

УДК 699.841

РАСЧЕТ КОМБИНИРОВАННЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ МЕТОДОМ СОСРЕДОТОЧЕННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

Г.Дж. Адыракаева

Приводится методика расчета сборных диафрагм жесткости при действии горизонтальных нагрузок. Расчет произведен по двум расчетным моделям: дискретно-континуальной и дискретной, результаты которого весьма ценны для проектирования несущих систем многоэтажных зданий.

Ключевые слова: методика; расчет; каркасный; железобетонные здания; конструкции; панельный; комбинированная система.

CALCULATION FOR COMPOSITE STIFFENING DIAPHRAGMS BY THE METHOD OF CONCENTRATED DEFORMATIONS

G.Dzh. Adyrakaeva

The article is about the calculation principles of combined stiffening diaphragms when there is a horizontal load. The calculation is made by two computed models such as a discrete continual model and a discrete one. The results are enough valuable for design of bearing systems of multistorey buildings.

Key words: methodology; calculation; frame; reinforced concrete building; construction; panel; a combined system.

Комбинированным конструктивным решением будем называть решение, основанное на сочетании панельной схемы в верхних этажах и каркасной – в нижних (рисунки 1, 2).

Распространенной схемой каркасной части здания комбинированной системы является двухпролетная схема (см. рисунок 2). Основной несущей конструкцией в этой схеме, воспринимающей нагрузку от верхних этажей, является так называемый “стол”. Он представляет собой сборно-монолитное перекрытие, состоящее из железобетонных ригелей, на полки которых опираются ребристые плиты-балки. Ригели опираются на железобетонные колонны. Для замоноличивания перекрытия по всей его площади устраивается монолитная железобетонная плита (см. рисунок 2). По периметру перекрытия расположены специальные железобетонные балки, которые воспринимают нагрузку от наружных стен. Шаг колонн в продольном направлении – 6,0 и 5,2 м. Этот тип каркаса разработан для жилых домов с узким шагом несущих поперечных стен жилой части. Переход от узкого шага несущих конструкций жилой части к широкому шагу в нижних этажах вызвал необходимость устройства мощных

плит-балок. Такое конструктивное решение приводит к перерасходу стали, цемента и других материалов и увеличивает вес и стоимость зданий [1].

Несущими являются железобетонные рамы под поперечными стенами и продольные балки под продольными стенами здания. Перекрытие первого этажа выполняется с устройством монолитной железобетонной плиты.

Прочность и жесткость здания при действии горизонтальных нагрузок обеспечивается совместной работой перекрытий и стен лестничных клеток.

Конструкции опорной части и ее жесткостные характеристики оказывают еще более существенное влияние при воздействии сейсмической нагрузки [2]. Это происходит потому, что влияние конструкции каркасной части учитывается дважды: первый раз при определении динамических характеристик и расчетных сейсмических нагрузок и во второй раз – при определении усилий в несущих конструкциях зданий от действия этих нагрузок.

Строительство зданий комбинированной системы целесообразно и в сейсмических районах, так как наиболее опасные собственные колебания имеют период 0,1–0,3 сек, а период свободных

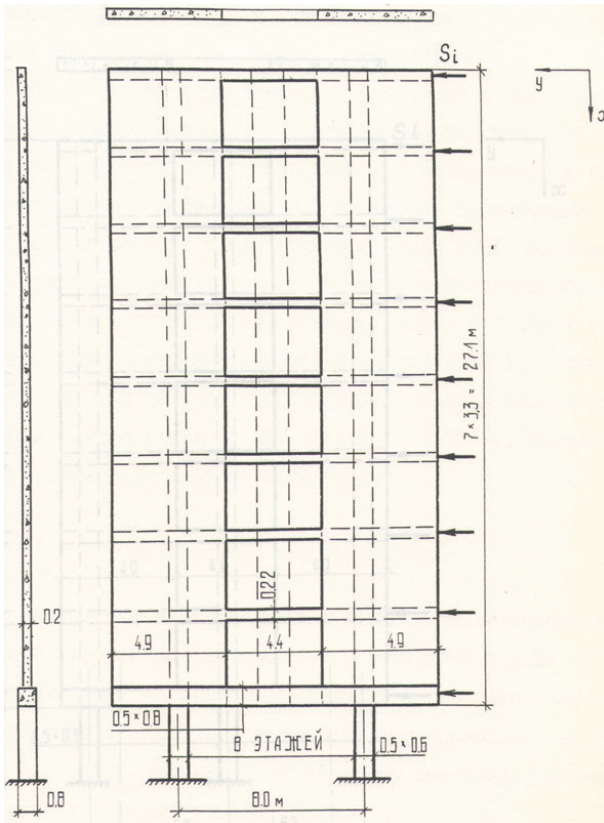


Рисунок 1 – Разбивка на элементы МСД симметричной комбинированной диафрагмы (схема 1)

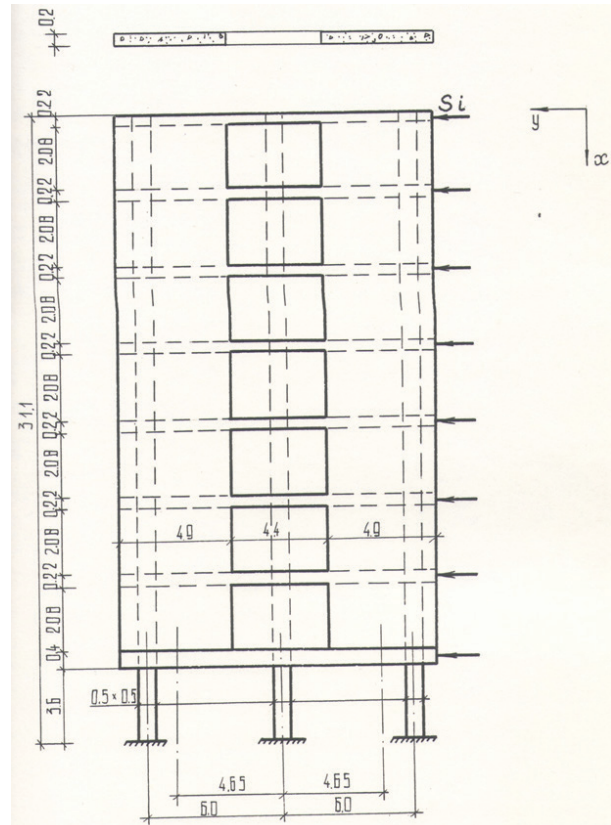


Рисунок 2 – Разбивка на элементы МСД симметричной комбинированной диафрагмы (схема 2)

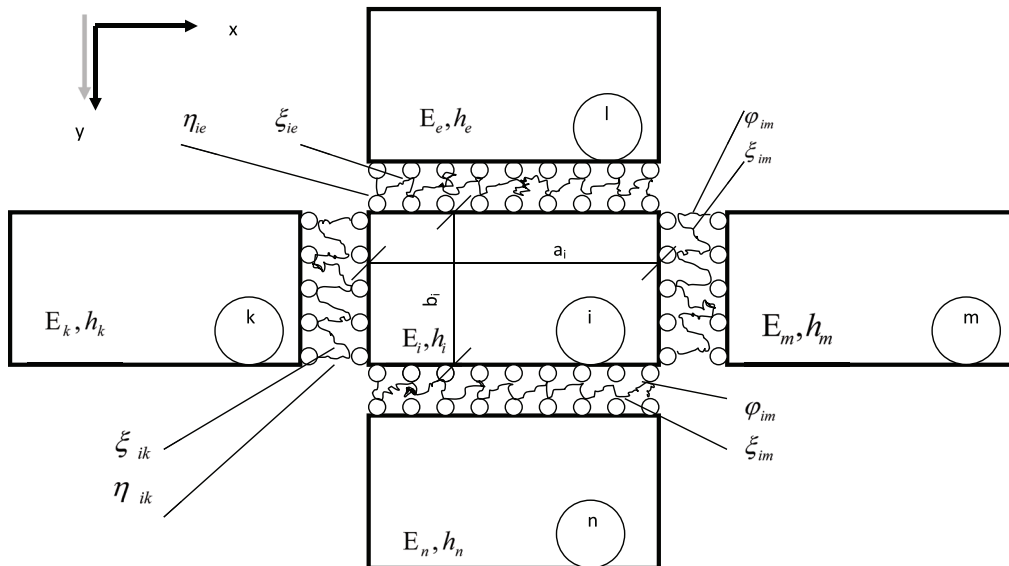


Рисунок 3 – Расчетная модель МСД

собственных колебаний зданий комбинированной системы больше одной секунды.

Для выявления и сопоставления усилий и перемещений, возникающих в конструкциях зданий с разными схемами комбинированных диафрагм при сейсмических воздействиях силой 8 баллов, было исследовано две схемы зданий, различавшихся конструкций нижней каркасной части и этажностью (см. рисунки 1, 2). Верхняя часть всех зданий одинакова по конструкции и представляет собой симметричную односвязную восьми- или девятиэтажную диафрагму, в которой связями сдвига служат примыкающие к столбам участки.

Целью настоящей работы является исследование особенностей работы железобетонных пространственных конструкций и создание методики их расчета. В соответствии с этим рассчитана серия комбинированных систем по схемам, представленным на рисунках, под действием сейсмической нагрузки S_i методом сосредоточенных деформаций.

Основная идея метода сосредоточенных деформаций заключается в том, что исходная плоская несущая система разбивается плоскостями сосредоточенных деформаций на прямоугольные элементы, причем целесообразно плоскости сосредоточенных деформаций совмещать с имеющимися реальными

швами между сборными железобетонными элементами: в данном случае, горизонтальными и вертикальными швами в панельных сборных стенах [3].

На рисунке 3 представлена расчетная модель метода сосредоточенных деформаций для плоских несущих систем, в соответствии с которой элементы МСД представляются абсолютно жесткими, а собственная деформативность и податливость реальных швов сосредоточивается по плоскостям сосредоточенных деформаций.

По плоскостям сосредоточенных деформаций располагаются реальные и собственные связи. Реальные связи характеризуют свойства соединительных швов, собственные связи оценивают свойства самих элементов. Совместно реальные и собственные связи, работая по схеме последовательного соединения между собой, образуют комплексные связи метода сосредоточенных деформаций (рисунок 4).

Поле перемещений в пределах каждого плоского элемента складывается из осевого сжатия (растяжения), изгиба и сдвига в своей плоскости. В силу этого каждый жесткий элемент МСД обладает тремя степенями свободы: он может перемещаться поступательно в направлении осей X и Y , поворачиваться в своей плоскости (рисунок 5).

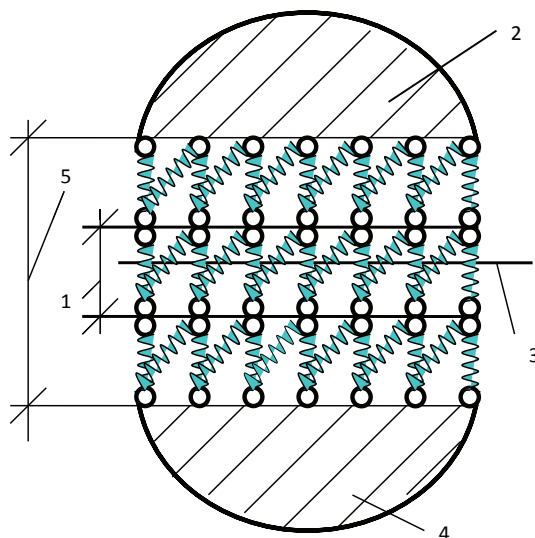


Рисунок 4 – Схема связей по линиям сосредоточенных деформаций: 1 – реальный шов; 2 – i -й элемент; 3 – линия сосредоточенных деформаций; 4 – k -й элемент; 5 – комплексный шов

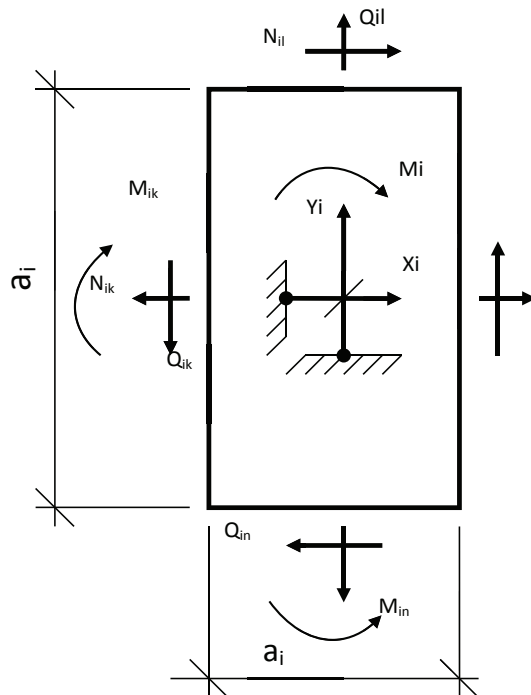


Рисунок 5 – Схема внутренних усилий

Таблица 1 – Результаты расчетов нормальных сил в столбах внизу, прогибы вершин, изгибающие моменты в столбах внизу

Сейсмические нагрузки, Si (т)		Прогибы от нагрузки, Si (м)				Нормальные условия в столбах, т					
схема 1	схема 2	схема 1		схема 2		этаж ПО [2]		схема 1		схема 2	
ПО [2]	ПО [2]	ПО [2]	ПО МСД	ПО [2]	ПО МСД			ПО МСД	ПО [2]	ПО МСД	
88	10,8271	10,9625	0,1333	0,1225	0,0531	0,051	22	7,23	9,26	8,6849	8,85
77	9,8365	9,7340	0,1605	0,1067	0,0468	0,044	44	14,654	18,5	17,5049	17,71
66	8,4658	8,4352	0,1377	0,0908	0,0406	0,0378	66	22,0349	27,74	26,5439	26,57
55	7,0899	6,7337	0,1149	0,0751	0,0342	0,0315	88	29,5799	36,98	35,8199	35,30
44	5,7098	5,9803	0,0921	0,0593	0,0279	0,0252	110	37,0799	46,08	45,21	43,94
33	4,3343	4,7098	0,0693	0,0439	0,0216	0,0193	112	44,355	55,03	54,6299	52,34
22	2,9633	3,4415	0,0466	0,0283	0,0153	0,0136	114	51,1799	63,86	63,9	60,52
11	1,915	2,6155	0,021	0,0133	0,0091	0,0077					

Вводя соответствующие связи метода перемещений, составим систему алгебраических уравнений:

$$[R]_x \{W\} = \{P\}, \quad (1)$$

где $[R]$ – матрица внешней жесткости системы; $\{W\}$ – вектор перемещений; $\{P\}$ – вектор внешних сил.

Элементы вектора перемещений имеют по 2 линейных перемещения, одному угловому на каждый элемент МСД (см. рисунок 4).

Вектор нагрузок P образуется из узловых нагрузок, приложенных к связям метода перемещений.

По предложенной методике проведен расчет многоэтажных плоских столбовых диафрагм жесткости при действии горизонтальной сейсмической нагрузки. Размеры диафрагм и соотношение размеров их элементов (столбов, проемов и перемычек) принимались близкими к реальным: ширина сечения столбов диафрагмы – 4,9 м, толщина сечения столбов диафрагмы – 0,2 м, начальный модуль упругости бетона при сжатии принят 315×10^4 т/м². Верхняя часть всех зданий одинакова по конструкции и представляет собой симметричную односвязную многоэтажную диафрагму, в которой связями сдвига служат примыкающие к столбам участки перекрытий, именуемые в дальнейшем для краткости перемычками. Разбивка элементов

диафрагм на конечные элементы линиями сосредоточенных деформаций выполнялись различными способами.

Результаты расчетов нормальных сил в столбах внизу, прогибы вершин, изгибающие моменты в столбах внизу представлены в таблице 1. Причем здесь же приведены результаты расчетов этих же комбинированных диафрагм, выполненных методом, представленном в [2] с использованием известной дискретно-континуальной модели П.Ф. Дроздова [1] с дополнениями, вытекающими из особенностей сейсмического воздействия. Результаты показали удовлетворительное совпадение.

Литература

1. Дроздов П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов: учебное пособие для вузов / П.Ф. Дроздов; изд. 2-е, перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1977. 223 с.
2. Родина А.Ю. Исследование работы железобетонных несущих систем многоэтажных зданий комбинированной конструкции: дис. ... канд. техн. наук / А.Ю. Родина. М., 1972. 147 с.
3. Темикеев К. Проектирование железобетонных конструкций: учебное пособие / К. Темикеев, Г.Д. Адыракаева, А.К. Стамалиев. Бишкек: КГУСТА, 2005. 486 с.