

7. Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Мірадов Б., Мірадов М., Танривєрди Э. Исследование влияния исходных параметров расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 154-160.
8. Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Оралов Ш., Аманмірадов А., Гусад А., Эль Криш М.А. Об уточнении жесткости ригеля поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). С. 161-168.
9. Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Сувханов М., Салаков А., Тораев Д. Зависимость отклонения головки рельса от вида расчетной схемы поперечной рамы стального каркаса. // Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 169-175.
10. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - 198с.
11. Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Бикметов А., Тораев М. Сравнительный анализ запасов устойчивости верхней части ступенчатой колонны стального каркаса в плоскости и из плоскости// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2017. – т. 88. - №2. - С. 85-94.
12. Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Коюнджу А., Менлиев О. Расчет поперечной рамы стального каркаса по второму предельному состоянию// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2017. – т. 88. - №2. - С. 98-104.
13. EN 1993 Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.
14. McCormac, Jack C. Structural steel design / Jack C. McCormac, Stephen F. Csernak. – 5th ed. Pearson Education, Ink., Upper Saddle River, New Jersey 07458.- 2012, 724p. ISBN-13:978-0-13-607948-4; ISBN-10:0-13-607948-2.
15. Practical Design of Steel Structures. Based on Eurocode 3 (with case studies): A multibay melting shop and finishing mill building/ Karuna Moy Ghosh. Whittles Publishing, Dunbeath, Caithness KW6 6EY, Scotland, UK.-2010, 211p.

Рецензент: д-р техн. наук І.В. Шумаков

УДК 624.014

**Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеєнко С.Б.,
Ляшенко І.Ю., Коюнджу А., Менлиев О.**

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ПО ВТОРОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

Постановка проблемы. Поскольку в известной литературе [1-3] расчет элементов поперечной рамы стального каркаса традиционно ограничивается лишь подбором сечений верхней и нижней частей ступенчатой колонны, а также фермы покрытия, удовлетворяющим условиям прочности и устойчивости, и, при этом, отсутствуют расчеты рамы на расчетные эксплуатационные нагрузки для определения

горизонтального смещения уровня головки кранового рельса и сравнения его с предельно допустимым значением [4, 10, 11], требуется создание методики расчета поперечной рамы стального каркаса по 2-му предельному состоянию.

Цель работы. Разработка методики подбора сечений элементов ступенчатой колонны поперечной рамы стального каркаса, удовлетворяющих требованиям 1-го, и 2-го предельных состояний.

Решение задачи. В [5, 6] было показано, что наибольшие влияния на прочность и жесткость поперечной рамы оказывают: изгибные жесткости ригеля и участков колонны, а также построение ее уточненных расчетных схем с заменой ригеля в виде стержня эквивалентной жесткости фермой (рис. 1). В [9] предложены новые алгоритмы определения начальных жесткостей участков ступенчатой колонны, обеспечивающих сокращение количества итераций расчета колонн для удовлетворения требованиям 1-го и 2-го предельных состояний.

Практические первичные статические и конструктивные расчеты поперечных рам с использованием упрощенных П-образных и уточненных (рис. 1) расчетных схем с заданием начальных жесткостей участков ступенчатых колонн, подсчитанных традиционно [1-3], а также жесткостей элементов ферм, определенных по усилиям без учета рамных моментов, позволяют скомпоновать первичные сечения участков колонн, удовлетворяющих условиям прочности и устойчивости при повторном перерасчете рам с уточненными, соответствующими данным сечениям элементов, их жесткостями, и уточненными геометрическими параметрами расчетных схем поперечных рам [5, 6], в свою очередь требующими уточнения моментов от вертикальных крановых нагрузок.

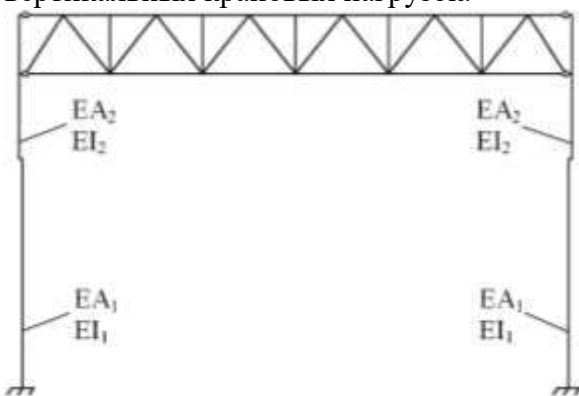


Рис. 1. Расчетная схема поперечной рамы с ригелем в виде фермы, жестко сопряженной с колоннами.

В то же время, оказывается, что при повторном перерасчете рам с уточненными жесткостями их элементов на действие расчетных эксплуатационных нагрузок условие жесткости рамы:

$$\Delta_r \leq \Delta_u \quad (1)$$

не выполняется, что требует дальнейшей перекомпоновки сечений участков колонн.

В (1) обозначены: Δ_z - максимальное горизонтальное перемещение (прогиб) колонны на уровне головки кранового рельса; Δ_u - соответствующее предельное его значение, вычисляемое в соответствии с [4] по формуле:

$$\Delta_u = h/1000, \quad (2)$$

где h – расстояние от верха фундамента до уровня головки рельса.

Традиционно верхняя часть колонны – симметричный сварной двутавр (рис. 2); поперечное сечение наружной ветви нижней части колонны (рис. 3) проектируем в виде составного сварного швеллера (прокатные, как правило, недостаточны); подкрановую ветвь - из прокатного двутавра (с параллельными полками либо широкополочного).

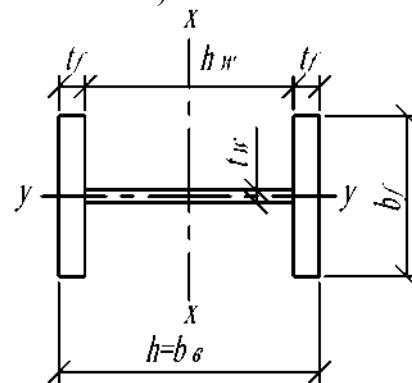


Рис. 2. Сечение верхней части колонны.

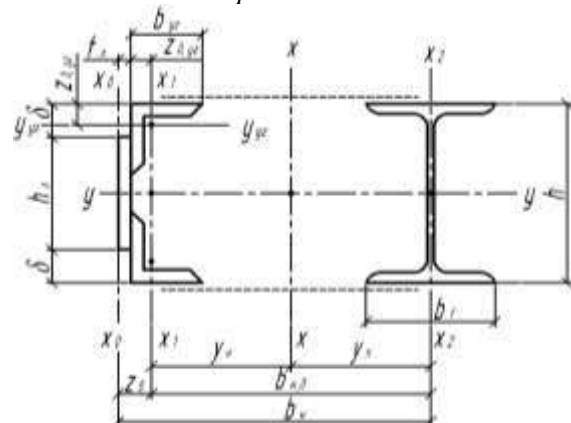


Рис. 3. Сечение нижней части колонны

Как показывают расчеты поперечных рам, при задании стандартной ширины нижней части колонны b_n (рис. 3): $b_n = 1500$ мм уточнение начально подобранного сечения с целью выполнения условия

жесткости (2) либо не требуется, либо его корректировка незначительна и при $b_n = const$ не затруднительна.

Что касается сечения верхней части колонны, то оно, как правило, требует значительного перекомпонования.

В связи с этим формулируем задачу: скорректировать начальное сечение верхней части колонны так, чтобы новое сечение удовлетворяло бы и условиям местной устойчивости наиболее сжатой полки и стенки верхней части колонны, и чтобы обеспечивало момент инерции сечения, необходимый для удовлетворения условию (2).

Для решения данной задачи формулируем исходные предпосылки. Пусть имеем начальные размеры сечения (рис. 2): $t_{w,0}$; $h_{w,0}$; $b_{f,0}$; $t_{f,0}$, а также соответствующие геометрические его характеристики:

$$\text{площади: } A_{f,0} = b_{f,0} \cdot t_{f,0};$$

$$A_{w,0} = t_{w,0} \cdot h_{w,0}; A_0 = 2 \cdot A_{f,0} + A_{w,0}; \quad (3)$$

$$\text{моменты и радиусы инерции: } I_{x,0};$$

$I_{y,0}$; $i_{x,0}$; $i_{y,0}$. Исходя из условий обеспечения местной устойчивости полки и стенки примем постоянными следующие их соотношения:

$$K = A_f / A_w = A_{f,0} / A_{w,0};$$

$$K_1 = b_f / t_f = b_{f,0} / t_{f,0};$$

$$K_2 = h_w / t_w = h_{w,0} / t_{w,0}. \quad (4)$$

Первое и второе соотношения (4) должны также обеспечивать устойчивость верхней части колонны из ее плоскости.

Также считаем заданным соотношение требуемого $I_{x,мреб}$ и начального $I_{x,0}$ моментов инерции: $I_{x,мреб} = n \cdot I_{x,0}$, (5)

где n – число, показывающее, во сколько раз требуется увеличить момент инерции сечения верхней части колонны для удовлетворения условию жесткости рамы (2).

Итак, имеем упрощенное выражение для момента инерции:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2, \quad (6)$$

или с учетом (4) приводим его к окончательному виду:

$$\frac{K_2^3}{12} \cdot t_w^4 + \frac{1}{2} \cdot K \cdot K_2 \cdot (K_2^2 \cdot t_w^4 +$$

$$+ 2 \cdot K_2 \cdot t_w^3 \cdot t_f + t_f^2) = I_x = I_{x,мреб} \quad (7)$$

Имеем алгебраическое уравнение 4-ой степени относительно неизвестной величины t_w . При этом, как показали числовые исследования, в (7) можно принять: $t_f = t_{f,0}$. (8)

Любые значения t_f , находящиеся в окрестности значения $t_{f,0}$ не оказывают практического влияния на решение (7).

Из численного решения (7) находим t_w ; из третьего соотношения (4) находим новую высоту стенки: $h_w = K_2 \cdot t_w$. (9)

Аналогично (3), находим новую площадь стенки: $A_w = t_w \cdot h_w$, (10)

а из первого соотношения (4) – новую площадь полки: $A_f = K \cdot A_w$. (11)

$$\text{Но } A_f = b_f \cdot t_f, \quad (12)$$

или с учетом второго соотношения (4): $A_f = K_1 \cdot t_f^2$, (13)

откуда имеем новую толщину полки: $t_f = \sqrt{A_f / K_1}$. (14)

Тогда из (12) имеем новую ширину полки: $b_f = A_f / t_f$. (15)

Отметим, что все вычисляемые последовательно размеры сечения двутавра окончательно принимаются с учетом сортамента на листовую сталь.

$$\text{Новая высота сечения: } h = h_w + 2 \cdot t_f.$$

Новые геометрические характеристики нового сечения:

$$A_f = b_f \cdot t_f; \quad A_w = t_w \cdot h_w; \\ A = 2 \cdot A_f + A_w; \quad (16)$$

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + A_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2 \right]; \\ I_y = 2 \cdot \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} + \frac{h_w \cdot t_w^3}{12}; \quad (17)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}; \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}. \quad (18)$$

Поскольку окончательные размеры нового сечения t_w ; h_w ; b_f ; t_f принимались

с учетом сортамента, мы получим несколько приближенное равенство:

$$I_x \approx I_{x, \text{треб}} \quad (20)$$

поэтому для выполнения условия:

$$I_x \geq I_{x, \text{треб}} \quad (21)$$

возможна незначительная окончательная корректировка уже нового сечения двутавра (рис. 2). Ниже это будет показано на числовом примере.

Числовой пример.

Исходные данные на проектирование: пролет цеха - $L=36\text{м}$; грузоподъемность крана - $Q=800/200\text{кН}$ (4к-6к); шаг поперечных рам - $B=6\text{м}$; отметка уровня головки рельса - 14.8м ; район строительства - г. Луганск; покрытие теплое, кровля плоская с уклоном $-0,015$.

Высота верхней и нижней частей колонны: $h_в = 5,45\text{м}$; $h_н = 14,65\text{м}$.

Высота сечения верхней части колонны (рис. 2):

$$b_в = h \geq \frac{h_в}{12} = \frac{5,45}{12} = 0,454\text{м}.$$

Принимаем $b_в = 500\text{мм} < b_в = \lambda + b_0 - (B_1 + c) = 1250 + 250 - (400 + 75) = 1025\text{мм}$.

Высоту сечения нижней части колонны вычисляем по формуле:

$$b_н = b_0 + \lambda = 250 + 1250 = 1500\text{мм};$$

$$b_н = 1500\text{мм} \geq \frac{1}{20} H = \frac{20100}{20} = 1005,0\text{мм}.$$

Приведем значения нагрузок на раму, необходимые для вычисления начальных жесткостей:

1) предельная постоянная:

$$q_m = \frac{g_m \cdot B \cdot \gamma_n}{\cos \alpha} = \frac{0,89 \cdot 6 \cdot 1,1}{0,999} = 5,88\text{кН/м}$$

- погонная вдоль ригеля;

$$V_{q_m} = \frac{q_m \cdot L}{2} = \frac{5,88 \cdot 36}{2} = 105,84\text{кН} \quad \text{- опорная}$$

вертикальная реакция фермы;

2) предельная снеговая:

$$q_{сн,м} = g_{сн,м} \cdot B \cdot \gamma_n = 1,35 \cdot 6 \cdot 1,1 = 8,91\text{кН/м}$$

- погонная вдоль ригеля;

$$V_{q_{сн,м}} = \frac{q_{сн,м} \cdot L}{2} = \frac{8,91 \cdot 36}{2} = 160,38\text{кН}$$

опорная вертикальная реакция фермы;

3) предельное значения максимального вертикального кранового давления на подкрановую ветвь:

$$D_{\text{max}} = 1263,81\text{кН}.$$

Считаем, что ферма покрытия предварительно рассчитана.

Определяем начальные жесткости по новым алгоритмам, предложенным в работе [9], публикуемой в настоящем сборнике. Ниже будем использовать номера формул, взятые из [9].

1) Итак, для верхней части колонны:

по (10):

$$N_в = V_{q_m} + V_{q_{сн,м}} = 105,84 + 160,38 = 266,22\text{кН};$$

по (9):

$$A_2 = \frac{N_в}{0,09 \cdot R_y \cdot \gamma_c}; \quad \text{задаем } t_w = 1\text{см};$$

$$= 128,61\text{кН/см}^2$$

по (12):

$$A_f = A_1 - t_w \cdot h = 78,61\text{см}^2;$$

по (11):

$$I_2 = \frac{t_w \cdot h^3}{12} + A_f \cdot \frac{h^2}{2} = 98262,5\text{см}^4.$$

По (12):

$$EA_2 = 2,65 \cdot 10^6\text{кН};$$

$$EI_2 = 0,2024 \cdot 10^6\text{кН} \cdot \text{м}^2.$$

где $E = 2,06 \cdot 10^8\text{кН/м}^2$ - модуль упругости стали.

2) Для нижней части колонны:

По (13):

$$N_n = \frac{M}{b_{н,о}} + N \cdot \frac{b_в/2}{b_{н,о}} + D_{\text{max}} = 1322,97\text{кН},$$

где $N = N_в = 266,22\text{кН}$ - см. выше;

по (5):

$$M_в = N_в \cdot \frac{b_в}{2} = 266,22 \cdot \frac{50}{2} = 6655,5\text{кНсм};$$

по (14):

$$M = \frac{1}{3} \cdot M_в = \frac{1}{3} \cdot 6655,5 = 2218,5\text{кНсм};$$

по (17):

$$A_n = \frac{N_n}{(0,7 \dots 0,9) \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1322,97}{0,7 \cdot 21 \cdot 1} = 90,0\text{см}^2;$$

по (19): $A_n = A_n = 90,0\text{см}^2;$

по (20):

$$A_1 = A_n + A_n = 2 \cdot A_n = 2 \cdot 90 = 180\text{см}^2;$$

по (22):

$$I_1 = A \cdot \frac{b_{н.о}^2}{4} = 180,0 \cdot \frac{150^2}{4} = 1012500,0 \text{ см}^4;$$

по (23):

$$EA_1 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 180,0 \cdot 10^{-4} = 3,708 \cdot 10^6 \text{ кН};$$

$$EI_1 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 1012500,0 \cdot 10^{-8} =$$

$$= 2,086 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Для сравнения определим начальные жесткости традиционно, используя соответствующие выражения, также приведенные в [9]. Ниже также будем использовать номера формул, взятые из [9].

1) Итак, для нижней части колонны:

по (1):

$$I_1 = \frac{(N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_n^2}{K_1 \cdot R_y} =$$

$$= \frac{(266,22 + 2 \cdot 1263,81) \cdot 1,5^2}{2,8 \cdot 21 \cdot 10^4} = 0,0107 \text{ м}^4$$

$$N = V_{q_m} + V_{q_{сн.м}} = 105,84 +$$

$$+ 160,38 = 266,22 \text{ кН}$$

по (2):

$$A_1 = \frac{4 \cdot I_1}{b_n^2} = \frac{4 \cdot 0,0107}{1,5^2} = 0,019 \text{ м}^2.$$

2) Для верхней части колонны:

по (4):

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_г}{b_n} \right)^2 = \frac{0,0107}{1,55} \cdot \left(\frac{0,5}{1,5} \right)^2 = 0,000767 \text{ м}^4,$$

$$A_2 = \frac{4 \cdot I_2}{b_г^2} = \frac{4 \cdot 0,000767}{0,5^2} = 0,0123 \text{ м}^2.$$

Тогда

$$EA_1 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 0,019 = 0,039 \cdot 10^8 \text{ кН};$$

$$EI_1 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 0,0107 = 0,022 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$EA_2 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 0,0123 = 0,0253 \cdot 10^8 \text{ кН};$$

$$EI_2 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 0,000767 = 0,00158 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Как видим, значения жесткостей участков колонны, вычисленные по новым алгоритмам и традиционно, близки, за исключением изгибной жесткости верхней части колонны: по новой методике она на 28% меньше.

Статический и конструктивный расчеты с начальными жесткостями, вычисленными по новым алгоритмам, дали следующие результаты:

1) Размеры поперечного сечения верхней части колонны (рис. 2): $t_w = 0,8 \text{ м};$

$$h_w = 48 \text{ см}; \quad b_f = 18 \text{ см}; \quad t_f = 1,4 \text{ см};$$

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 480 + 2 \cdot 1,4 = 508,0 \text{ см}$$

подобраны из условий удовлетворения всем необходимым проверкам по 1-му предельному состоянию с использованием усилий, полученных в результате начального (1-ый шаг) статического расчета рамы с использованием начальных жесткостей, вычисленных по новым алгоритмам. При этом, также удовлетворено условие жесткости (1), (2):

$$\Delta_r = 15,5 \text{ мм} \leq \Delta_u = 15,65 / 1000 =$$

$$= 0,01565 \text{ м} = 15,65 \text{ мм}$$

Фактические жесткости данного сечения:

$$A_2 = 88,8 \text{ см}^2; \quad I_2 = 38129,57 \text{ см}^4;$$

$$EA_2 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 88,8 \cdot 10^{-4} = 1,83 \cdot 10^6 \text{ кН};$$

$$EI_2 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 38129,57 \cdot 10^{-8} =$$

$$= 0,07855 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Как видим, по сравнению с соответствующими начальными значениями они существенно уменьшились, особенно изгибная жесткость.

2) Для подкрановой ветви нижней части колонны (рис. 3.) принят прокатный двутавр I40Б1. Для наружной ветви скомпонован составной сварной швеллер высотой $h=40 \text{ см};$ стенка – из листа $360 \times 8 \text{ мм};$ пояса – равнополочные уголки $\angle 150 \times 12.$ $z_0 = 0,0362 \text{ м}; \quad y_n = 0,9028 \text{ м}; \quad y_n = 0,561 \text{ м};$ $b_{н.о} = 1,4638 \text{ м}. \quad A_1 = 159,83 \text{ см}^2;$

$$J_x = J_{x_1,n} + A_n \cdot y_n^2 + J_{x_2,n} +$$

$$+ A_n \cdot y_n^2 = 812102,2 \text{ см}^4$$

Учтем влияние податливости решетки на значение момента инерции сечения :

$$\lambda_x = 39,32 < \lambda_{пред,мин} = 120, \quad \lambda_{ef,x} = 41,62;$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}^e}{i_x} \quad \lambda_{ef,x} = \frac{l_{ef,x}^e}{i_{x,*}}, \quad \text{откуда:}$$

$$l_{ef,x}^e = \lambda_x \cdot i_x = \lambda_{ef,x} \cdot i_{x,*} \quad \text{и}$$

$$i_{x,*} = \lambda_x / \lambda_{ef,x} \cdot i_x = 39,32 / 41,62 \cdot 71,28 = 67,34 \text{ см}.$$

$$I_{x,*} = A \cdot i_{x,*}^2 = 159,83 \cdot 67,34^2 = 724797,27 \text{ см}^4.$$

Фактические жесткости принятого сечения:

$$EA_1 = 2,06 \cdot 10^8 \cdot 159,83 \cdot 10^{-4} = 3,292 \cdot 10^6 \text{ кН};$$

$$EI_{1*} = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 724797,27 \cdot 10^{-8} = 1,493 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Как видим, по сравнению с соответствующими начальными значениями они, как и для верхней части колонны, уменьшились.

По значениям усилий, полученным в результате повторного статического расчета рамы с фактическими жесткостями принятых сечений участков колонны (2-ой шаг) фактические напряжения в проверках 1-го предельного состояния уменьшились, что, в свою очередь, объясняется уменьшенными значениями фактических жесткостей по сравнению с начальными. В то же время условие жесткости рамы (1) нарушилось: $\Delta_{\Gamma} = 17,315 \text{ мм} > \Delta_u = 15,65 \text{ мм}$, что также объясняется уменьшенными значениями фактических жесткостей, особенно изгибной жесткости верхней части колонны. В связи с последним выполним корректировку сечения верхней части колонны по методу, изложенной выше, для которого будет выполняться условие (21):

$$I_x \geq I_{x, \text{треб}}$$

где $I_{x, \text{треб}} = I_2 = 98262,5 \text{ см}^4$ - начальное значение; $I_{x,0} = 38129,57 \text{ см}^4$ - фактическое значение момента инерции сечения верхней части колонны.

Размеры поперечного сечения верхней части колонны (рис. 2) до его корректировки (см. выше): $t_{w,0} = 0,8 \text{ см}$; $h_{w,0} = 48 \text{ см}$; $b_{f,0} = 18 \text{ см}$; $t_{f,0} = 1,4 \text{ см}$; $h_0 = h_{w,0} + 2 \cdot t_{f,0} = 480 + 2 \cdot 1,4 = 508,0 \text{ см}$.

Тогда по (3): $A_{f,0} = 18 \cdot 1,4 = 25,2 \text{ см}^2$;

$$A_{w,0} = 0,8 \cdot 48 = 38,4 \text{ см}^2; \quad \text{по (4):}$$

$$K = 25,2 / 38,4 = 0,66; \quad K_1 = 18 / 1,4 = 12,86;$$

$$K_2 = 48 / 0,8 = 60,0. \quad \text{Численное решение}$$

уравнения (7) с учетом (8): $t_f = t_{f,0} = 1,4 \text{ см}$

дало новое значение толщины стенки:

$t_w = 1,02 \text{ см}$, или окончательно с учетом

сортаменту принимаем $t_w = 1,0 \text{ см}$. По (9):

$h_w = 60 \cdot 1 = 60 \text{ см}$ - соответствует сорта-

менту; по (10): $A_w = 1 \cdot 60 = 60 \text{ см}^2$; по (11):

$$A_f = 0,66 \cdot 60 = 39,6 \text{ см}^2; \quad \text{по (14):}$$

$t_f = \sqrt{39,6 / 12,86} = 1,7 \text{ см}$, окончательно принимаем $t_f = 1,8 \text{ см}$; по (15):

$b_f = 39,6 / 1,8 = 22 \text{ см}$, окончательно принимаем $b_f = 20,0 \text{ см}$; по (16):

$$h = 60 + 2 \cdot 1,8 = 66,6 \text{ см}.$$

Геометрические характеристики скорректированного нового сечения:

$$\text{по (17):} \quad A_f = 20 \cdot 1,8 = 36,0 \text{ см}^2;$$

$$A_w = 60 \text{ см}^2; \quad A = 2 \cdot 36 + 60 = 141,3 \text{ см}^2;$$

$$\text{по (18):} \quad I_x = 98523,13 \text{ см}^4;$$

$$I_y = 2400 \text{ см}^4.$$

Условие (21) выполняется:

$$I_x = 98523,13 \text{ см}^4 \geq I_{x, \text{треб}} = 98262,5 \text{ см}^4.$$

Жесткости скорректированного сечения:

$$EA_2 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 141,30 \cdot 10^{-4} = 2,91 \cdot 10^6 \text{ кН};$$

$$EI_2 = 2.06 \cdot 10^8 \cdot 98523,13 \cdot 10^{-8} = 0,203 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Статический и конструктивный расчеты рамы с жесткостями скорректированного сечения (3-ий шаг), подтвердили выполнение условий 1-го и 2-го предельных состояний, в том числе: $\Delta_{\Gamma} = 14,64 \text{ мм} < \Delta_u = 15,65 \text{ мм}$.

Выводы.

1. Новый алгоритм задания начальных жесткостей сечения верхней части колонны исходит из условия общей устойчивости из ее плоскости. Новый алгоритм задания начальных жесткостей сечения нижней части колонны исходит из условия общей устойчивости подкрановой ветви из ее плоскости. Правомерность указанных подходов обоснована в [9], а также результатами расчетов различных вариантов поперечных рам. Как показал числовой пример, значения начальных жесткостей участков колонны, вычисленные по новым алгоритмам и традиционно [1-3], близки, за исключением изгибной жесткости верхней части колонны: по новой методике она на 28% меньше. Это в свою очередь в первом случае уменьшает начальные значения изгибающих моментов (1-ый шаг статического расчета рамы), используемых для подбора первичных сечений верхних участков колонн.

2. Первичные сечения участков колонн с их уточненными жесткостями, как правило, удовлетворяют проверкам 1-го предельного состояния от усилий, полученных при повторном перерасчете рам (2-ой шаг статического расчета), но не удовлетворяют условию жесткости (1), что требует дальнейшей перекомпоновки сечений участков колонн.

3. В работе предложена новая методика, позволяющая эффективно перекомпоновать сечение верхней части колонны, исходя из требуемой ее жесткости для удовлетворения условию (1).

ЛИТЕРАТУРА:

1. Клименко Ф.С., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник.-Львів, Світ, 2002. - 312с.
2. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів. - К.: Видавництво «Сталь», 2010. - 869с.
3. Металлические конструкции. В 3т. Т.2. Конструкции зданий: Учеб. Для строит. вузов/ В.В. Горев, Б.Ю.Уваров, В.В. Филиппов, Б.И. Белый и др.-М.: Высш. шк., 2004. - 528с.
4. ДСТУ Б В.1.2.-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.- К.: Мінбуд України, 2006. - 10с.
5. Перетятко Ю.Г., Агеенко С.Б, Ляшенко І.Ю., Мирадов Б., Мирадов М., Танриверди Э. Исследование влияния исходных параметров расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания. // Научный вестник строительства. Харьков: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 154-160.
6. Перетятко Ю.Г., Агеенко С.Б, Ляшенко І.Ю., Сувханов М., Салаков А., Тораев Д. Зависимость отклонения головки рельса от вида расчетной схемы поперечной рамы стального каркаса// Научный вестник строительства. Харьков: ХНУБА, 2016. - №2(84). - С. 169-175.
7. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. - 198с.
8. Перетятко Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеенко С.Б, Ляшенко І.Ю., Бикметов А., Тораев М. Сравнительный анализ запасов устойчивости верхней части ступенчатой колонны стального каркаса в плоскости и из плоскости// Научный вестник строительства. Харьков: ХНУБА, 2017. – т. 88. - №2. - С. 85-94.
9. Перетятко Ю.Г., Чередник Д.Л., Агеенко С.Б, Ляшенко І.Ю., Халметов А., Худайбергенов И. Новые алгоритмы определения начальных жесткостей участков ступенчатой колонны стального каркаса// Научный вестник строительства. Харьков: ХНУБА, 2017. –т. 88. - №2. - С. 94-98.
10. EN 1993 Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization (CEN), 2005.12.
11. Practical Design of Steel Structures. Based on Eurocode 3 (with case studies): A multibay melting shop and finishing mill building/ Karuna Moy Ghosh. Whittles Publishing, Dunbeath, Caithness KW6 6EY, Scotland, UK.-2010, - 211p.

Рецензент: д-р техн. наук І.В. Шумаков