13. Клейн Е., Выставной Г., 1994. По пути совершенства. – Харьков: ООО «Оригинал», 1994. – 64.
14. Коваленко А., 1997. Аварийно-восстановительные работы на водоотводящей сети // Комунальнегосподарствоміст. – Київ: Техніка, 1997. – Вип. 7. – 22−24.
15. Stein D., 1998. InstandhaltungvonKanalisation. – Ernst&Sohn, 1998 – 941.
16. Stein R., Ghaderi Sh., 2009. WertemittungvonAbwassernetzen. – Stein & Partner, Fraunhofer IRB Verlag, 2009. – 131.

УДК 624.014

Перетятько Ю.Г., Агеенко С.Б, Ляшенко И.Ю., Мамметгулиев М., Доан Ван Х., Текепалванов А.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ОБ ИСХОДНЫХ ПАРАМЕТРАХ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Постановка проблемы. В известной литературе [1-11] при составлении расчетной схемы однопролетной поперечной рамы (рис. 1) стального каркаса последнюю представляют в виде ломаной расчетной оси (рис. 2, 3) с приложением к ней заданных нагрузок, а также с условиями ее закрепления.

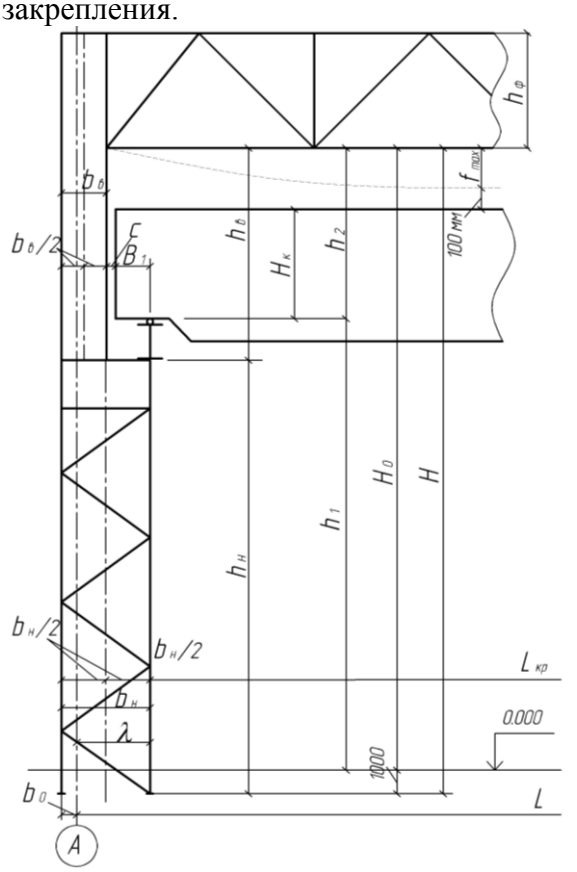

Рис. 1. Геометрические размеры поперечной рамы

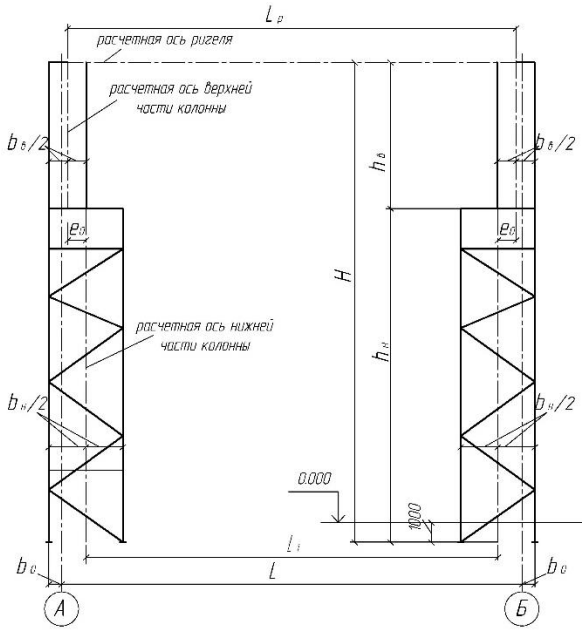

Рис. 2. Построение расчетной оси поперечной рамы

При этом, при построении расчетной оси рамы возникает ряд **проблемных** вопросов, на которые в литературе даются либо расплывчатые ответы, либо они вообще отсутствуют. К ним относятся:

1) Какими принимать ширину верхней $b_в$ и ширину нижней $b_н$ частей колонны (рис. 1, 2)?

2) На каких расстояниях от осей наружной и подкрановой ветви проводить центральную (расчетную) ось нижней части ступенчатой колонны?

3) Почему расчетную ось ригеля принимают на уровне нижнего пояса фермы покрытия (рис. 2)?

4) Как предварительно задавать жесткости ригеля, верхней и нижней частей колонны, а также горизонтальных участков (рис. 3, элементы 2-3 и 6-7)?

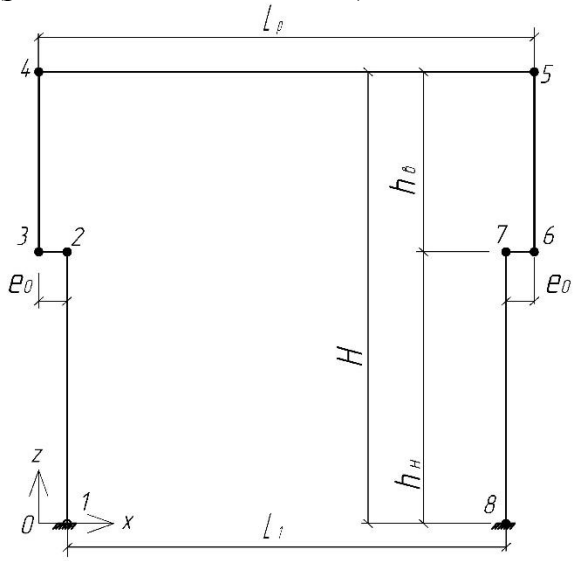

Рис. 3. Расчетная схема поперечной рамы (без нагрузок) с нумерацией узлов.

Ответы на перечисленные вопросы всегда интересуют студентов-строителей на лекциях во время чтения данного материала. Они также интересуют и проектировщиков, не имеющих опыта проектирования соответствующих зданий, и не только их.

Цель работы заключается в проведении анализа существующих рекомендаций, касающихся построения расчетной схемы поперечной рамы однопролетного одноэтажного производственного здания.

Содержание работы. Итак, начнем по порядку. Ширину верхней $b_в$ части колонны (рис. 1, 2) с учетом требований унификации размеров традиционно принимают [1…11]:

$$b_в = b_0 + 200мм = 250 + 200 = 450мм, \quad (1)$$

либо увеличивают кратно 250мм до размера

$$b_в = b_0 + 200мм = 250 + 200 + 250 = 700мм. \quad (2)$$

При этом, проверяют условия:

$$b_в \geq \lambda + b_0 - (B_1 + c) \quad (3)$$

- по размещению моста крана (см. рис. 1); здесь c=60…75мм – минимальный зазор по технике безопасности;

$$b_в \geq h_в / 12 \quad (4)$$

- по условию жесткости колонны в плоскости рамы.

Размер 200мм в выражениях (1) и (2) – это привязка опирания фермы на колонну сверху, т.е. для поперечных рам с шарнирно примыкающими ригелями. А вот в случаях жесткого сопряжения ферм с колоннами в однопролетных рамах, что как правило, необходимо при наличии мостовых кранов, насколько обязательны и нужны ли вообще условия (1) и (2), - в выше упомянутых источниках [1…11] четких ответов нет.

Совершенно очевидно, что размер $b_в$ с учетом выполнения условий (3), (4), а также с использованием современных конструкций покрытий зданий с использованием стального профнастила, либо «Сендвич»-плит по прогонам, может быть произвольным, разумеется с учетом сортамента на прокатные двутавры, либо на листовую сталь.

Ширину нижней $b_н$ части колонны (рис. 1) традиционно принимают [1…11]:

$$b_н = b_0 + \lambda = 250 + 750 = 1000мм, \quad (5)$$

либо

$$b_н = b_0 + \lambda = 250 + 1000 = 1250мм, \quad (6)$$

где размер λ зависит от пролета крана $L_{кр}$ и имеет кратность 250мм, а также зависит от грузоподъемности крана, что косвенно отражается размером B_1 свеса его моста (рис. 1):

$$\lambda \geq b_в + B_1 + c - b_0. \quad (7)$$

Также проверяется условие жесткости колонны в плоскости рамы:

$$b_н \geq \frac{1}{20} H. \quad (8)$$

Поскольку верхняя часть колонны представлена симметричным двутавром, за ее расчетную ось всегда принимают ее центральную ось, т.е. от наружных поверхностей наружной и внутренней полок двутавра имеем равные расстояния $b_в/2$ (рис. 1, 2). Что касается нижней, сквозной части колонны, состоящей из наружной и подкрановой ветвей, соединенных между собой решеткой из одиночных уголков, то здесь центральную (расчетную) ось нижней части колонны рекомендуется смещать от центральной оси верхней части

колонны на величину e_0 (рис. 3), где в соответствии с [6, 8]:

$$e_0 = (0{,}45...0{,}55) \cdot b_н - 0{,}5 \cdot b_в : \quad (9)$$

или в соответствии с [10]:

$$e_0 = (0{,}5...0{,}55) \cdot b_н - 0{,}5 \cdot b_в ; \quad (10)$$

или в соответствии с [4, 9, 11]:

$$e_0 = 0{,}5 \cdot b_н - 0{,}5 \cdot b_в . \quad (11)$$

Отклонения размера e_0 от средины нижней части колонны объясняются различием значений площадей поперечных сечений наружной и подкрановой ветвей: при значительном собственном весе стеновых ограждающих конструкций (железобетонные панели) и незначительной грузоподъемности мостовых кранов более нагруженной будет наружная ветвь, и, следовательно, она будет иметь большую площадь сечения. Тогда центр тяжести поперечного сечения нижней части колонны будет располагаться ближе к ее наружной ветви и в соответствии с рекомендациями [6, 8] предварительно следует принимать:

$$e_0 = 0{,}45 \cdot b_н - 0{,}5 \cdot b_в . \quad (12)$$

При незначительном собственном весе стеновых ограждающих конструкций («сендвич»- панели и т.п.) и значительной грузоподъемности мостовых кранов более нагруженной будет подкрановая ветвь, и, следовательно, она будет иметь большую площадь сечения. Тогда центр тяжести поперечного сечения нижней части колонны будет располагаться ближе к ее подкрановой ветви и в соответствии с рекомендациями [6, 8] предварительно следует принимать:

$$e_0 = 0{,}55 \cdot b_н - 0{,}5 \cdot b_в . \quad (13)$$

Заметим, что в выражения (12), (13) входят величины $b_в$, $b_н$, для принятия значений которых, как следует из выражений (1)…(4) и (5)…(8), нет четких рекомендаций. Очевидно одно: чем меньше значение e_0, тем меньший изгиб от вертикальных нагрузок на покрытие будут испытывать колонны поперечной рамы.

Аргументированный ответ на вопрос: «Почему расчетную ось ригеля принимают на уровне нижнего пояса фермы покрытия (рис. 2)?» - в упомянутых выше источниках [1…11] отсутствует. Хотя понятно, что обладая жесткостью на растяжение – сжатие, нижний пояс фермы в упрощенной расчетной схеме поперечной рамы должен быть представлен горизонтальным стержнем. А вот как учесть в ригеле расчетной схемы (рис. 3) влияние аналогичной жесткости верхнего пояса фермы, примыкающего в реальной конструкции к верхушке колонны, непонятно. В 50-е годы прошлого столетия Е.И. Беленя [4] предложил уточненную расчетную схему поперечной рамы, в которой эквивалентный ригель передает на колонны не только опорные моменты, но и учитывает жесткость фермы на растяжение-сжатие. При этом, ригель поднят с уровня нижнего пояса фермы на ее центральную ось.

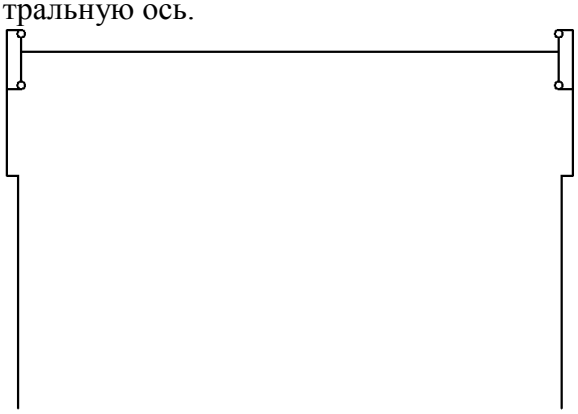

Рис. 4. Учет влияния поясов фермы в упрощенной расчетной схеме поперечной рамы

Предложенный проф. Е.И. Беленя вариант расчетной схемы поперечной рамы (рис. 4) не был внедрен в проектную практику, скорее всего из-за усложнения статического расчета ручными методами.

Поскольку поперечная рама в расчетной схеме по рис. 3 представляет собой статически неопределимую систему, для ее статического расчета требуется предварительное назначение жесткостей: изгибных и на растяжение-сжатие для ригеля и участков колонны. Достаточно подробное описание различных подходов к этому вопросу, предложенных различными авторами, приведено в [4].

Сначала рассмотрим, как определяются выше упомянутые жесткости для эквивалентного ригеля (рис. 2, 3), условно

представляющего в расчетной схеме поперечной рамы ферму покрытия (рис. 1) .

Если условно принять [1, 4-6, 10, 11], что ферма покрытия шарнирно оперта на колонны, для которой предварительно выполнен статический расчет и подобраны сечения ее элементов, имеет постоянные сечения верхнего и нижнего поясов по длине, изгибная жесткость эквивалентной ей балке равна:

$$EI_p = E \cdot I_p = E \cdot (A_{f,в} \cdot z_в^{\,2} + A_{f,н} \cdot z_н^{\,2}) \cdot \mu \,, \quad (14)$$

где $A_{f,в}$, $A_{f,н}$ - площади сечений верхнего и нижнего поясов фермы; $z_в$, $z_н$ - расстояния от центра тяжести сечения фермы (от центральной оси фермы) соответственно до верхнего и нижнего поясов фермы; μ - коэффициент учитывающий снижение изгибной жесткости эквивалентного ригеля по рис. 3 в зависимости от значения уклона верхнего пояса i и податливости решетки: при $i = 1/8...1/10$ - $\mu = 0{,}7$; при $i = 1/15$ - $\mu = 0{,}8$; при $i = 0$ (ферма с параллельными поясами) - $\mu = 0{,}9$. Отметим, что в последнем случае коэффициент $\mu = 0{,}9$ отражает только степень податливости решетки фермы.

Если же сечения поясов фермы неизвестны, для предварительного определения изгибной жесткости эквивалентного ригеля по рис. 3 в [4, 11] его момент инерции предложено вычислять по следующей формуле:

$$I_p = \frac{M_{\max} \cdot h_ф}{2 \cdot R_y} \cdot \mu \cdot k_1 \cdot k_2 \,, \quad (15)$$

где μ имеет тот же смысл и те же значения, что и в (14); $k_1 = 1{,}1...1{,}3$ ($k_1 = 1{,}15$) - равен отношению усредненной площади сечения поясов к теоретической площади нижнего пояса; $k_2 = 0{,}77...0{,}93$-учитывает разгрузку ригеля в средине пролета опорными моментами.

В [6] вместо выражения (15) приведено следующее:

$$I_p = \frac{M_{\max} \cdot h_ф}{2 \cdot R_y} \cdot 1.15 \cdot \mu \,. \quad (16)$$

Последнее выражение отличается от предыдущего отсутствием коэффициента k_2, что на стадии предварительного назначения жесткостей вполне допустимо. Коэффициент 1,15 в (16) имеет тот же смысл, что k_1 - в (15).

Основная часть выражений (15), (16):

$$I_p = \frac{M_{\max} \cdot h_ф}{2 \cdot R_y} \quad (17)$$

вытекает из следующих предпосылок: ферма условно заменяется шарнирно опертой балкой с равномерно распределенной предельной расчетной нагрузкой q_m, эквивалентной заданной вертикальной нагрузке на ферму от веса покрытия и снега. В балке вычисляем максимальный изгибающий момент по известной формуле:

$$M_{\max} = q_m \ell^2 / 8 \,. \quad (18)$$

Из условия прочности балки:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{M_{\max} \cdot h_ф}{I_p \cdot 2} = R_y \quad (19)$$

находим ее момент инерции – см. (17).

Выражение (19) более объяснимо, если ферму рассматривать, как эквивалентную сплошностенчатую балку.

Считая, что момент инерции I_p определяется только с участием площадей поясов фермы, которые условно считаются равными между собой

$$A_{f,в} = A_{f,н} = A_f \,, \quad (20)$$

последовательно запишем:

$$N^n_{\max} = M_{\max} / h_ф \,, \quad (21)$$

$$A_f = \frac{N^n_{\max}}{R_y} \cdot \quad (22)$$

Выражение (22) получено с учетом условия прочности стали:

$$\sigma_{\max} = R_y \cdot \quad (23)$$

Тогда момент инерции I_p фермы при условии абсолютно жесткой ее решетки будет равен:

$$I_p = 2 \cdot A_f \cdot (\frac{h_ф}{2})^2 = \frac{A_f \cdot h_ф^{\,2}}{2} \,, \quad (24)$$

или окончательно с учетом выражений (22) и (21) приходим к выражению (17).

Как видно из (17), выражение (24) скорректировано выше упомянутыми авторами с учетом различных факторов, влияющих на значение момента инерции

эквивалентного ригеля, заменяющего ферму в упрощенной расчетной схеме по рис. 3.

Площадь сечения ригеля [4…6, 8…11] предварительно определяют следующим образом:

$$A_p = \frac{4 \cdot I_p}{h_\phi^2}, \quad (25)$$

где $A_p = 2 \cdot A_f$. (26)

Эта формула вытекает непосредственно из определения момента инерции, записанного для фермы с параллельными поясами и равными их сечениями, а также без учета податливости решетки:

$$I_p = 2 \cdot A_f \cdot (\frac{h_\phi}{2})^2 = A_p \cdot \frac{h_\phi^2}{4}. \quad (27)$$

Момент инерции нижней части ступенчатой колонны, имеющей сквозное сечение, согласно [4…6, 8…11] определяется приближенным выражением:

$$I_1 = \frac{(N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_н^2}{K_1 \cdot R_y}. \quad (28)$$

где $N = V_{q_m} + V_{q_{сн,m}}$ - суммарная вертикальная реакция фермы от постоянной и снеговой предельных расчетных нагрузок; коэффициент K_1 - зависит от шага колонн В: $K_1 = 2{,}2...3{,}0$ при В=6м и $K_1 = 3{,}2...3{,}8$ при В=12м.

Чтобы понять, насколько выражение (28) приближенное, выведем его. Пусть сила N с верхней части колонны передается на ветви нижней части колонны поровну по N/2 (это первая условность). Тогда на подкрановую ветвь будет действовать сила (рис. 5): $N/2 + D_{\max}$. Изгибающий момент, возникающий в сечении нижней части колонны, будет:

$$M = (N/2 + D_{\max}) \cdot b_н = (N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot \frac{b_н}{2}. \quad (29)$$

Записываем условие прочности :

$$\sigma = \frac{M}{I_1} \cdot \frac{b_н}{2} = R_y,$$

откуда находим момент инерции сечения нижней части колонны J_1:

$$I_1 = \frac{M}{R_y} \cdot \frac{b_н}{2}. \quad (30)$$

Подставим в (30) выражение (29), получим:

$$I_1 = \frac{(N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_н^2}{4 \cdot R_y}. \quad (31)$$

Как видим, выражение (31) отличается от выражения (28) значением коэффициента в знаменателе.

Площадь сечения нижней части колонны предварительно определяют из выражения:

$$A_1 = \frac{4 \cdot I_1}{b_н^2}. \quad (32)$$

Эта формула вытекает непосредственно из определения момента инерции, записанного для нижней, двухветвенной, части колонны при условии равенства площадей сечений наружной и подкрановой ее ветвей, а также неучете податливости соединительной решетки:

$$I_1 = 2 \cdot A_в \cdot (\frac{b_н}{2})^2 = A_1 \cdot \frac{b_н^2}{4}. \quad (33)$$

Момент инерции верхней части ступенчатой колонны, определяется из соотношения изгибной жесткости нижней части колонны к верхней:

$$\frac{I_1}{I_2} = K, \quad (34)$$

где $K = \frac{I_1}{I_2} = 5...10$ - по [8]; $K = \frac{I_1}{I_2} = 5...12$ - по [5];
или согласно [4]:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2, \quad (35)$$

где $K_2 = 1{,}2...1{,}6$ - в [4, 6, 9]; $K_2 = 1{,}2...1{,}8$ - в [11].

Посмотрим в цифрах.

Пусть $b_в = 450мм$; $b_н = 1000мм$. По (29) при $K_2 = 1{,}2$ имеем:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2 = \frac{I_1}{1{,}2} \cdot \left(\frac{450}{1000}\right)^2 = 0{,}16875,$$

или $\frac{I_1}{I_2} = 5{,}93$; то же при $K_2 = 1{,}8$:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2 = \frac{I_1}{1{,}8} \cdot \left(\frac{450}{1000}\right)^2 = 0{,}1125,$$

или $\frac{I_1}{I_2} = 8{,}89$.

Пусть $b_в = 700мм$; $b_н = 1250мм$. По

(29) при $K_2 = 1{,}2$ имеем:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2 = \frac{I_1}{1{,}2} \cdot \left(\frac{700}{1250}\right)^2 = 0{,}261, \quad \text{или}$$

$\frac{I_1}{I_2} = 3{,}83 < 5$; то же при $K_2 = 1{,}8$:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2 = \frac{I_1}{1{,}8} \cdot \left(\frac{700}{1250}\right)^2 = 0{,}174, \quad \text{или}$$

$\frac{I_1}{I_2} = 5{,}74$.

Пусть $b_в = 700мм$; $b_н = 1500мм$. По (29) при $K_2 = 1{,}2$ имеем:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2 = \frac{I_1}{1{,}2} \cdot \left(\frac{700}{1500}\right)^2 = 0{,}181, \quad \text{или}$$

$\frac{I_1}{I_2} = 5{,}51$; то же при $K_2 = 1{,}8$:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_в}{b_н}\right)^2 = \frac{I_1}{1{,}8} \cdot \left(\frac{700}{1500}\right)^2 = 0{,}121, \quad \text{или}$$

$\frac{I_1}{I_2} = 8{,}27$.

Как видим, соотношения изгибной жесткости нижней части колонны к верхней у всех авторов попадают в диапазон

$$K = \frac{I_1}{I_2} = 5...10, \qquad (36)$$

который является достаточно широким.

Площадь сечения верхней части колонны предварительно определяют, исходя из того, что центры тяжести полусечений двутавра условно находятся на наружных гранях его поясов:

$$A_2 = \frac{4 \cdot I_2}{b_в^2}, \qquad (37)$$

а величина A_2 в (37) представляет собой только суммарную площадь поясов двутавра, без учета площади сечения стенки.

Что касается изгибных жесткостей горизонтальных участков расчетной схемы поперечной рамы **(**рис. 3, элементы 2-3 и 6-7), то их рекомендуют принимать:

- либо бесконечной жесткости [4],
- либо на 2-3 порядка больше изгибной жесткости нижней части колонны [11].

При этом какие-либо аргументации по этому поводу отсутствуют вообще. Так же в известных источниках нет и рекомендаций по назначению для этих участков жесткостей на растяжение-сжатие.

Следует также отметить, что практически все выше упомянутые авторы [1…3, 5, 6, 8…11] главной задачей при проектировании поперечных рам считают подбор сечений элементов рамы, удовлетворяющих требованиям 1-го предельного состояния. Однако, в соответствии с требованиями [12], не менее главной задачей является обеспечение нормальных условий эксплуатации мостовых кранов, что при расчете поперечной рамы по 2-му предельному состоянию обеспечивается условием ограничения горизонтальных перемещений колонн на уровне головок крановых рельсов. Этому вопросу посвящено несколько строчек в конце Предисловия в [4]. Там же на стр. 429 в примере расчета поперечной рамы приводится упомянутая проверка жесткости рамы, которая не проходит. Далее Е.Н. Примак дает абсолютно верные рекомендации по корректировке поперечных сечений элементов рамы, но, к сожалению, не показывает численно, в какой степени при этом они увеличиваются. Об этом условии жесткости также упоминается в [7].

Выводы.

1. Исходные параметры, необходимые для составления общепринятой упрощенной расчетной схемы однопролетной поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания с жестким примыканием ригеля к колоннам (рис. 3) делятся на две группы: к первой относятся геометрические размеры $h_в$, $h_н$, $h_ф$, $b_в$, $b_н$, L, e_0 (рис. 1…3); ко второй – жесткости элементов рамы на изгиб и растяжение-сжатие.

2. Как следует из выражений (16), (25), (28), (32), (35), (37) параметры первой и второй групп являются взаимозависимыми.

3. Исходные параметры расчетной схемы имеют рекомендательные диапазоны их изменения. При этом в различных источниках они различные. Последнее объясняется значительной степенью приближенности получения соответствующих

выражений для вычисления этих параметров, а также ориентацией на тот, или иной ручной способ расчета поперечной рамы с целью обеспечения максимального его упрощения и сокращения объемов вычислительной работы.

5. Открытым остается ряд вопросов, требующих проведения дополнительных исследований: 1) в какой степени влияет вариация исходных параметров на значения внутренних усилий и деформаций; 2) насколько точным является построение исходной расчетной схемы и будет ли обеспечена сходимость результатов расчета поперечной рамы при последующих уточнениях параметров ее расчетной схемы.

ЛИТЕРАТУРА:

1. Стрелецкий Н.С., Гениев А.Н., Беленя Е.И., Балдин В.А., Лессиг Е.Н. Металлические конструкции.-М., Госстройиздат, 1961.-776с.
2. Шестак Г.А. Стальные конструкции.-М.: Изд. лит.по строит., 1968.-208с.
3. Васильев А.А. Металлические конструкции.-М.: Стройиздат, 1968.-359с.
4. Примак Н.С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий.- К.: Вища школа, 1972.-496с.
5. Муханов К.К. Металлические конструкции: Учеб. для вузов.- М.: Стройиздат, 1978.-572с.
6. Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций: Справ. Пособие.-К.: Будівельник, 1984.-368с.
7. Металлические конструкции. В 3 т. Т.2. Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика) / Под общ. Ред. В.В. Кузнецова (ЦНИИпроектстальконструкция им. Н.П. Мельникова)- М.: изд. АСВ, 1998. - 512 с.
8. Металлические конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов/Г.С. Веденников, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др.-М.: Стройиздат, 1998.-760с.
9. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції: Підручник.-Львів, Світ, 2002.-312с.
10. 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.
11. Нілов О.О., Пермяков В.О., Шимановський О.В., Білик С.І., Лавріненко Л.І., Бєлов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищіх навчальних закладів.-К.: Видавництво «Сталь», 2010.-869с.
12. ДСТУ Б В.1.2.-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування.- К.: Мінбуд України, 2006.- 10с.

УДК 624.014

Перетятько Ю.Г., Агеенко С.Б, Ляшенко И.Ю., Мирадов Б., Мирадов М., Танриверди Э.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ ИСХОДНЫХ ПАРАМЕТРОВ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Постановка проблемы. В [13] в результате проведенного анализа исходных данных, необходимых для формирования расчетной схемы однопролетной поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания с жестко примыкающим к колоннам ригелем, было показано, что большинство исходных величин (исходных параметров) представлены значительными диапазонами их изменения. В то же время в известной литературе [1-11] отсутствуют какие-либо сведения о степени влияния исходных параметров расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние поперечной рамы.

Цель работы – исследовать степень влияния исходных параметров расчетной схемы на напряженно-деформированное состояние однопролетной поперечной