

К ВОПРОСУ ОБ ОПТИМИЗАЦИИ РАБОТЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПРИ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Мурашко А.В.

Одесская государственная академия строительства и архитектуры

В работе основное внимание уделено 16-ти этажным зданиям с монолитным железобетонным безригельным каркасом по причине того, что здания именно такой этажности довольно часто на сегодняшний день возводятся в Одессе. Такая этажность выходит за рамки, установленные ДБН В.1.12:2006 [2], для зданий с безригельным каркасом с диафрагмами и ядрами жесткости, проектируемых в районах с расчетной сейсмичностью 7 баллов (12 этажей), что обуславливает проектирование и строительства таких объектов, как экспериментальных. Поэтому к таким зданиям, в виду их массовости, предъявляются особые требования, как с точки зрения их повышенной ответственности, так и с точки зрения их оптимизации.

Оптимизация несущих элементов безригельного каркаса может производиться в основном за счет изменения сечения и расположения вертикальных несущих элементов, так как объем бетона затрачиваемый на изготовление диафрагм жесткости может составлять 30-70%, и в большинстве случаев минимальная толщина перекрытия для такого каркаса – 200мм, является достаточной, и уменьшена быть не может.

Исследованию влияния вертикальных несущих элементов на сейсмостойкость здания уделено большое внимание в работах [1, 3, 4, 6, 8]. В работе [7] предложено повышать жесткость 12-ти этажных зданий с безригельным каркасом за счет объединения отдельно стоящих диафрагм жесткости в рамы путем добавление железобетонных стен на верхнем техническом этаже. Полученные ранее результаты позволяют судить о том, что при объединении диафрагм жесткости в уровне верхнего этажа периоды собственных колебаний уменьшаются на 25% а изменение максимальных горизонтальных перемещений от сейсмических воздействий достигает 45%.

Данное исследование направлено на изучение возможности дальнейшей оптимизации вертикальных несущих элементов за счет их объединения, как в уровне технического этажа, так и в уровне других этажей здания.

Для выявления влияния введения дополнительных железобетонных стен в уровне нескольких этажей для объединения отдельно стоящих элементов были созданы конечноэлементные модели 16 этажного здания с высотой этажа 3 м, размерами в плане 30 м на 30 м (при шаге колонн 6 м). Было рассмотрено два варианта расположения диафрагм жесткости (Рис. 1).

А)

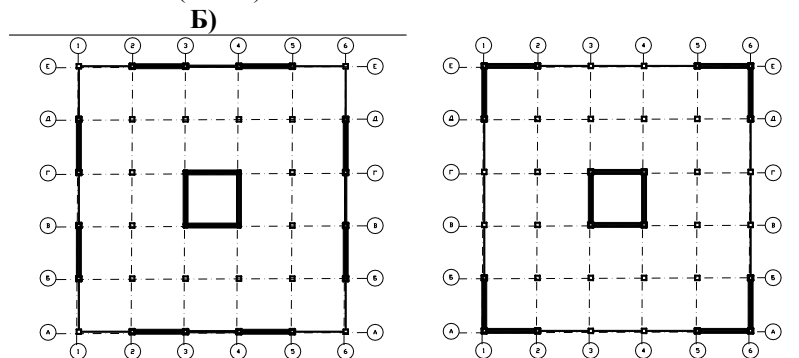


Рис. 1. Варианты расположения диафрагм жесткости

Для каждого варианта было рассчитано по 5 схем (некоторые из них приведены на Рис. 2, Рис. 3):

- 1- Отдельно стоящие диафрагмы жесткости
- 2- Диафрагмы жесткости объединены в уровне 16-го этажа
- 3- Диафрагмы жесткости объединены в уровне 16-го и 8-го этажей
- 4- Диафрагмы жесткости объединены в уровне 16-го, 11-го и 5-го этажей
- 5- Диафрагмы жесткости объединены в уровне 16-го, 12-го, 8-го и 4-го этажей.

Полученные результаты расчетов приведены в Табл. 1, Табл. 2. Анализ подверглись два основных параметра расчетных схем зданий: период первой формы собственных колебаний и максимальное горизонтальное перемещение расчетной схемы. По результатам выполненных расчетов для варианта А можно сделать следующее заключение, что наиболее сильное изменение исследуемых параметров 17% и 37% по периодам, 34% и 58% по перемещениям удалось достичь за счет объединения отдельно стоящих диафрагм жесткости по схеме 2 и схеме 3 (за счет одного и двух объединений). Дальнейшее увеличение количества связей между диафрагмами приводит к увеличению жесткости, но в гораздо меньшей степени 47% и 54% по периодам, и до 73% и 87% по перемещениям для схем 4 и 5.

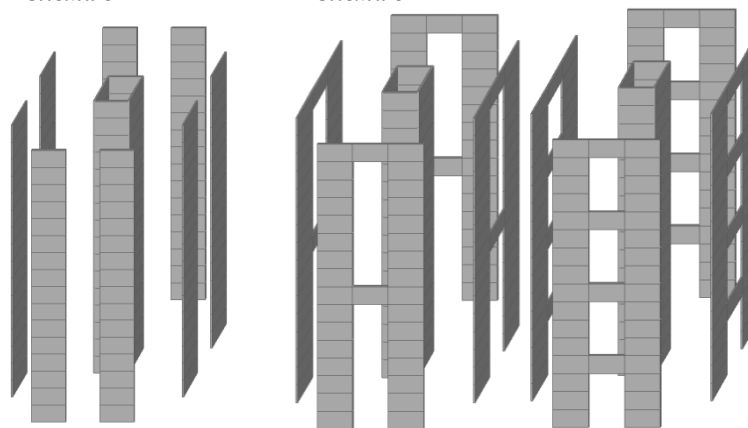
*Схема 1**Схема 3**Схема 5*

Рис. 2. Общий вид диафрагм в схемах 1,3,5 для варианта А

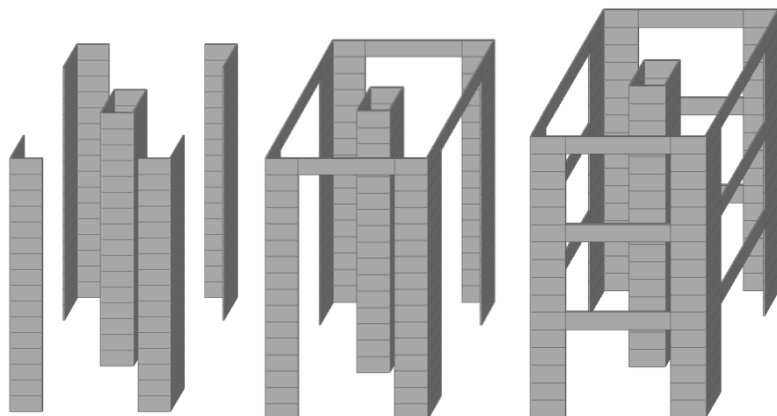
*Схема 1**Схема 2**Схема 4*

Рис. 3. Общий вид диафрагм в схемах 1,2,4 для варианта Б

Результаты полученные по схеме Б (Табл. 2) носят сходный характер и свидетельствуют об аналогичном влиянии связей между отдельно стоящими диафрагмами жесткости.

Также для обоснования экономической целесообразности предложенного способа увеличения жесткости здания, за счет объединения отдельно стоящих диафрагм жесткости, было принято решение подобрать эквивалентную варианту А2 (Табл. 1) по периоду колебаний и максимальному перемещению схему путем введения в работу дополнительных (сплошных по всей высоте) диафрагм жесткости. На Рис. 4 приведена схема период первой формы собственных колебаний, которой составляет 1.278 сек, а максимальное перемещение 43.1 мм. Данный результат свидетельствует о том, что для увеличения жесткости схемы, которого можно достичь объединив в уровне 16-го этажа диафрагмы жесткости (расход бетона -21.6 м3) необходимо ввести в работу здания четыре 8-метровые диафрагмы на всю высоту здания (расход бетона -460.8 м3).

Табл. 1. Результаты расчета для схемы А

№ п/п	Наименование схемы	Период, сек	Перемещение, мм
1	А1	1.4994	55.5
	А2	1.2834	41.4
	А3	1.092	35.1
	А4	1.018	32.0
	А5	0.9755	29.7

Табл. 2. Результаты расчета для схемы Б

№ п/п	Наименование схемы	Период, сек	Перемещение, мм
1	Б1	1.3031	48.1
	Б2	1.111	36.9
	Б3	0.9465	30.5
	Б4	0.8605	26.2
	Б5	0.8068	24.1

Выводы

1. Исследован способ повышения пространственной жесткости безригельного каркаса за счет объединения диафрагм жесткости в различных уровнях по высоте здания.

2. Предложенный способ позволяет уменьшить величину периодов колебаний максимум на 54%, а значения максимальных перемещений расчетных схем от сейсмических воздействий уменьшить в среднем на 87% (при объединении диафрагм в четырех уровнях).

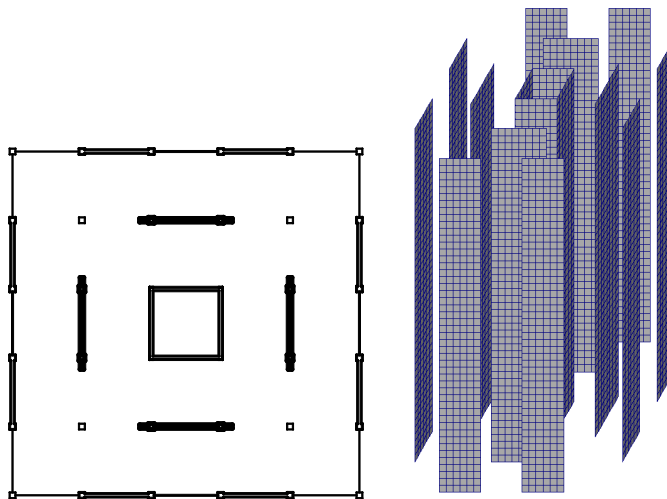


Рис. 4. Эквивалентная по периоду колебаний и величине перемещений варианту А2 схема. (жирной линией обозначены 4 добавленные диафрагмы)

3. Наиболее рациональным является объединение диафрагм в двух уровнях – уменьшение периодов колебаний на 37%, перемещений на 58%.

4. Предложенный способ повышения жесткости зданий является весьма экономичным, по сравнению с добавлением диафрагм жесткости на всю высоту здания, и позволяет израсходовать на дополнительные диафрагмы жесткости в 20 раз меньше железобетона.

SUMMARY

The work is devoted to study of spatial optimization of the diaphragm in 16 storey's reinforced concrete buildings with flat slab frame under seismic loads by connection of free-standing diaphragms in the frame adding extra diaphragms on the several floors.

Литература

1. Арнольд К. Архитектурное проектирование сейсмостойких зданий / Арнольд К., Рейтерман Р. — М.:Стройиздат,1987.-195с
2. ДБН В.1.1-12:2006. Строительство в сейсмических районах Украины. - К.: Министерство строительства, архитектуры и жилищно-коммунального хозяйства Украины, 2006.- 84с.
3. Дорофеев В.С., Влияние вертикальных несущих элементов на период первой формы собственных колебаний пространственных расчетных схем / Дорофеев В.С., Егупов К.В., Мурашко А.В. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури.– Одеса : ОДАБА, 2006. – № 26 – С.127-134.
4. Егупов В.К. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость / Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. — Киев.:Будивельник,1982.-144с.
5. Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. (Основы теории сейсмостойкости). М.: Высшая школа, 1983. - 304 с.
6. Железобетонные стены сейсмостойких зданий: Исследования и основы проектирования : Совм. Изд. СССР - Греция / Г.Н.Ашкинадзе, М.Е.Соколов, Л.Д. Мартынова и др. – М.: Стройиздат, 1988. - 504 с.

7. Мурашко А.В. Оптимизация работы диафрагм жесткости при сейсмических воздействиях // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2011. - №41. – С.192-196.
8. Ocuki Y., Design Seismic Forces for Reinforced Concrete Buildings/ Ocuki Y. // Proc. SWCEE, v 1.1.
9. Takechi M., Vibrational Characteristics of Buildings / Takechi M., Nakagawa K.// Pros. SWCEE. Vol.11.