

3. Предельная величина деформаций бетона в сжатой зоне достигала значений 0,3 %. Напряжения в стержнях полевого армирования в центральной части стены достигали 200 МПа. Деформации сжатия в наклонной полосе бетона в направлении наклонных трещин находились в пределах $0,03 \div 0,04\%$.

4. Относительный перекося стен перед разрушением составлял $1/70 \div 1/73$ от высоты стены, а полные деформации превышали упругие деформации почти в три раза. Знакопеременное действие горизонтальной силы увеличило деформации стеновых конструкций почти на 20%. Соотношение между полными и упругими перемещениями стеновых конструкций при разрушающей горизонтальной нагрузке в $2,9 \div 3,35$ раз превышает упругие перемещения.

5. Коэффициент динамичности стеновых конструкций с увеличением горизонтальной нагрузки начинает значительно падать при ее величине, составляющей $15 \div 20\%$ от разрушающей. Затем наступает достаточно продолжительный период постепенного снижения коэффициента динамичности, который перед разрушением сменяется периодом резкого падения величины последнего. Минимальные значения коэффициента динамичности стеновых конструкций близки по величине к таковым для стержневых железобетонных конструкций.

6. Фактическая прочность стеновых конструкций превышала расчетную прочность за счет работы растянутой арматуры за пределом текучести.

ЛИТЕРАТУРА

1. СН РК 2.03-12-2001. Указания по проектированию монолитных зданий для сейсмических районов. Алматы, 2001, 18 с.
2. Беспаяев А.А. Сейсмостойкость стержневых железобетонных конструкций. Алматы, 1999, 62 с.

УДК 699.841 (574)

**Беспаяев Алий Аббасович – д.т.н., профессор (Алматы, КазНИИССА)
Кумар Багдаулет Какимулы – к.т.н., доцент (Алматы, КазНТУ)**

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДИНАМИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ОДНОЭТАЖНЫХ НАТУРНЫХ ПРОМЗДАНИЙ ПРИ ЧРЕЗВЫЧАЙНЫХ СИТУАЦИЯХ СЕЙСМИЧЕСКОГО ХАРАКТЕРА

Для исследования воздействия чрезвычайных ситуаций сейсмического характера на одноэтажные промздания были проведены натурные динамические испытания 12 объектов и получены основные динамические параметры этих зданий. Определены расчетные периоды свободных колебаний с учетом влияния стенового ограждения, дана сравнительная оценка жесткости железобетонных и облегченных покрытий.

Основные расчетные периоды колебаний опытных зданий были вычислены в соответствии с [1] и приведены в табл. 1 в сравнении с опытными периодами свободных колебаний зданий в продольном и поперечном направлениях. Расхождения между расчетными и фактическими периодами колебаний объясняются влиянием на отдельных объектах достигают 300%. Столь значительное уменьшение периодов колебаний неконструктивных элементов, к которым относятся стеновые ограждающие конструкции и внутренние перегородки зданий. Очевидно, связи стеновых панелей и перегородок не столь податливые, как это принято в методике расчета [1], а обладают существенной

жесткостью, вызывающей совместную работу каркаса и стенового заполнения. На жесткость каркаса промышленных зданий оказывает влияние также и частичная заземленность колонн в конструкциях покрытий. Однако в рассматриваемых объектах узлы соединения стропильных конструкций с колоннами выполнены более податливыми, чем типовые; и тем не менее они повысили жесткость каркасов в 1,3 раза [2].

Результаты ряда экспериментальных исследований свидетельствуют о необходимости учета влияния стенового ограждения при расчете одноэтажных каркасных производственных зданий на сейсмические нагрузки.

Стеновое ограждение повышает, прежде всего, жесткость крайних рядов каркаса, к которым оно крепится. Поэтому влияние стенового ограждения особенно отражается на жесткости каркаса в продольном направлении.

Следует отметить, что в многопролетных зданиях неучет влияния стенового ограждения приводит к перегрузке средних колонн каркаса возможному разрушению их при землетрясениях. Повышая жесткость каркаса и соответственно сейсмические нагрузки на здание в целом, стеновое ограждение в то же время воспринимает часть усилий, приходящихся на крайние рамы здания.

На средние колонны действуют повышенные нагрузки, на которые они не рассчитаны. Этот фактор особенно опасен для зданий с облегченными покрытиями, жесткость которых значительно ниже железобетонных и потому не происходит перераспределения усилий со средних рядов каркаса на крайние.

Учет влияния стеновых панелей производился по методике, разработанной в [2]. В соответствии с этой методикой определяются перемещения от единичной силы колонн крайних рядов с учетом влияния стеновых панелей. При этом были приняты следующие предпосылки. Основное сопротивление перемещению колонн от единичной нагрузки оказывает жесткость связи соединения панелей с колоннами. Рассматривались здания, в которых крепление панелей к колоннам осуществлялось с помощью стальных опорных столиков. Это типовая наиболее распространенная конструкция крепления.

Таблица 1

Определение периодов свободных колебаний с учетом влияния стеновых панелей

№ объектов	Вертикальная сосредоточенная нагрузка, Q_m	Значение жесткости, т/м			Жесткость с учетом коэффициента заземленности		Период колебаний, сек		
		Ряды с панелями, C_p	Колонн, C_k	C	к	Ск	расчетные	опытные	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2	X	151,8	647+1094	637,5	2378	1,3	3091	0,44	0,38
	У		897+897	12 024	13 818	1,3	17 963,4	0,18	0,18
3	X	186,1	597+597	681	1875	1,3	2437,5	0,55	0,39
	У		1915+1915	170,4	4000,4	1,3	5200	0,43	0,37
7	X	208,6	1060+912,3	363	2335,3	1,3	3035,9	0,52	0,43
	У								
8	X	325	692+410	1800	1902	1,3	2472,6	0,73	0,57
	У		773+828	16+84	1702	1,3	2212,6	0,77	0,59
9	X	253,6	446+1209	923,0	2578,0	1,3	3351,4	0,55	0,54
	У		927+927	1194+318,7	3366,7	1,3	4376,7	0,48	0,40
10	X	428,4	-	4835,3	4835,3	1,3	6825,9	0,50	0,40
	У		6461+2727	-	9188	1,3	11 944,4	0,38	0,25-0,37
12	X	520,4	671+349	115,2	2202,0	1,3	2862,6	0,85	0,72
	У		454+454	3852+237	4997	1,3	6496,1	0,57	0,49

Непосредственный контакт панелей с колоннами происходит именно через стальные столики. Такое соединение с колоннами не является чисто шарнирным, а обладает определенной жесткостью. Жесткость связи с колоннами оценивается с помощью реактивных моментов, возникающих в связях от единичной горизонтальной силы, приложенной вверху колонны. Следовательно, при определении жесткости колонн каркаса с учетом влияния стеновых панелей их расчетную схему рекомендуется принимать в виде консоли, нагруженной горизонтальной единичной силой вверху колонны и реактивными моментами обратного знака в местах опирания панелей. При этом значения реактивных моментов зависят от веса и размера панелей. На рис. 1 приведена расчетная схема колонны с учетом навесных стеновых панелей.

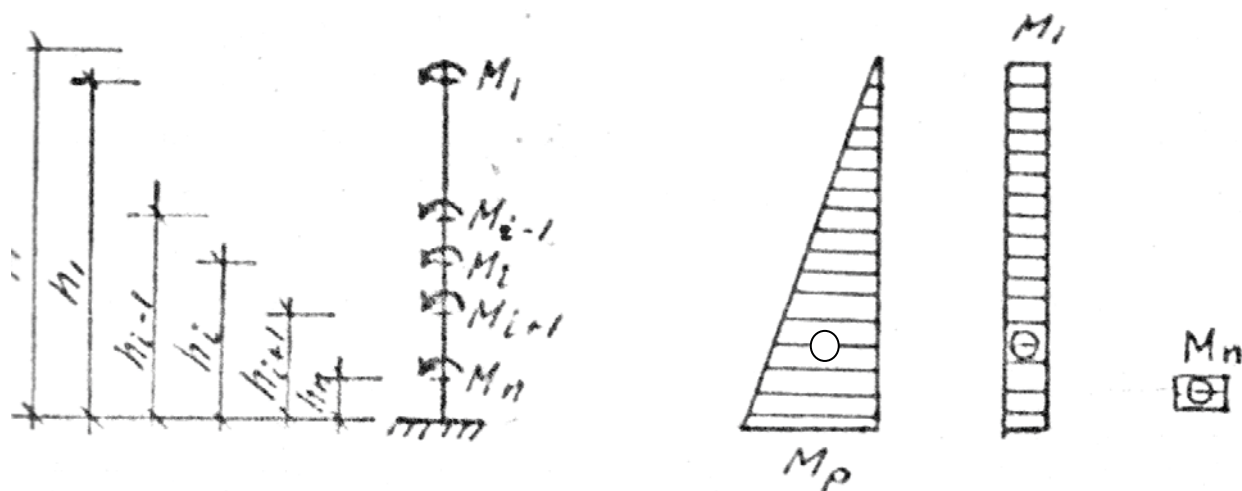


Рисунок 1 - Расчетная схема колонны

Перемещения от единичной силы для такой системы определяются по формуле:

$$\delta = \frac{1}{EJ} \left[\frac{H^3}{3} - \sum_{i=1}^n M_i h_i \left(H - \frac{h_i}{2} \right) \right], \quad (1)$$

где M_i – реактивный изгибающий момент в i -й точке опирания основной панели, значения которого равны:

для панелей размером 1,2 x 6,0 м – 0,7; 1,8 x 6,0 м – 1,1;

спаренных, с общим размером 2,4 x 6,0 – 1,4;

h_i – расстояние до основания колонны до точки опирания панели;

n – число узлов опирания панелей на колонну.

Для оценки влияния стеновых панелей на жесткость каркаса проведены расчеты ряда испытанных зданий.

На рис. 2 приведен объект № 2 – Котельная мусороперерабатывающего завода.

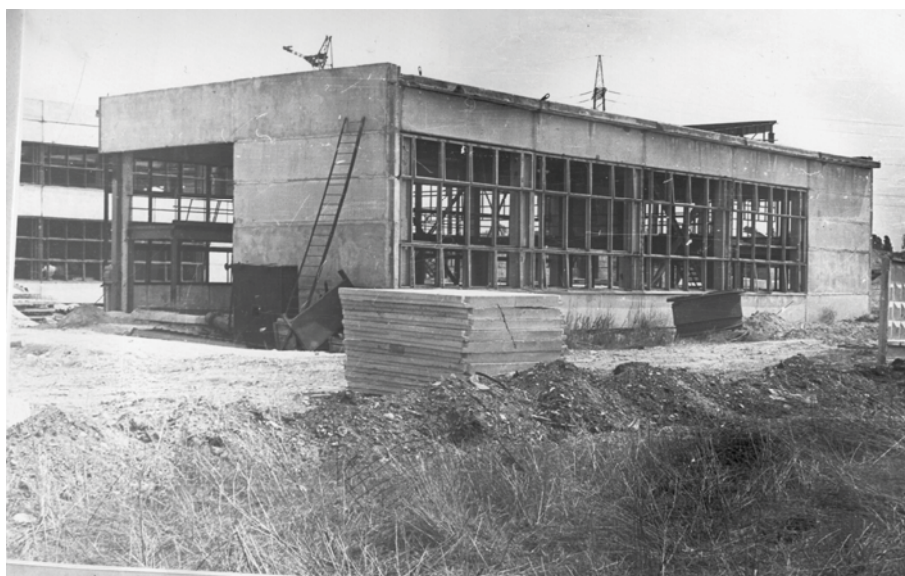


Рисунок 2 – Объект № 2 – Котельная

Пример расчета перемещений от единичной силы с соответствующими расчетными схемами крайних рядов каркаса представлен на рис. 3.

Рисунок 3 – Расчетная схема колонн объекта № 2

Здание котельной имеет размер в плане 12x30 м. Пролет здания 12 м. Высота несущих конструкций 6м.

Определение жесткостей каркаса с учетом стеновых панелей и соответствующих периодов колебаний приведено в табл. 1. Здесь при установлении жесткости каркаса принималась во внимание также заземленность колонн в конструкциях покрытия. Для узлов соединений, примененных в испытанных зданиях с железобетонными покрытиями, коэффициент увеличения жесткости каркаса за счет частичного замещения колонн в покрытии составляет 1,3 [3]. Такой же коэффициент был заложен в расчете зданий с облегченным покрытием.

Перемещения от единичной силы имеют вид:

$$\delta_{11}^1 = \frac{1}{6177} \left[\frac{6,15^3}{3} - 1,1 \cdot 1,35 \left(6,15 - \frac{1,35}{2} \right) - 1,4 \cdot 3,15 \left(6,15 - \frac{3,15}{2} \right) - 0,7 \cdot 5,55 \left(6,15 - \frac{5,55}{2} \right) \right] = 5,84 \cdot 10^{-3} \text{ м/т}$$

$$\delta_{11}^2 = \frac{1}{6177} \left[\frac{6,15^3}{3} - 1,1 \cdot 1,35 \left(6,15 - \frac{1,35}{2} \right) - 1,4 \cdot 3,15 \left(6,15 - \frac{3,15}{2} \right) - 1,4 \cdot 5,55 \left(6,15 - \frac{5,55}{2} \right) \right] = 3,72 \cdot 10^{-3} \text{ м/т}$$

$$\delta_{11}^{3-5} = \frac{1}{6177} \left[\frac{6,15^3}{3} - 1,4 \cdot 5,55 \left(6,15 - \frac{5,55}{2} \right) \right] = 8,31 \cdot 10^{-3} \text{ м/т}$$

$$\delta_{11}^6 = \frac{1}{6177} \left[\frac{6,15^3}{3} - 0,7 \cdot 5,55 \left(6,15 - \frac{5,55}{2} \right) \right] = 10,43 \cdot 10^{-3} \text{ м/т}$$

Жесткость продольных рам каркаса определяется по формуле:

$$C_A = C_B = \frac{1}{\delta_1} + \frac{1}{\delta_2} + \frac{3}{\delta_3} + \frac{1}{\delta_6} = \frac{1}{5,84 \cdot 10^{-3}} + \frac{1}{3,72 \cdot 10^{-3}} + \frac{3}{8,31 \cdot 10^{-3}} + \frac{1}{10,43 \cdot 10^{-3}} = 897 \text{ т/м.}$$

Значения периодов колебаний, найденных с учетом влияния стеновых панелей, в большинстве объектов практически совпадают с опытными периодами колебаний. Отдельные расхождения, достигающие 30 %, объясняются, прежде всего, качеством монтажных работ, а также влиянием встроенных элементов (антресолей, распорок, отдельных перегородок), неучтенных в расчете. В целом, примененный метод учета влияния стеновых панелей на жесткость каркаса достаточно точно отражает действительную работу сооружений, как с железобетонным, так и с облегченным покрытиями.

Выводы:

Проведенные экспериментальные исследования и анализ динамических характеристик испытанных объектов свидетельствуют о необходимости принимать во внимание стеновое ограждение при расчетах каркасных зданий на сейсмические воздействия при чрезвычайных ситуациях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У., Бучацкий Е.Г. Расчет одноэтажных каркасных промышленных зданий с учетом действительной работы конструкций /Всесоюз.совещ. «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах». Кишинев, 1976, 96с.
2. Жунусов Т.Ж., Ашимбаев М.У. Учет влияния навесных панелей стен на жесткость и динамические характеристики здания. В сб. КПСНИИП «Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций». Вып. 7 (17). Алматы, Казахстан, 1973, с.5-10.
3. Ашимбаев М.У., Кумар Б.К., Кумар Д.Б. Сравнение опытных и расчетных значений периодов свободных колебаний реальных каркасных промзданий г.Алматы /В межвуз.сб.КазГАСА «Теоретические экспериментальные исследования строительных конструкций». Вып.6. Алматы, КазГАСА, 2002, с.79-83.
4. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., Стройиздат, 1985, 80 с.
5. СНиП РК 2.03-30-2006. «Строительство в сейсмических районах». Алматы, 2006, 80с.

УДК 624.27:550.348

Шекербек Уланбек Турсунбекович – аспирант (Бишкек, КГУСТА)

КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО ОБЕСПЕЧЕНИЮ СЕЙСМОУСТОЙЧИВОСТИ НАСЫПИ МОСТОВОГО ПЕРЕХОДА

Почти вся территория Кыргызской Республики по сейсмическому районированию и микрорайонированию – 8-, 9- и более чем 9-балльная зона [1]. В связи с этим изучение сейсмостойкости и исследования в этом направлении зданий и сооружений является актуальной проблемой. При этом автомобильные, железные дороги и мосты, кроме высокой стоимости строительства, имеют исключительно важное народнохозяйственное значение, недопустим даже временный выход из строя этих сооружений.

Анализ последствий землетрясений дает основание утверждать, что воздействие землетрясений интенсивностью 8-9 баллов на транспортные сооружения, построенные по