\zeta(1 - \zeta)};$	(3)
моменти поясів:	опору	$W_1 = A h_0 (1 - \zeta) = A_1 h_0,$	

$$W_2 = Ah_0\zeta = A_{f1}h_0 \frac{\zeta}{1-\zeta} = A_{f2}\zeta.$$

Формули (3) дозволяють записати відносні ексцентриситети для найбільш стиснутого поясу 1 і протилежного йому 2 у вигляді:

$$m_1 = \frac{M}{N} \frac{A}{W_1} = \frac{M}{N h_0 (1-\zeta)}, \quad m_2 = \frac{M}{N} \frac{A}{W_2} = \frac{M}{N h_0 \zeta}. \quad (4)$$

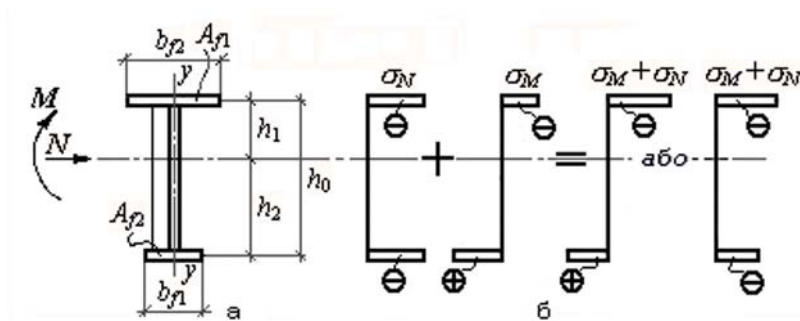


Рис.2. До розрахунку моносиметричних перерізів: а – схема перерізу; б – епюри нормальних напружень

Дослідимо вплив коефіцієнта асиметрії  $\zeta$  на геометричні характеристики моносиметричного перерізу в порівнянні з симетричним, а відтоді і на витрати сталі. Для цього розглянемо коефіцієнти, що характеризують відношення геометричних характеристик моносиметричного перерізу до симетричного:

- коефіцієнт жорсткості  $k_I = I_x^M / I_x^C = 4\zeta(1-\zeta) \leq 1$ ;

- коефіцієнти моменту опору для полиць 1 і 2

$$k_{w1} = \frac{W_1^M}{W^C} = 2(1-\zeta) \geq 1, \quad k_{w2} = \frac{W_2^M}{W^C} = 2\zeta \leq 1;$$

- коефіцієнти відносних ексцентриситетів

$$k_{m1} = \frac{m_1^M}{m_1^C} = \frac{0,5}{1-\zeta}, \quad k_{m2} = \frac{m_2^M}{m_2^C} = \frac{0,5}{\zeta};$$

- коефіцієнт радіусу інерції  $k_i = \frac{i^M}{i_C} = 2\sqrt{\zeta(1-\zeta)}$ .

Згідно з ДБН В.2.6-163:2010 [1] приймаємо, що в моносиметричних перерізах мінімальне значення коефіцієнта  $\eta = A_2/A_1 = 0,5$ , при цьому  $\zeta_{min} = 0,334$ . Результати визначення вказаних коефіцієнтів наведені в таблиці 1.

Таблиця 1

$\zeta$	$\eta$	$k_I$	$k_{m1}$	$k_{m2}$	$k_i$	$k_{w1}$	$k_{w2}$
1,0	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,45	0,82	0,99	0,91	1,11	0,99	1,10	0,90
0,40	0,67	0,96	0,83	1,25	0,98	1,20	0,80
0,35	0,54	0,91	0,77	1,43	0,95	1,30	0,70
0,334	0,5	0,88	0,75	1,50	0,94	1,33	0,67

Як видно з таблиці, зі зменшенням коефіцієнта асиметрії  $\zeta$  зменшується відносний ексцентриситет найбільш стиснутої полиці  $m_1$  і радіус інерції перерізу  $i$ , проте значення  $m_1$  зменшується значно швидше в порівнянні з радіусом інерції  $i$ .

Таким чином, гнучкість елемента  $\lambda = l_{ef}/i$  змінюється не суттєво. Тому при розрахунку на загальну стійкість у площині згинання позациентрованих елементів використання моносиметричних перерізів завжди призводить до зменшення площі перерізу полиць  $A$  в порівнянні з симетричним перерізом. При цьому збільшується зусилля як у найбільш стиснутої полиці, так і у протилежній:

$$\begin{aligned} N_{f1} &= -N(1-\zeta)(1+m_1), \\ N_{f2} &= -N\zeta(1-m_2). \end{aligned} \tag{5}$$

Якщо  $m_2 > 1$ , то зусилля  $N_2$  буде розтягуючим.

В моносиметричних перерізах збільшується площа перерізу  $A_1$  найбільш стиснутої гілки, що відіграє позитивну роль.

Розрахунок елементів із поперечно-гофрованою стінкою на загальну стійкість при випинанні поза площиною згинання зводиться до перевірки кожної гілки як центрально-стиснутого силою  $N_f$  стрижня.

З теоритичної точки зору, критерієм ефективності перерізу елемента може слугувати його рівнотійкість при втраті стійкості в площині і поза площиною згинання.

Розрахункова довжина елемента в площині згинання в рамках першого типу залежить від геометричних розмірів і співвідношення жорсткостей елементів, у рамках другого типу розрахункова довжина стояків є незмінною і становить  $l_{ef} = 2H$ .

Розрахункова довжина гілки відносно осі  $y-y$  залежить від умов закріплення по кінцях елемента, а також наявності конструктивних елементів (прогонів покриття і стінового фахверку, розпірок) що спираються на стиснуту гілку і унеможливають її горизонтальне переміщення. Проте внутрішня гілка елемента не має конструктивного розкріплення по довжині, і її розрахункова довжина може змінюватися постановкою додаткових розпірок, а в колонах ще й вибором конструкції бази колони.

Якщо верхній і нижній кінці гілки колони можуть вільно повертатися (шарнірне закріплення), то її розрахункова довжина дорівнює висоті колони. Проте існують дослідження [2], які свідчать, що нижній кінець колони завжди частково защемлений фундаментною плитою, і тому розрахункову довжину колони й гілки при випинанні поза площиною згинання можна приймати  $l_{ef,y} = 0,8l$ .

Для рам першого типу (рис. 1) пропонується розроблений вузол балансірного типу, який забезпечує вільний кут повороту колони в площині рами і защемлення поза площиною рами (рис. 3). При цьому розрахункову довжину гілки  $l_{ef,y}$  можна прийняти такою, що дорівнює  $0,7l$ .

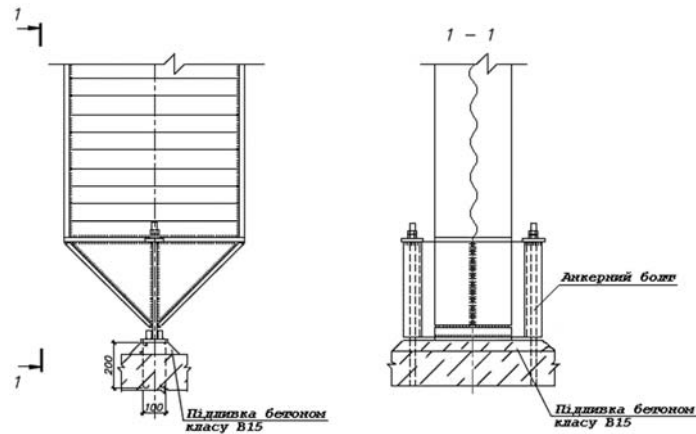


Рис.3. Балансирний вузол спирання колони на фундамент

Для визначення мінімально необхідної площі перерізу стиснутого поясу за розрахунковим зусиллям  $N_f$  при відомій розрахунковій довжині  $l_{ef,y}$  доцільно скористатися методом прямого підбору перерізів центрально-стиснутих елементів [3].

Аналіз таблиці 1 показує, що у випадку одного розрахункового сполучення (момент одного знаку) максимальне зниження витрат сталі забезпечується при мінімальному значенні коефіцієнта асиметрії  $\zeta=0,334$ . Якщо при розрахунку елемента необхідно враховувати два розрахункових сполучення (тобто два моменти  $M_1$  і  $M_2$  різних знаків при однаковій стискуючій силі  $N$ ), то значення коефіцієнта асиметрії слід приймати за формулою:

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{(1-\zeta)}{\zeta} = \frac{1}{\eta}. \quad (6)$$

**Висновки.** Визначені за вказаною методикою площі полиць є теоритично необхідними, а тому мінімальними. На практиці геометричні розміри полиць повинні призначатися відповідно до сортаменту листової сталі таким чином, щоб їх площа мінімально відрізнялася від теоритичної. Ширину полиць доцільно призначати такою, щоб розкроювання листів здійснювалося без відходів.

## **Література**

- [1]** ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : проект.
- [2]** Катюшин В. В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчёт, проектирование, строительство) / В. В Катюшин. – М. : Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.
- [3]** Нілова Т. О. Розрахунок і компонування перерізів стиснутих сталевих елементів з поперечно-гофрованими стінками / Т. О. Нілова, С. І. Білик, Л. І. Лавриненко // Современные строительные конструкции из металла и древесины / Сборник научных трудов. – Одесса, 2011. – №15. – Часть 2.
- [4]** АО «Металлист - СМК». Рекомендации по проектированию (для внутреннего пользования). Балки двутавровые гофрированные облегченные (гофро-балки). ТУ У В.2.6.-28.1-30653953-007:2007. IV редакция. 2008.