

УДК 69.04

ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАГРУЗОК ОТ НЕТОЧНОСТЕЙ МОНТАЖА ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КАРКАСОВ ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ (НА ПРИМЕРЕ ПАРК-ОТЕЛЯ «ГУДВИН» В Г. КЕМЕРОВО)

Ю.А. Шереметова, студентка гр. СК-101, V курс

Научный руководитель: В.В. Катюшин, к.т.н.

Кузбасский государственный технический университет имени Т.Ф. Горбачева
г. Кемерово

Элементы общей связевой системы высотного здания помимо нагрузок от ветра, кранов, сейсмики должны воспринимать дополнительные усилия, возникающие в сжатых элементах в направлении, перпендикулярном их оси, при отклонении оси стержня от вертикали из-за неточностей монтажа. В действующих нормах [1, 2] эти усилия называются *условной поперечной силой* и обозначаются как Q_{fic} . Для высотных зданий определяющими могут становиться не вертикальные, а горизонтальные нагрузки, в число которых входит Q_{fic} . Цель исследования: на примере объекта «Парк-отель «Гудвин» в г. Кемерово» рассчитать нагрузки от раскрепляемых элементов по нескольким существующим методикам; сравнить усилия и определить, какая из методик является оптимальной для практических расчетов. Для сравнения рассчитаем поперечные силы Q_{fic} тремя способами: 1) по действующим российским нормам; 2) по методике, предложенной в работе [4]; 3) по европейским нормам [5].

Гостиница представляет собой 13-этажное здание с размерами в плане 21,9×18 м. Высота по отметке покрытия 45,6 м. Основные несущие конструкции – жесткие рамы из сварных двутавров с шагом 6 м по буквенным осям. По цифровым осям балки примыкают к колоннам шарнирно, горизонтальные нагрузки воспринимаются жесткими рамами в осях Г-Г\2, 7; Г-Г\2, 10 (рис. 1).

Принятая расчетная схема предполагает раскрепление колонн рамы из плоскости в уровне каждого этажа. Согласно действующим нормам [1, 2] стержни, предназначенные для уменьшения расчетной длины, должны быть рассчитаны на условную поперечную силу, определяемую по формуле:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) N / \varphi \quad (1)$$

Для оценочного расчета связевой рамы примем некоторые допущения в расчетной схеме:

1) сжимающие силы в колоннах определяются от расчетных нагрузок: постоянная – 680 кг/м²; полезная – 240 кг/м²; вес наружных стен – 2500 кг/м;

2) сечения колонн приведены к двум группам: первая – ниже монтажного стыка на отм. + 23.000 с габаритами: стенка 485×(12...16), полки 485×(22...36); вторая – выше монтажного стыка с габаритами: стенка

485×(10...12); полки 360×(12...22). Толщина стенки незначительно влияет на коэффициент продольного изгиба при проверке устойчивости из плоскости φ_y (в пределах 1,5%), поэтому для каждой группы принимается наименьшее значение: для первой группы $\varphi_y = 0,931$, $\bar{\lambda}_y = 1,02$; для второй группы $\varphi_y = 0,874$; $\bar{\lambda}_y = 1,45$;

3) все элементы отклоняются в одну сторону. Это допущение принимается из расчета того, что такая форма начального отклонения наиболее неблагоприятна для связевой рамы, т.к. силы не уравниваются друг друга и суммируются с ветровой нагрузкой. Аналогичная форма принята в европейских нормах [5]. Так как для оценочного расчета нагрузки от каждого этажа приняты одинаковыми, Q_{fic} определяется в соответствии со схемой на рис. 2.

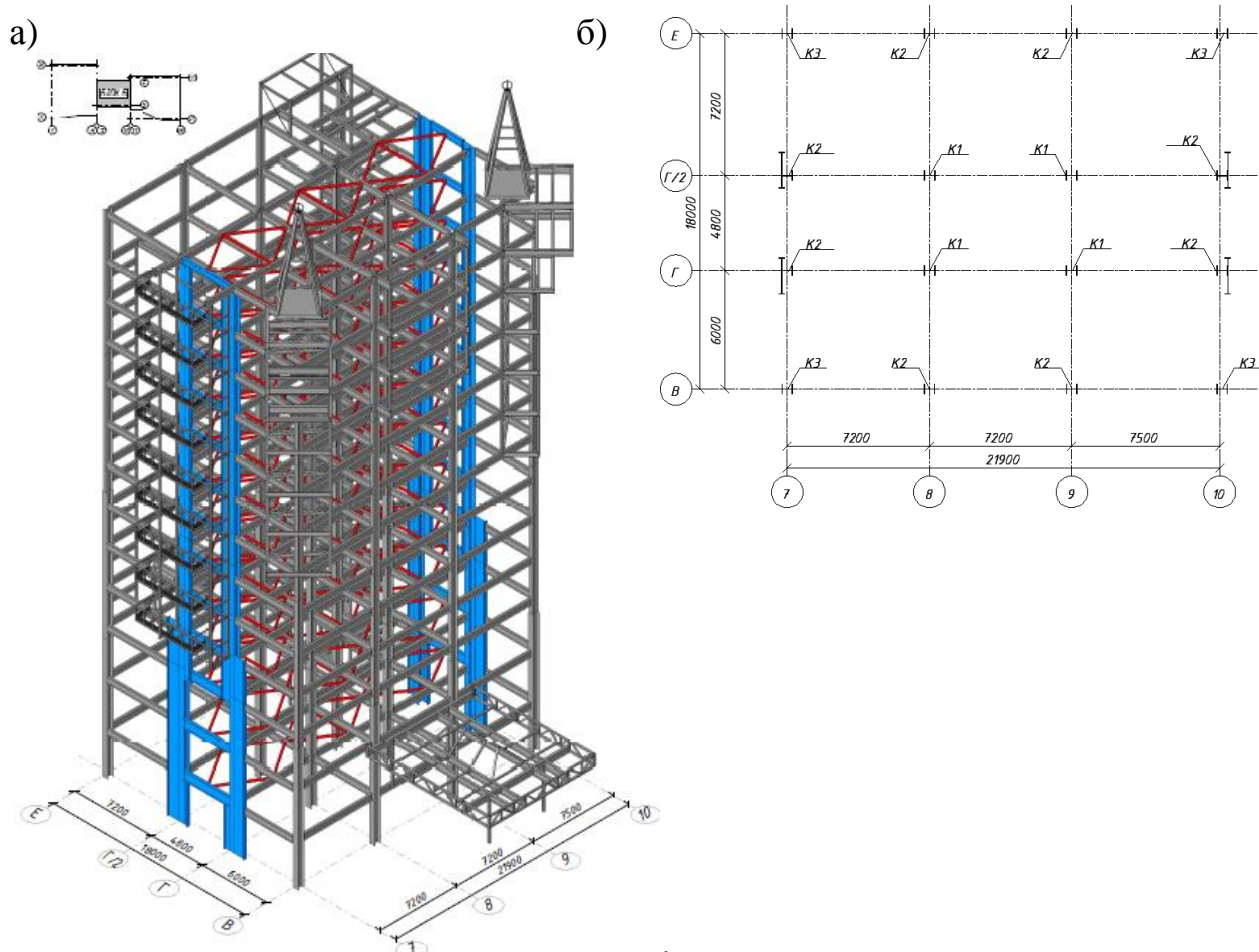


Рис. 1. а) Пространственная схема каркаса, цветом выделены горизонтальные связи и связевые рамы; б) план колонн на отм. + 0.000.

В формуле (1) условная поперечная сила определяется как проекция продольной сжимающей силы N на ось, перпендикулярную изогнутой оси шарнирно опертого внецентренно-сжатого стержня сквозного сечения, имеющего начальное искривление v_b в его предельном состоянии [3]. Данная методика не делает различий при определении усилий, действующих на решетку сквозных стержней, и на систему связей, раскрепляющих сжатые элемен-

ты. В работе [4] дан анализ принципиальных различий между этими усилиями, которые приводят к неоправданному завышению нагрузок на связевые элементы и, как следствие, к перерасходу металла.

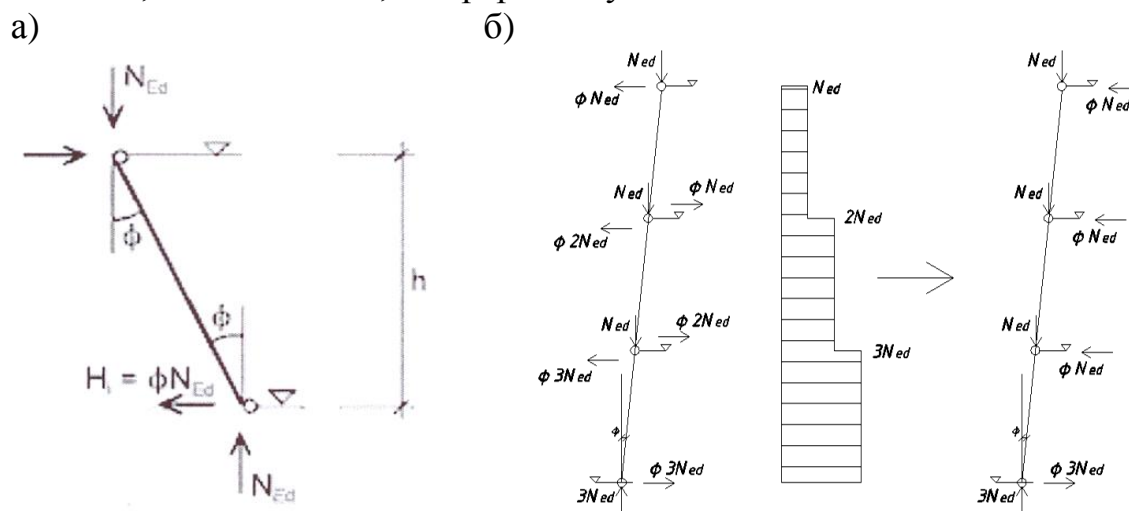


Рис. 2. а) Схема для определения поперечной силы по нормам [5];
б) упрощение расчетной схемы при равных нагрузках для каждого этажа.

Для уточненного определения нагрузок для шарнирно-опертого стержня предлагается использовать следующую формулу:

$$H_{max} = AR_y c_1, \text{ где } c_1 = 1/350 \sqrt{\bar{\lambda}} \quad (2)$$

Здесь c_1 соответствует $c = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y)/\phi$ в формуле (1), следовательно, правомерно заменить AR_y на N .

В основе расчета по европейским нормам [5] принята расчетная схема здания, отклоненного от вертикали на угол ϕ , который получен умножением основного значения $\phi_0 = 1/200$ на понижающие коэффициенты, учитывающие количество и высоту колонн. Допускается заменить перемещение в расчетной схеме системой эквивалентных горизонтальных сил, равных $H = \phi N$. С учетом понижающих коэффициентов:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,75 = 0,0025.$$

Результаты расчетов по трем указанным методикам приведены в табл. 1 и на рис. 3-5.

Таблица 1

Сводные данные по расчету поперечных сил

Группа	ϕ_y	$\bar{\lambda}_y$	Марка	Кол-во	Прод. сила N, т	Источник					
						[1,2]		[4]		[5]	
						$Q_{fic}, \text{ т}$	$Q_{fic\Sigma}, \text{ т}$	$H_1, \text{ т}$	$H_{1\Sigma}, \text{ т}$	$H_2, \text{ т}$	$H_{2\Sigma}, \text{ т}$
1	0,931	1,02	K1	2	-41,4	0,53	3,9	0,12	0,86	0,10	0,76
			K2	4	-39,1	0,50		0,11		0,10	
			K3	2	-31,3	0,40		0,09		0,08	
2	0,874	1,45	K1	2	-41,4	0,57	4,2	0,10	0,70	0,10	0,76
			K2	4	-39,1	0,54		0,09		0,10	
			K3	2	-31,3	0,43		0,07		0,08	

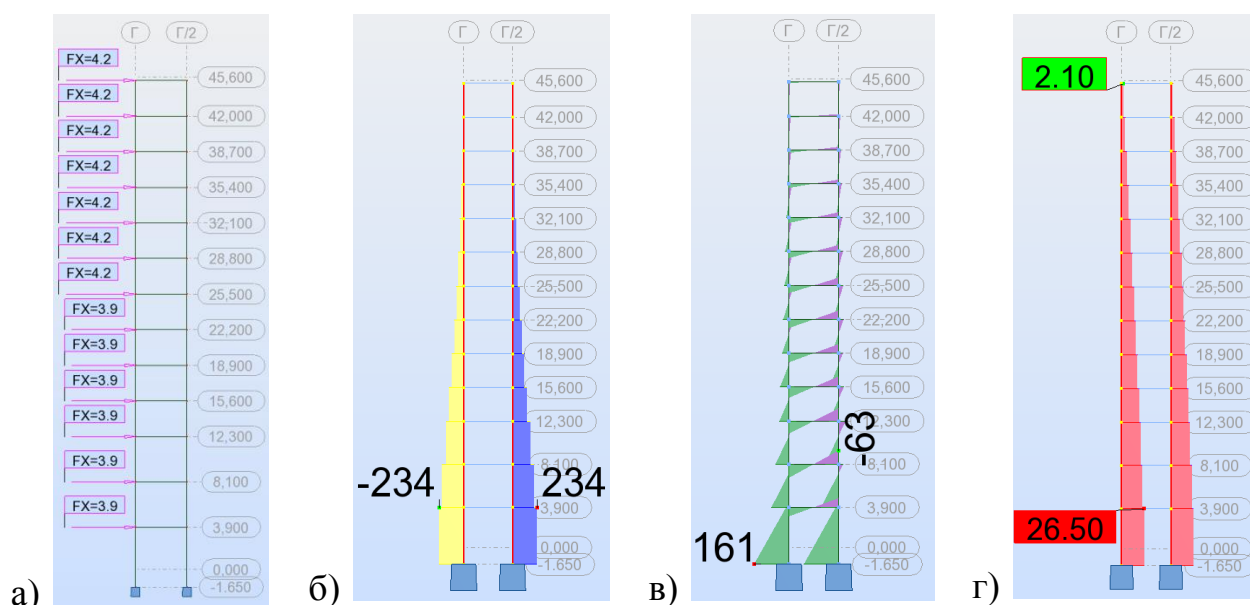


Рис. 3. Расчет по [1]: а) расчетная схема; б) эпюра N; в) эпюра M; г) эпюра Q

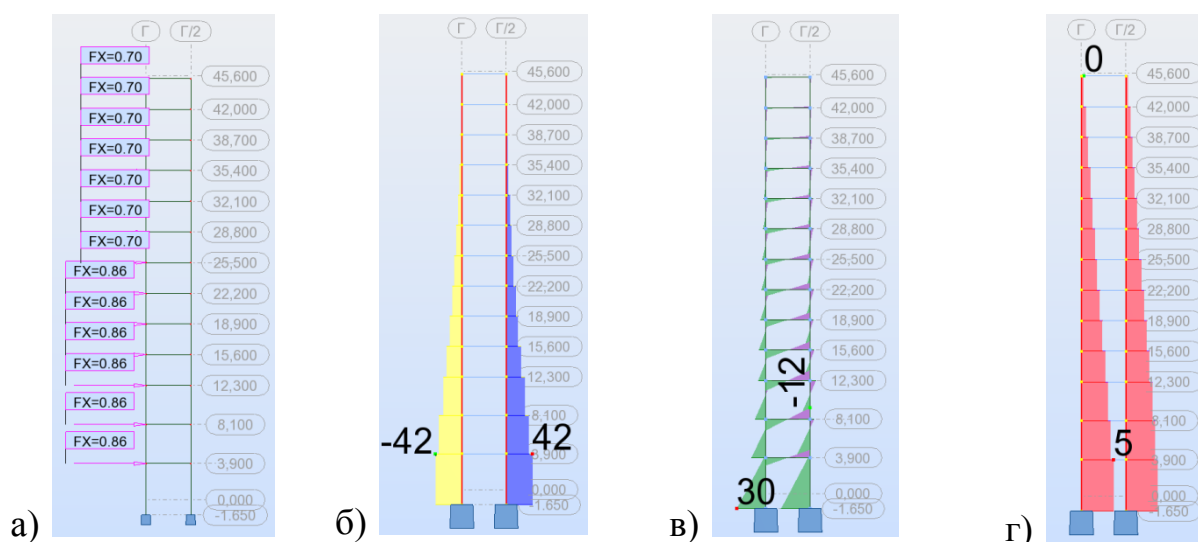


Рис. 4. Расчет по [4]: а) расчетная схема; б) эпюра N; в) эпюра M; г) эпюра Q

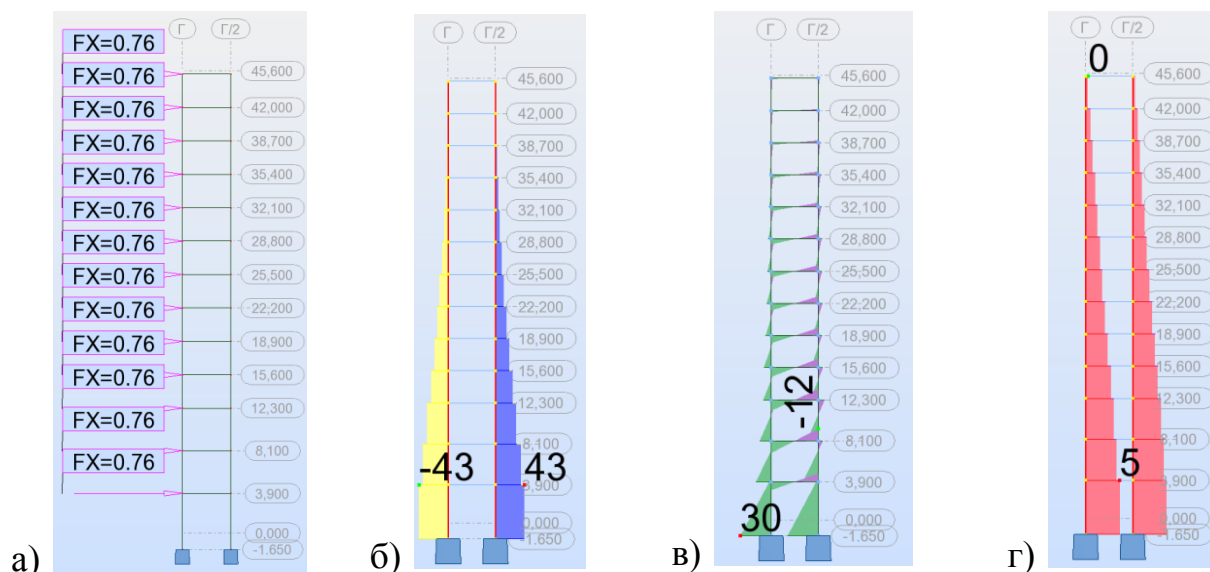


Рис. 5. Расчет по [5]: а) расчетная схема; б) эпюра N; в) эпюра M; г) эпюра Q

Результаты, полученные по методикам [4] и [5], отличаются не более чем на 5%, в то время как усилия, определенные по [1, 2], больше в 5-5,5 раз. Суммарные усилия приведены в табл. 2 (в предположении, что связевая рама воспринимает только горизонтальные нагрузки).

Таблица 2

Определение суммарных усилий в ярусах

Ярус	Высота стенки, мм	Усилия от вет- ровой нагрузки		Суммарное усилие с Q_{fic} по [1,2]		Суммарное усилие с Q_{fic} по [4, 5]	
		М	Н	М	Н	М	Н
1 (до +3.900)	1850	225,0	-245,0	386,0	-479,0	255,0	-288,0
2 (до +12.300)	1200	95,0	-230,0	176,0	-436,0	110,0	-268,0
3 (до +23.000)	900	65,0	-145,0	109,0	-284,0	73,0	-170,0
4 (до +45.600)	900	36,0	-87,0	63,0	-157,0	40,0	-100,0

Расчет по действующим нормам при учете Q_{fic} дает увеличение усилий в элементах связей в 1,7-2 раза, в то время как методики [4, 5] увеличивают их не более чем на 10-20%. В рамках оценочного расчета можно предположить линейную зависимость между нагрузками и металлоемкостью. Тогда для блока гостиницы общий вес каркаса при расчете по [1,2] будет на 10-15% (50-75 т) больше, чем при расчете по [4, 5] (при расходе на связевую систему до 20% от суммарного расхода). Кроме повышения стоимости конструкций, это повлечет за собой пропорциональный рост затрат на изготовление, транспортировку и монтаж.

Таким образом, с учетом требований п. 4.2.4 [2] (расчетные схемы должны отражать действительные условия работы стальных конструкций) видится обоснованным для определения нагрузок от неточностей монтажа использовать методики, предложенные в работах [4, 5]

Список литературы:

1. Строительные нормы и правила: СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М: Госстрой СССР, 1988.
2. Свод правил: СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. – М.: Минрегион России, 2011;
3. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции»)/ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
4. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения (расчет, проектирование, строительство). – М.: ОАО «Издательство «Стройиздат», 2005. – 656 с.: ил.
5. Технический кодекс установившейся практики: ТКП EN 1993-1-1-2009 «Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий.