

УДК 624.014

Перетяцько Ю.Г., Агеєнко С.Б., Ляшенко І.Ю., Сувханов М., Салаков А., Тораєв Д.
Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ЗАВИСИМОСТЬ ОТКЛОНЕНИЯ ГОЛОВКИ РЕЛЬСА ОТ ВИДА РАСЧЕНОЙ СХЕМЫ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ СТАЛЬНОГО КАРКАСА

Постановка проблемы. В известной литературе [1-3, 5, 6, 8-11] расчет поперечной рамы стального каркаса включает в себя: построение упрощенной расчетной схемы поперечной рамы; ее статический расчет; подбор сечений верхней и нижней частей ступенчатой колонны, а также фермы покрытия, и их проверки на прочность и устойчивость по 1-му предельному состоянию. Однако, в соответствии с требованиями [12], не менее важной 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 приведена упомянутая проверка жесткости рамы, которая показала, что деформативность колонны на уровне головки кранового рельса оказалась выше предельно допустимой. 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].

Цель работы. Исследование деформативности поперечной рамы стального каркаса одноэтажного производственного здания в зависимости от вида ее расчетной схемы.

Решение задачи. В табл. 2 [17] приведены результаты статического расчета поперечной рамы от действия предельных расчетных нагрузок согласно 1-му предельному состоянию с использованием двух ее упрощенных расчетных схем (рис. 1),

которые отличались между собой значениями жесткостей ригелей.

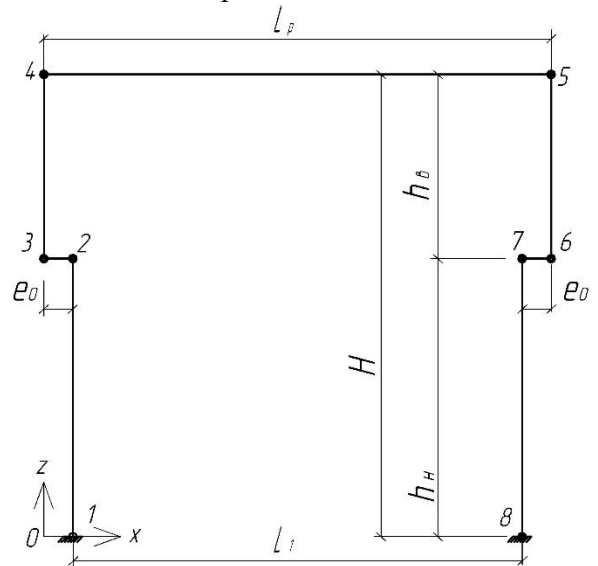


Рис. 1. Расчетная схема поперечной рамы (без нагрузок) с нумерацией узлов.

В первом случае жесткости ригеля подсчитывались по следующим выражениям [6, 14]:

$$EI_p = E \cdot \frac{M_{\max} \cdot h_{\phi}}{2 \cdot R_y} \cdot 1.15 \cdot \mu, \quad \mu = 0,9; \quad (1)$$

$$EA_p = E \cdot \frac{4 \cdot I_p}{h_{\phi}^2},$$

$$h_{\phi} = 3,75 \text{ м} - \text{высота фермы.} \quad (2)$$

Для второй расчетной схемы уточненные значения жесткостей ригеля согласно [17] определялись следующим образом:

$$EI_{p, \text{эkv}} = EI_p \cdot \mu \cdot k_2 = E \cdot (A_{f, \text{в}} \cdot z_{\text{в}}^2 + A_{f, \text{н}} \cdot z_{\text{н}}^2) \cdot \mu \cdot k_2 \quad (3)$$

$$EA_{p, \text{эkv}} = E \cdot (A_{f, \text{в}} + A_{f, \text{н}}), \quad (4)$$

где $A_{f, \text{в}}$, $A_{f, \text{н}}$ - площади сечений верхнего и нижнего поясов фермы; $z_{\text{в}}$, $z_{\text{н}}$ - расстояния от центра тяжести сечения фермы (от центральной оси фермы) соответственно до верхнего и нижнего поясов фермы; μ ,

k_2 - уточненные коэффициенты, учитывающие податливость решетки и разгрузку ригеля опорными рамными моментами [17].

Жесткости нижних и верхних частей колонн в обоих случаях вычислялись по следующему общепринятым зависимостям:

$$EI_1 = E \cdot \frac{(N + 2 \cdot D_{\max}) \cdot b_n^2}{K_1 \cdot R_y}, \quad EA_1 = E \cdot \frac{4 \cdot I_1}{b_n^2}, \quad (5)$$

$$EI_2 = E \cdot \frac{I_1}{K_2} \cdot \left(\frac{b_g}{b_n} \right)^2, \quad EA_2 = E \cdot \frac{4 \cdot I_2}{b_g^2}. \quad (6)$$

Обозначение величин, входящих в (5), (6) приведены в [13].

С использованием исходных данных для расчета поперечной рамы, приведенных в [17], значения жесткостей, вычисленных по (1)...(6), равны:

$$EI_p = 0.0418 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$EA_p = 0.0119 \cdot 10^8 \text{ кН}; \quad (7)$$

$$EI_{p, \text{экс}} = 3,392 \cdot 10^6 \text{ кНм}^2;$$

$$EA_{p, \text{экс}} = 1,58 \cdot 10^6 \text{ кН}; \quad (8)$$

$$EI_1 = 0.0155 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2; \quad EA_1 = 0.039 \cdot 10^8 \text{ кН};$$

$$EI_2 = 0.00412 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$EA_2 = 0.0258 \cdot 10^8 \text{ кН}. \quad (9)$$

Значения жесткостей, приведенные в (7), использованы в расчетной схеме первого случая, а приведенные в (8), - в расчетной схеме второго случая.

Поперечные сечения частей колонн рамы, подобранные по усилиям, полученным в результате статического ее расчета в первом случае, обеспечили прочность и устойчивость колонн по увеличенным значениям усилий, полученным в результате статического расчета рамы во втором случае ([17], табл. 3).

В соответствии с требованиями [12], для обеспечения нормальных условий эксплуатации мостовых кранов отклонение головки кранового рельса ограничивается условием:

$$\Delta = \frac{h}{1000} = \frac{15800}{1000} = 15,8 \text{ мм}, \quad (10)$$

где h – расстояние от верха фундамента до уровня головки рельса; у нас $h=14800+1000=15800$ мм, 14,800мм – от-

метка уровня головки рельса; -1,000 – отметка верха фундамента.

В соответствии с требованиями 2-го предельного состояния выполнены деформационные расчеты поперечной рамы для рассмотренных выше обоих случаев расчетных схем от действия эксплуатационных расчетных нагрузок. При этом, горизонтальные поперечные крановые нагрузки на колонны рамы в соответствии с [18] задавались в расчетных схемах от действия одного крана.

В результате максимальное горизонтальное перемещение колонны Δ_r на уровне головки кранового рельса оказалось равным: $\Delta_2 = 14,23$ мм- для 1-го случая расчетной схемы; $\Delta_2 = 15,26$ мм- для 2-го случая. Как видим, в обоих случаях условие (10) выполняется.

Поскольку эти результаты получены с использованием предварительных значений жесткостей элементов поперечной рамы, необходимо произвести аналогичные расчеты, но с реальными жесткостями частей колонн, соответствующими их принятым поперечным сечениям:

$$EI_1 = 0,012 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2; \quad EA_1 = 0,0345 \cdot 10^8 \text{ кН};$$

$$EI_2 = 0,0026 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$EA_2 = 0,0342 \cdot 10^8 \text{ кН}, \quad (11)$$

а также с корректировкой значения эксцентриситета e_0 расчетной схемы (рис. 1) с $e_0 = 0,225$ м на $e_0 = 0,144$ м. В свою очередь из соотношения [15]:

$$e_k = b_n - (0,5 \cdot b_g + e_0) = 1,25 - (0,5 \cdot 0,706 + 0,144) = 0,753 \text{ м}, \quad (12)$$

где значение b_g также скорректировано с $b_g = 0,8$ м, заданного первоначально, на $b_g = 0,706$ м, полученного в результате компоновки сечения верхней части колонны. Соответственно, вносим коррективы в значения крановых нагрузок, прикладываемым к расчетным схемам (рис. 2):

$$M_{e, \max} = D_{e, \max} \cdot e_k = 851,81 \cdot 0,753 = 641,41 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{e, \min} = D_{e, \min} \cdot e_k = 330,0 \cdot 0,753 = 248,5 \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (13)$$

Соответствующие поперечные горизонтальные крановые нагрузки на колонны рамы (рис. 3) равны:

$$H_{e,z,max} = 82,7кН,$$

$$H_{e,z,min} = 0.5 \cdot H_{e,z,max} = 41,35кН. \quad (14)$$

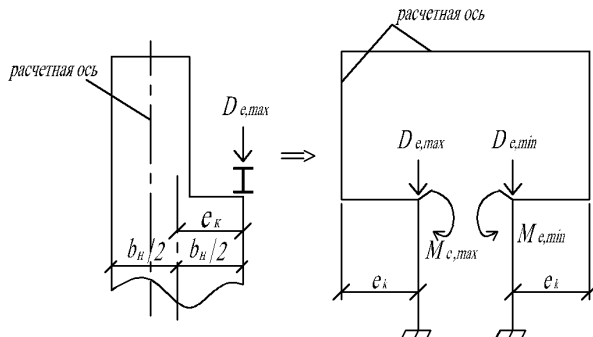


Рис. 2. Расчетная схема рамы при вертикальных крановых нагрузках на раму в случае действия $D_{e,max}$ на левую колонну: e_k - эксцентриситет действия $D_{e,max}$ по отношению к расчетной оси нижней части колонны.

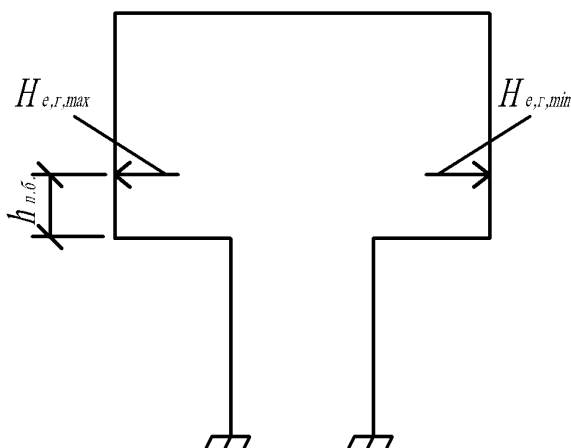


Рис. 3. Горизонтальные крановые нагрузки на раму.

В результате расчета поперечной рамы с использованием обоих случаев ее расчетных схем с учетом реальных жесткостей частей колонн, получены следующие результаты: максимальные горизонтальные перемещения колонны Δ_r на уровне головки кранового рельса оказались равными: $\Delta_r = 15,25мм$ - для 1-го случая расчетной схемы; $\Delta_r = 16,51мм$ - для 2-го случая. Как видим, во втором случае условие (10) не выполняется.

В то же время учет реальных жесткостей частей колонн (11) в обоих случаях расчетных схем поперечной рамы привел

к незначительным уменьшениям усилий в элементах рамы, благодаря чему их прочность и устойчивость оказалась, по-прежнему, обеспеченной.

Учитывая, что выражение (3) для изгибной жесткости эквивалентного ригеля поперечной рамы, не включает в себя какое-либо условие, отражающее деформации колонн в составе поперечной рамы, заменим эквивалентный ригель фермой с реальными жесткостями ее элементов, образовав расчетную схему рамы (рис. 4), аналогичную предложенной в [17], отличающуюся от последней реальными жесткостями колонн (11).

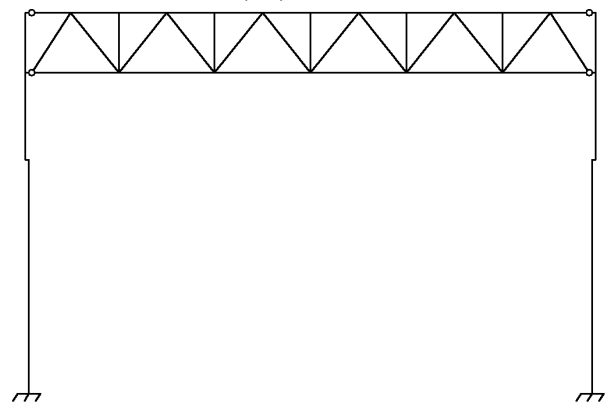


Рис. 4. Расчетная схема поперечной рамы с ригелем в виде фермы, жестко сопряженной с колоннами.

Результаты расчета рамы с использованием расчетной схемы по рис. 4 следующие: 1) значения изгибающих моментов в частях колонн и, соответственно, напряжений уменьшились по сравнению со всеми предыдущими расчетами рамы от действия предельных расчетных нагрузок; 2) максимальное горизонтальное перемещение колонны на уровне головки кранового рельса оказалось равным: $\Delta_r = 18,4мм$, т.е. возросло по сравнению с предыдущими деформационными расчетами.

Сравнивая деформационные картины (рис. 5, 6) рассмотренных расчетных схем поперечной рамы, видим, что внешне они весьма близки. В то же время количественные значения горизонтального перемещения узла левого конца нижнего пояса $\Delta_r^{н.п}$ для всех трех случаев расчетных схем различны:

$\Delta_2^{n.n} = 6,3\text{мм}$ - для 1-го случая (рис. 5);

$\Delta_2^{n.n} = 6,29\text{мм}$ - для 2-го случая (рис. 5);

$\Delta_2^{n.n} = 13,09\text{мм}$ - для 3-го случая (рис. 6).

Повышенная деформативность нижнего пояса фермы (рис. 6) оказывает дополнительное влияние на горизонтальное перемещение левой колонны на уровне головки кранового рельса.



Рис. 5. Деформированная схема поперечной рамы с реальными жесткостями колонн в ее расчетной схеме

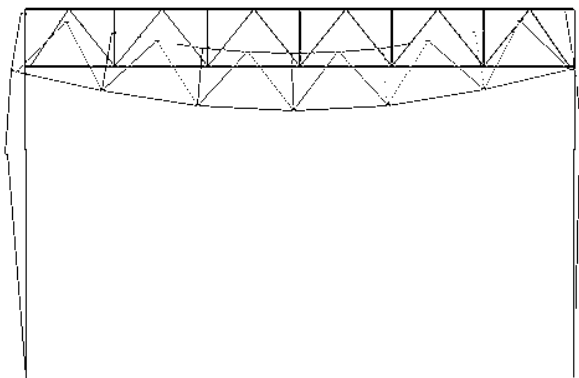


Рис. 6. Деформированная схема поперечной рамы с реальными жесткостями колонн и фермы в ее расчетной схеме

Расчетная схема поперечной рамы по рис. 6 безусловно является более близкой к реальной, чем упрощенные расчетные схемы (рис. 1, 5). В то же время жесткости нижней части колонны и горизонтальных вставок (рис. 1, элементы 2-3 и 6-7) могут быть уточнены при построении еще более точных расчетных схем, представленных на рис. 7, 8. Они позволяют достаточно точно учитывать податливость соединяющей решетки нижней части колонны, а также жесткости траверсы, соединяющей верхнюю часть колонны с нижней.

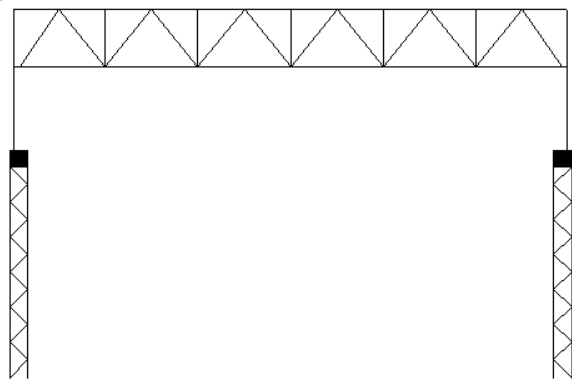


Рис. 7. Расчетная схема поперечной рамы со сквозной нижней частью и конечно элементной траверсой.

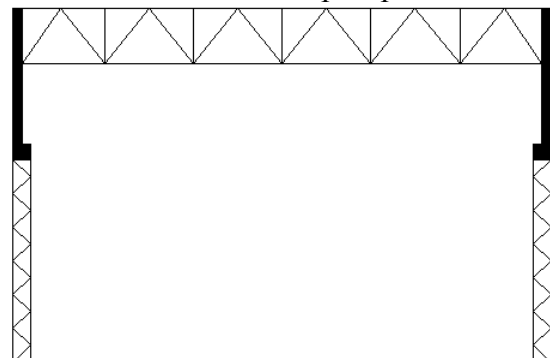


Рис. 8. Расчетная схема поперечной рамы со сквозной нижней частью и конечно элементными верхней частью колонны и траверсой.

На рис. 9, 10 представлены деформационные картины поперечной рамы, полученные в результате расчетов с использованием расчетных схем по рис. 7,8.

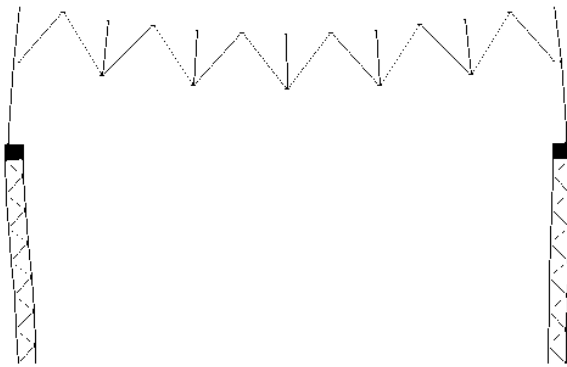


Рис. 9. Деформированная схема поперечной рамы со сквозной нижней частью и конечно элементной траверсой.

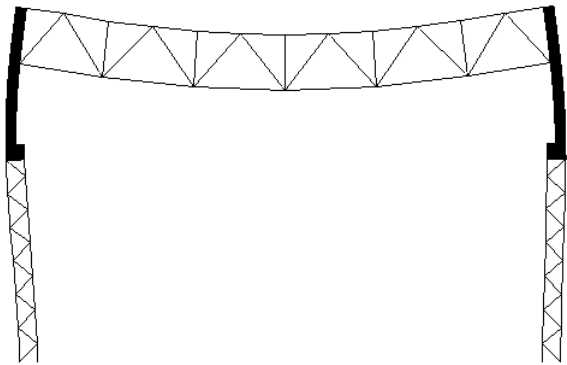


Рис. 10. Деформированная схема поперечной рамы со сквозной нижней частью и конечно элементными верхней частью колонны и траверсой

При этом, максимальное горизонтальное перемещение колонны на уровне головки кранового рельса оказалось равным: $\Delta_z = 19,75\text{мм}$ - для расчетной схемы по рис. 9; $\Delta_z = 19,68\text{мм}$ - для расчетной схемы по рис. 10.

Поскольку условие (10) не выполняется, необходимо повышать жесткость системы в целом, которая в свою очередь зависит от жесткостей элементов рамы.

Исследования показали, что увеличение изгибной жесткости ригеля незначительно уменьшает величину горизонтального перемещения колонны на уровне головки кранового рельса. Увеличение изгибной жесткости верхней части колонн даже в 2 раза - не обеспечивает условие жесткости (10). Необходимо увеличивать

изгибную жесткость нижней части колонн либо путем увеличения сечений ветвей, либо увеличением расстояния между ветвями.

В нашем примере выполнение условия жесткости (10) достигнуто путем увеличения поперечных сечений верхней и нижней частей колонны, не претендующем на оптимальность (рассмотрение данной проблемы выходит за рамки статьи). Верхняя часть колонны: сварной двутавр с размерами полок 220x18мм и стенки 670x13мм заменен сварным двутавром с размерами полок 250x22мм и стенкой 670x15мм. Подкрановая ветвь: прокатный двутавр 40Б2 заменен на прокатный двутавр 40Ш1. Наружная ветвь: сварной швеллер с полками из 2-х равнополочных уголков 150x15 и стенкой из листа 360x8мм заменен на сварной швеллер с полками из 2-х равнополочных уголков 180x20 и стенкой из листа 360x18мм. Траверса, соединяющая участки колонны: из листа 1000x15мм заменена листом 1000x20мм. При этом, максимальное горизонтальное перемещение колонны на уровне головки кранового рельса оказалось равным:

$\Delta_z = 15,65\text{мм} < 15,8\text{мм}$ - условие жесткости (10) выполнено.

Выводы.

1. Исследование деформативности однопролетной рамы показало, что обеспечение прочности и устойчивости ее элементов в соответствии с 1-ым предельным состоянием не является главным условием для окончательного назначения размеров их поперечных сечений. Главным фактором выступает условие ограничения максимального от всех возможных комбинаций нагрузок на раму горизонтального перемещения колонны на уровне головки кранового рельса, т.е. обеспечения жесткости поперечной рамы, необходимой для нормальных условий эксплуатации мостовых кранов.

2. Значения горизонтальных перемещений колонны на уровне головки кранового рельса зависят от степени приближения расчетной схемы поперечной рамы к реальному деформированию ее под нагруз-

зкой. К таким расчетным схемам относятся, представленные на рис. 7, 8. Однако, будучи статически неопределимыми, они требуют предварительного задания жесткостей значительного количества их элементов, что реализовать на начальной стадии расчета рамы практически невозможно.

3. Расчетная схема рамы, представленная на рис. 4, значительно более упрощенная, поскольку имеет небольшое количество элементов. В то же время ее ригель в виде предварительно рассчитанной по балочной схеме фермы с уже реальными жесткостями ее элементов обладает повышенной изгибной жесткостью, что в свою очередь ведет к существенному уменьшению значений изгибающих моментов в колоннах и на стадии подбора их сечений играет отрицательную роль.

4. Поэтому начальный расчет поперечной рамы следует начинать с использованием наиболее упрощенных расчетных схем, представленных на рис. 1, т.е. либо традиционной, либо с уточненным по изгибной жесткости эквивалентным ригелем, методика вычисления которой предложена в [17]. Даная расчетная схема, по мнению авторов, обеспечивает наиболее близкое приближение размеров поперечных сечений участков колонн, обеспечивающих их прочность и устойчивость.

5. Проверку деформативности колонны по условию ограничения ее максимального горизонтального перемещения на уровне головки кранового рельса, определяемого из расчета рамы в соответствии со 2-ым предельным состоянием на действие эксплуатационных расчетных нагрузок, можно предварительно выполнять с использованием расчетной схемы поперечной рамы, представленной на рис. 4, поскольку в ней можно достаточно просто варьировать жесткостями участков колонн, либо с использованием расчетной схемы, представленной на рис. 7. При этом во всех случаях необходимо уточнять смещение центральных осей верхней и нижней частей колонны, а в расчетной схеме по рис. 4 – также соответственно корректировать значения сосредоточенных моментов, связанных с вертикальными крановыми нагрузками на раму.

6. Заключительный поверочный деформационный расчет поперечной рамы следует выполнять с использованием ее наиболее уточненной расчетной схемы, представленной на рис. 8.

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 (ЦНИИ-проектстальконструкция им. Н.П. Мельникова)- М.: изд. АСВ, 1998. - 512 с.
8. Металлические конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов/Г.С. Ведеников, 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., Белов І.Д., Володимирський В.О. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих 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.
13. Перетяцько Ю.Г., Агеенко С.Б, Ляшенко И.Ю., Мамметгулиев М., Доан Ван Х., Текепалванов А. Об исходных параметрах расчетной схемы поперечной рамы стальной

- ного каркаса одноэтажного производственного здания// Науковий вісник будівництва. Харків: ХНУБА, 2016. - №2(84). С. 147-153.
14. Перетяцько Ю.Г., Чередник Д.Л., Яровой С.Н., Агеенко С.Б., Ляшенко И.Ю. Проектирование и расчет стального каркаса одноэтажного производственного здания. Учебное пособие.-Х.: ХНУСА. 2016.- 136с.
 15. Перетяцько Ю.Г., Агеенко С.Б., Ляшенко И.Ю., Мирадов Б., Мирадов М., Танриверди 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. 153-159.
 16. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014.- 198с.
 17. Перетяцько Ю.Г., Агеенко С.Б., Ляшенко И.Ю., Оралов Ш., Аманмирадов 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(80). С. 160-167.
 18. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.- К.: Мінрегіонбуд України, 2006.- 59с.

УДК 624.072

Перетяцько Ю.Г., Чередник Д. Л., Агеенко С.Б., Ляшенко И.Ю., Сидорчук А.В., Бояринцев Д.А.

Харьковский национальный университет строительства и архитектуры

ВЛИЯНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ ФАКТОРОВ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПОДКРАНОВОЙ КОНСТРУКЦИИ

Постановка проблемы. В известной литературе [1-7] отсутствуют какие-либо специальные указания по выполнению проверок местной устойчивости стенок подкрановых балок, укрепленных промежуточными поперечными ребрами, учитывающие подвижность системы грузов, действующих на подкрановые балки. В частности, от каких положений грузов, в каких отсеках балок и как происходит местная потеря устойчивости стенки? Влияет ли деформативность тормозных балок на местную устойчивость стенки? Как влияют такие конструктивные особенности, как односторонние, либо двухсторонние промежуточные поперечные ребра и их геометрические размеры на местную устойчивость стенки подкрановой балки? В [8-10] для конкретной конструкции подкрановой балки пролетом 12м были получены отдельные результаты по данной проблеме.

Цель работы. Заключается в исследовании влияния на местную устойчивость

стенки подкрановой балки: деформативности тормозной балки; устройства односторонних, либо двухсторонних, промежуточных поперечных ребер жесткости, а также их геометрических размеров.

Объектом исследования является сварная разрезная подкрановая балка пролетом 6м несимметричного двутаврового сечения с уширенным верхним поясом и тормозной балкой (рис.1). Балка рассчитана на действие 2-х сближенных мостовых кранов грузоподъемностью Q=1000/200кН среднего режима работы 4К-6К. Пролет здания 24м. Материал балки – сталь марки С 255 с расчетным сопротивлением $R_y=24\text{кН/см}^2$.

Окончательно принятые размеры поперечного сечения балки (рис. 1) следующие: $t_w=1,2\text{см}$, $h_w=120\text{см}$; $b_{f,в}=40\text{см}$, $b_{f,н}=20\text{см}$; $t_f=1,6\text{см}$; высота балки $h=123,2\text{см}$. Промежуточные поперечные ребра установлены с шагом 2,0м и не до-