СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

УДК 624

С.С. Айвазян, Е.С. Беденко
ВКГТУ, Усть-Каменогорск

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СПЛОШНОСТЕНЧАТОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ НАИМЕНЬШЕГО ВЕСА

В [1] построена эпюра изгибающих моментов в симметричной статически неопределимой раме как от действия вертикальной, так и горизонтальной нагрузок.

Моменты в характерных сечениях выражены через n, m, L, H, $q^{в}$, $q^{г}$,

где $n=\frac{L}{H}$; $m=\frac{J_p}{J_{ст}}$; L – пролет рамы; H – высота рамы; $q^{в}$ – расчетная погонная нагрузка от вертикальной нагрузки ($q^{в}=q'\cdot a$; q' – расчетная вертикальная нагрузка от веса покрытия и снега на площади 1 м^2, a – шаг поперечных рам); $q^{г}$ – расчетная погонная нагрузка от воздействия ветра ($q^{г}=q''\cdot a$; q'' – расчетная ветровая нагрузка на площадь 1 м^2).

На рис. 1, б приведена эпюра изгибающих моментов от действия ветровой нагрузки слева, но она может действовать и справа. Так как ветровая нагрузка относится к категории временной нагрузки, то при подборе сечений следует определить экстремальные изгибающие моменты, то есть

$$M^{\max}=M_{пост}+M_{вр}^{(+)};\qquad M^{\min}=M_{пост}+M_{вр}^{(-)}.$$

При определенном значении n и m наибольший пролетный (положительного знака) момент окажется равным наибольшему опорному моменту (отрицательного знака).

Пусть $L=18$ м, $H=6$ м, $q'=360$ кг/м^2, $q''=16{,}2$ кг/м^2, $a=6$ м.

Тогда

$$\frac{(2\cdot m+3)\cdot 360\cdot 6\cdot 18^2}{8\cdot(2\cdot m+9)}-\frac{m\cdot 16{,}2\cdot 6\cdot 6^2}{32\cdot(2\cdot m+9)}=\frac{3\cdot 360\cdot 6\cdot 18^2}{4\cdot(2\cdot m+9)}+\frac{(29\cdot m+126)\cdot 16{,}2\cdot 6\cdot 6^2}{32\cdot(2\cdot m+9)}$$

или $800\cdot(2\cdot m-3)=29\cdot m+129$, отсюда $m=1{,}61$, т.е. $\frac{J_p}{J_{ст}}=1{,}61$.

Итак, решена одна немаловажная задача, т.е., определено соотношение изгибных жесткостей ригеля и стойки.

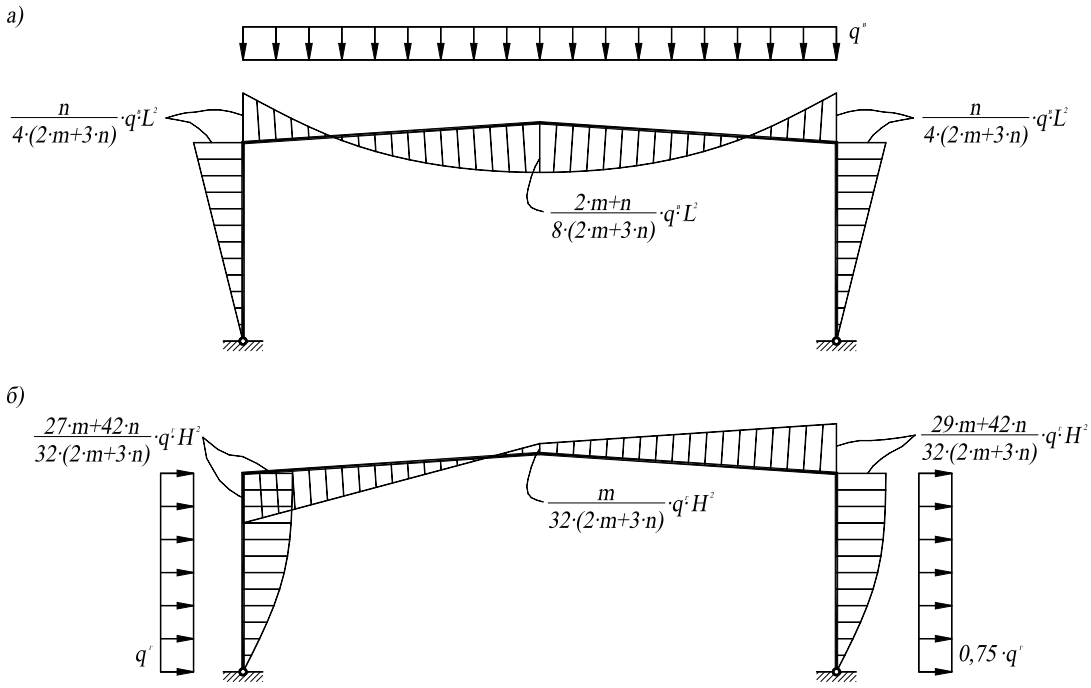

Рисунок 1 – Эпюры изгибающих моментов М от загружений: а – от действия вертикальной нагрузки; б – от действия горизонтальной нагрузки

Далее определим положение нулевых сечений в пределах ригеля, приравнивая выражение изгибающего момента по ригелю нулю

$$M_z = \frac{q^в \cdot L \cdot z}{2} - \left(\frac{n \cdot q^в \cdot L^2}{4 \cdot (2 \cdot m + 3 \cdot n)} - \frac{(29 \cdot m + 42 \cdot n) \cdot q^г \cdot H^2}{32 \cdot (2 \cdot m + 3 \cdot n)} \right) - \frac{q^в \cdot z^2}{2} = 0.$$

При $n = \frac{L}{H} = \frac{18}{6} = 3$ и $m = \frac{J_p}{J_{ст}} = 1{,}61$ получим $z^2 - 18 \cdot z + 41{,}2 = 0.$

Отсюда $z_1 = 2{,}7$ м и $z_2 = 15{,}3$ м.

Максимальный изгибающий момент на опорах и в пролете (при $n = 3$ и $m = 1{,}61$) окажется равным 44 500 кг·м.

На рисунке 2 приведены характерные сечения поперечной рамы (3 и 5 – нулевые).

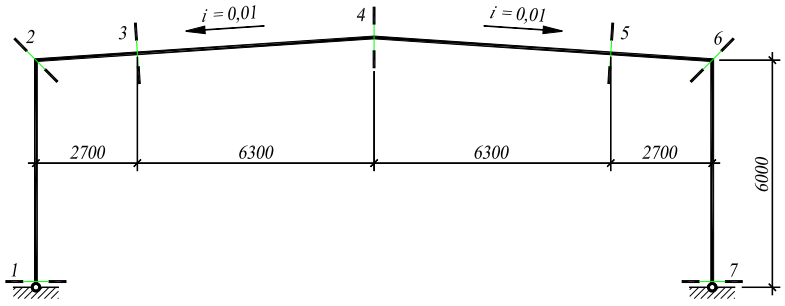

Рисунок 2 – Характерные сечения поперечной рамы

Экстремальные значения изгибающих моментов

Сечение	$M_{пост}$	$M_{кр}$		M^{max}	M^{min}
		Слева	Справа		
Пролетное	$\frac{(2\cdot m+n)\cdot q^{e}\cdot L^{2}}{8\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	$\frac{m\cdot q^{'}\cdot H^{2}}{32\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	$\frac{m\cdot q^{'}\cdot H^{2}}{32\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	$\frac{(2\cdot m+n)\cdot q^{e}\cdot L^{2}}{8\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}-\frac{m\cdot q^{'}\cdot H^{2}}{32\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	—
Опорное	$\frac{n\cdot q^{e}\cdot L^{2}}{4\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	$\frac{(27\cdot m+42\cdot n)\cdot q^{'}\cdot H^{2}}{32\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	$\frac{(29\cdot m+42\cdot n)\cdot q^{'}\cdot H^{2}}{32\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$	—	$\frac{n\cdot q^{e}\cdot L^{2}}{4\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}+\frac{(29\cdot m+42\cdot n)\cdot q^{'}\cdot H^{2}}{32\cdot(2\cdot m+3\cdot n)}$

При $n = 3$ и $m = 1{,}61$ экстремальные значения внутренних усилий при невыгоднейшем загружении в характерных сечениях будут равны:

$M_{1-2} = 0,\ M_{2-1} = M_{2-3} = -44\,500$ кг·м, $M_{3-2} = M_{3-4} = 0,\ M_{4-3} = M_{4-5} = 44\,500$ кг·м,

$M_{6-5} = M_{6-7} = -44500$ кг·м;

$Q_{1-2} = -7\,635$ *кг*, $Q_{2-1} = -7\,198$ *кг*, $Q_{2-3} = 19\,440$ *кг*, $Q_{3-2} = 13\,608$ *кг*, $Q_{3-4} = Q_{4-3} =$

$= -170$ *кг*, $Q_{6-5} = -19\,780$ *кг*, $Q_{5-6} = -13\,948$ *кг*, $Q_{6-7} = 7\,236$ *кг*, $Q_{7-6} = 7\,635$ *кг;*

$N_{1-2} = N_{2-1} = -19\,440$ *кг*, $N_{2-3} = N_{3-4} = N_{4-5} = N_{5-6} = -7\,200$ *кг*,

$N_{6-7} = N_{6-5} = -19\,780$ *кг*.

Как известно, при изгибе форма поперечного сечения играет большую роль в обеспечении прочности и жесткости. Рациональны те формы поперечного сечения, у которых основная часть площади удалена как можно дальше от нейтральной линии (оси). Таким сечением является двутавр. Меняя только высоту стенки, можно добиться желаемой изгибной жесткости. Для сечений 1, 3, 5 и 7 размеры двутавра подбираются по продольной и поперечной силам, а для сечений 2, 4 и 6 – по изгибающему моменту, продольной и поперечной силам.

На рис. 3, а приведено рациональное размещение материала поперечной рамы, а на рисунке 3, б – размеры поперечных сечений.

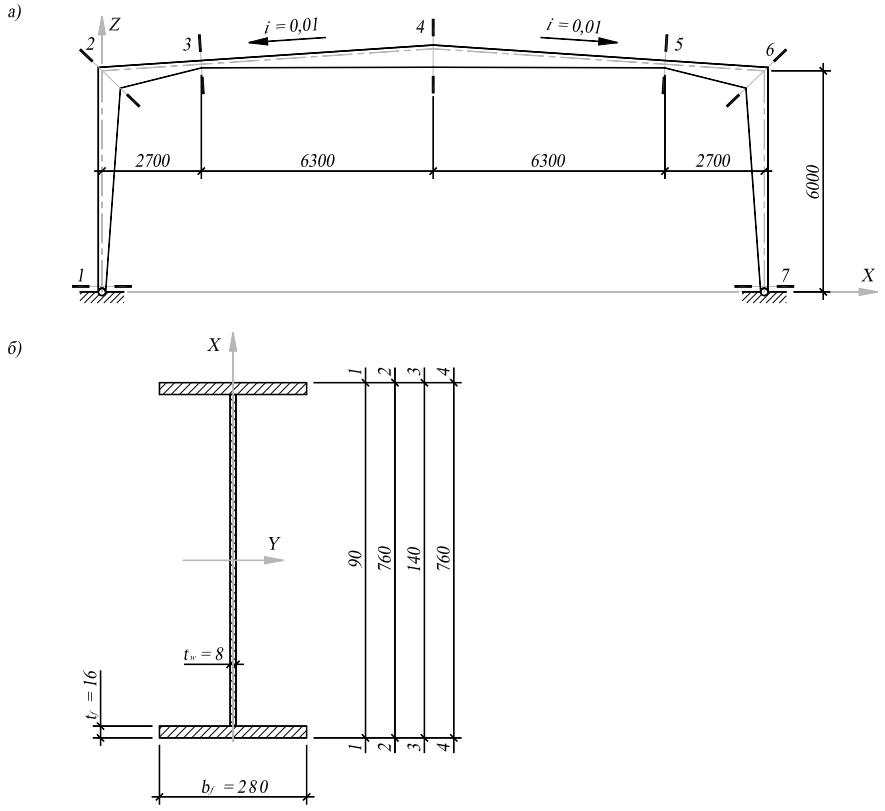

Рисунок 3 – Общий вид поперечной рамы: а – рациональное размещение материала; б – попереч-

ное сечение элементов

Размеры поперечного сечения стальных элементов сплошностенчатой рамы подбираем на персональном компьютере с помощью программы для расчета и проектирования стальных конструкций «Кристалл», входящей в программно-вычислительный комплекс для расчета и проектирования конструкций «Scad», в основе которого лежит метод конечных элементов, реализованный в форме перемещений. При подборе сечений были соблюдены условия прочности и устойчивости элементов рамы (ригель закреплен из плоскости рамы в сечениях 2-2, 4-4 и 6-6).

Сечение сварного двутаврового ригеля определяем по минимальному моменту сопротивления $W_{\min}^{mp} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}$ и оптимальному распределению площади сечения между стенкой A_w и полкой A_f в зависимости от гибкости стенки $\frac{h_w}{t_w}$. Наивыгоднейшее распределение площади сечения симметричной балки получаем при соотношении $\frac{h_w}{t_w} = 100 \div 150.$

Чем тоньше стенка, тем экономичнее ригель. Это объясняется тем, что изгибающий момент на 85 % воспринимается работой полок и лишь на 15 % – стенкой. Поперечная же сила, возникающая в ригеле, почти полностью воспринимается работой стенки.

При выборе высоты сварного ригеля, как правило, анализируют три величины: оптимальную высоту h_{opt}, при которой масса балки получается минимальной; минимальную высоту $h_{\min}$, при которой сечение удовлетворяет требованию жесткости (второе предельное состояние) при полном использовании прочности материала (первое предельное состояние); максимальную высоту $h_{\max}$, которая возможна в пределах заданной строительной высоты перекрытия.

$$h_{opt} \approx \begin{cases} (5{,}5 \div 6{,}5) \cdot \sqrt[3]{W_{\min}^{mp}}, \\ 1{,}15 \cdot \sqrt{\frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c \cdot t_w}}, \end{cases} \qquad h_{\min} \approx \frac{\ell \cdot n_0}{4800} \cdot \frac{1}{\gamma_q},$$

где $R_y = 2450\ {}^{\text{кгс}}\!/_{\text{см}^2}$ – расчетное сопротивление при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального проката для стальных элементов рамы;

$\gamma_c = 1$ – коэффициент условий работы;

$\ell = 18$ м – пролет рамы;

$\left[\frac{1}{n_0}\right] = \frac{1}{275}$ – предельный относительный прогиб;

$\gamma_q = 1{,}3$ – усредненный коэффициент надежности по нагрузке.

Затем определяем минимально необходимую толщину стенки ригеля из условия наибольших касательных напряжений в сечении с максимальной поперечной силой по формуле $t_{w,\min} = \frac{3 \cdot Q}{2 \cdot h_{opt} \cdot R_s}$,

где $R_s = 0{,}58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0{,}58 \cdot R_y = 0{,}58 \cdot 2450 = 1421 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$ – расчетное сопротивление при сдвиге широкополосного универсального проката для стальных элементов рамы.

Окончательно высоту сечения принимаем из условия $h_{\min} \le h = h_{opt} - 0{,}1 \cdot h_{opt}$.

После этого назначаем высоту стенки ригеля h_w и толщину стенки t_w, учитывая, что толщина двух полок ориентировочно будет равна $4 \cdot t_w$.

Минимально необходимую площадь сечения одного пояса ригеля, исходя из необходимости восприятия расчетного изгибающего момента, определяем по формуле $A_f = \frac{3 \cdot M_{\min}}{4 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot h}$. Ширину пояса определяем по формуле $b_f = \frac{A_f}{2 \cdot t_w}$.

При этом следует учитывать конструктивные требования по удобству закрепления ригеля ($b_f \ge 180$ мм) и обеспечению общей устойчивости ригеля:

$b_f \ge \left(1/3 \div 1/5\right) \cdot h$, а также требования по обеспечению местной устойчивости выступающей части пояса $b_f \le 30 \cdot t_f \cdot \sqrt{210/R_y}$.

Сечения элементов стоек принимаются исходя из действия поперечной силы, а также совместного воздействия момента и продольной силы. Ширина полки двутавра стойки рамы принята равной ширине полки двутавра ригеля.

Результаты подбора размеров поперечного сечения элементов сплошностенчатой рамы представлены на рис. 3, б.

Список литературы

1. Айвазян С.С. Расчет поперечных рам с элементами плавнопеременного, ступенчатого и постоянного поперечного сечения: Метод. пособие. – Усть-Каменогорск, 2006.

Получено 2.10.08