

УДК 624.014.72

РОЗРАХУНОК СТАЛЕВИХ КАРКАСІВ З УНІВЕРСАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗМІННОГО ПЕРЕРІЗУ З ГНУЧКОЮ СТІНКОЮ

В.С. Шебанін, доктор технічних наук, професор

Л.П. Шебаніна, кандидат технічних наук, доцент

В.Г. Богза, кандидат технічних наук, доцент

Миколаївський національний аграрний університет

У статті розглянуто основні методи розрахунку міцності і стійкості каркасів із універсальних сталевих елементів з гнучкою стінкою з урахуванням натурних випробувань.

Ключові слова: *гнучка стінка, міцність, стійкість, несуча здатність, граничний стан*

Постановка проблеми. Норми ДБН [2] регламентують розрахунок тільки розрізних балок з гнучкою стінкою та плоскими листовими поясами. Використання таких елементів у рамних конструкціях не передбачено, хоча їх впровадження дозволить зменшити витрати сталі, не знижуючи їх надійності.

Аналіз останніх публікацій. Теоретичну основу цих регламентацій представлено у роботах Б.М. Броуде, А.А. Євстратова, В.В. Бірюлева та інших. Принципові підходи та рекомендації зазначених авторів використовують при розробленні сталевих каркасів і первічній оцінці його тримкості.

Мета дослідження – розглянути основні підходи до розрахункової оцінки міцності та стійкості елементів сталевих каркасів з гнучкою стінкою, у яких використовується закритична стадія роботи стінки перерізу.

Виклад матеріалу дослідження. Зважаючи на конструктивні особливості каркасів, основним критерієм для

розроблення розрахункових положень є результати натурних випробувань рами прогином 30 м, складеної із універсальних елементів довжиною 3 м [1]. Випробування сталевого каркасу з гнучкою стінкою і поясами з холодногнутих профілів засвідчили [1], що основні зусилля стиску N та згину M , сприймаються поясами елементів з примикаючої до них частини стінки перерізу. Робота гнучкої стінки характеризується практичною відсутністю стадії докритичного опору. У реальних конструкціях при товщині стінки $t_m \leq 4$ мм глибина погибів порівнювана з товщиною і досягає $4t_m$, внаслідок чого деформація стінки від початку навантаження виникає не за площинною схемою, а за рахунок перерозподілу погибів, змінення їх значень і напрямку. Процес перерозподілу обумовлений як характером вихідних погибів, так і змінною гнучкістю стінки, що призводить до невизначеного його розвитку та стану, коли під впливом переважаючого зусилля деформації приймають вигляд відповідно до дії навантаження (стиску або зсуву). На ділянках каркасу, де має місце значна поперечна сила Q , незалежно від величин N і M , деформування стінки відбувається під впливом зсуву з виникненням пружних діагональних складок. Такий тип зсувної деформації викликає у стінці додаткові нормальні розтягаючі напруження [3]:

$$\sigma_Q = 2Q / t\omega h \omega \sin 2a, \quad (1)$$

де a – кут нахилу діагональної складки до площини, яка сприймає поперечне навантаження. У цих умовах визначення докритичної складової поперечної сили, яка обумовлена співвідношенням $t \leq t_{cr}$, а також визначення критичних $t < t_{cr}$ та Q_{cr} не має сенсу. Найбільш напруженою, що підтверджують заміри при випробуванні, є частина стінки, яка примикає до поясів. На неї впливають три складові мембранних напружень σ_N , σ_M , σ_Q та дотичне τ . Міцність цих ділянок пропонується перевіряти у рівні примикання поясів умовою

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma_{N+M}^2 + \sigma_Q^2 - \sigma_{N+M} + 3\tau^2} \leq R_{yn}. \quad (2)$$

При визначенні σ_N та σ_M у геометричних характеристиках кожного перерізу повинна враховуватися своя редуційна висота стінки відповідно до рекомендацій [2], а при визначенні i та τ – повна висота стінки.

Рівняння

$$\sigma_{прис} = R_{yn} \quad (3)$$

пропонується розглядати як граничний стан відповідного перерізу елемента каркасу. Менше із навантажень, за яких досягається умова (3) в одному із перерізів, пропонується вважати граничним за міцністю навантаження для каркасу у цілому.

Одночасно повинна бути перевірена міцність поясів як самостійних елементів. Пояса працюють позацентрово як стиснуті або розтягнуті стержні під дією поздовженої сили

$$N_f = 0,5N \pm M / (h_0 - v_f) \quad (4)$$

і місцевого згинаючого моменту

$$M_f = N_f v_f, \quad (5)$$

який виникає внаслідок прогину (зближення) поясів при випинанні стінки.

Величину v_f пропонується визначати як зміщення опори балки прогином, який дорівнює висоті перерізу h у середині відсіку, вісь якої зігнута по синусоїді (переріз через дві складки зсуву) з амплітудою $4t_w$. Розрахункова довжина поясу у площині стінки

$$l_{ef} = 0,7l_s, \quad (6)$$

де l_x – довжина відсіку, відстань між елементами жорсткості, які створюють опори поясам. При перевірці поясів на зріз слід враховувати приріст Q_f за рахунок проекції зусилля N_f у напрямі Q_f .

Перевірка стійкості стиснутого поясу в обох площинах виконується з урахуванням деформованої схеми за граничної умови взаємодії:

$$[N / N_u + M / M_u (1 - N / N_{cr})] \leq 1, \quad (7)$$

де $N=N_f$ і $M=M_f$ – розрахункові найбільші зусилля у поясі відсіку елемента каркасу, що перевіряється:

$$N_u = R_{ynf} A_f ; \quad (8)$$

$$M_u = R_{ynf} W_{fpt} , \quad (9)$$

де A_f – площа стиснутого поясу з частиною стінки, яка дорівнює $0,5 h_{ored}$; W_{fpt} – пластичний момент інерції цієї площини; $N_{cr} = N_{fcr}$ – найменша для перерізу поясу критична ейлерова сила центрального стиску.

Умова (7) є також основною умовою забезпечення стійкості колон та ригелів каркасу як стисло-зігнутих елементів змінного перерізу. Вітчизняні нормативні документи не дають рекомендацій щодо розрахунку стійкості таких елементів. Згідно з умовою (7) слід приймати: N і M – розрахункові зусилля у кожному перерізі елемента, що перевіряється; N_{cr} – ейлерова сила центрального стиску для елементів приведеної довжини і постійного перерізу, найменшого у даному елементі, з урахуванням геометричних характеристик перерізу у площині згину від M ; N_u – гранична сила центрального стиску для такого стержня; M_u – граничний згинаючий момент для балки приведеної довжини постійного перерізу, найбільшого у елемента, що перевіряється. Коефіцієнти приведеної довжини є статичними величинами, визначеними чисельно і емпірично як залежності від кута звуження елементів, площини його згину, типу зусиль і виду втрати стійкості – пружно чи пружнопластичного. Так, для елемента змінного перерізу відносно головної вісі її перерізу коефіцієнт

$$g_{pl} = 1 / (1,85 \theta_d + 1), \quad (10)$$

де

$$\theta_d = \arctg[(h_{max} - h_{min}) / 2L] (180 / \pi). \quad (11)$$

При необхідності забезпечення просторової стійкості $N_u = N_{crmin}$ і $M_u = M_{cr}$ – критичному згинально-крутильному моменту. Однак у більшості каркасів будівель просторова втрата стійкості виключена конструктивно, тобто $l \leq l_{cr}$. У цьому випадку

$$N_u = R_{yf} A_{red}, \quad (12)$$

а

$$M_u = 2I_{red}(R_{yn} - N/A_{red})/h. \quad (13)$$

Згідно з [4],

$$\begin{aligned} l_{cr} &= (60-40m)i_{min}\sqrt{(235/R_{yf})} \text{ при } m < 0,5, \\ i l_{cr} &= 40i_{min}\sqrt{(235/R_{yf})} \text{ при } m > 0,5, \end{aligned} \quad (14)$$

де $m = M_{min}/M_{max}$ на закріпленому відсіку; i_{min} – радіус інерції відносно вісі найменшої жорсткості перерізу, який має найбільшу повну площину.

Для створення економічного каркасу необхідно спрямувати зусилля на досягнення рівномірності його перерізів. Якщо задатися значенням коефіцієнта запасу k і виразити I_{red} через h_ω (при постійних перерізах поясів), можливо визначити за (13) необхідну висоту h_ω у перерізах з $Q=0$ при $M_u = kM$. При $Q_u = kQ$ і $\sigma Q = R_{yn}$ за (1) може бути визначена h_ω у перерізах з $M=0$. Проміжні перерізи, як показали розрахунки, автоматично не забезпечують той же запас міцності та можуть взагалі не задовольняти умовам граничного стану. Тому вони повинні перевірятися за (2) і (7), висота перерізу повинна корегуватися тільки у бік збільшення. Залежно від відповідальності якої-небудь ділянки або перерізу за граничний стан каркасу у цілому для нього може прийматися своє значення k з метою забезпечення потрібного рівня надійності конструкції. Остаточне корегування розмірів повинно враховувати конструктивні вимоги до каркасу будівлі (нахил покриття, методи кріплення огорожувальних конструкцій і т.п.), що призводить до відступу від умови рівномірності і тим більше рівнограничності усіх перерізів, але забезпечує найбільш раціональне приближення до них.

Висновок. Використання розробленої методики розрахунку перерізів елементів сталевих рам сприяє забезпеченню необхідного рівня надійності їх експлуатації.

Список використаних джерел :

1. Богза В.Г. Стендові випробування сталеві рами прогином 30 м на дію статичного навантаження / В. Богза. // Вісник аграрної науки Причорномор'я. — 1998. — Вип. 3. — С. 143 – 145.
2. ДБН В.2.6 – 163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення та монтажу — К. : Мінрегіонбуд, 2011.
3. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем / С. Тимошенко. — М.; Л. : ОГИЗ, 1946. — 532 с.
4. Commission of the European Communities. Industrial process building and civil engineering Eurocod N3. Common unified rules for steel structures. — Brusseli; Luxemburg, 1984.

*В.С. Шибанин, Л.П. Шибанина, В.Г. Богза. **Расчет стальных каркасов из универсальных элементов переменного сечения с гибкой стенкой.***

В статье рассматривается метод расчета прочности и устойчивости каркасов из универсальных стальных элементов с гибкой стенкой с учетом натурных испытаний.

*V. Shebanin, L. Shebanina, V. Bogza. **Calculation of the steel frames, made of universal variable cross section elements with the flexible walls.***

The article considers the calculation method of the strength and stability of steel frames, made of the universal elements with the flexible walls, in view of full-scale tests.