

УДК 725.31

Люкевич Е.В

Научный руководитель: доцент кафедры строительных конструкций, к.т.н., доцент Шурин А.Б.

ОЦЕНКА СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ДИАФРАГМ РАЗЛИЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ

Обеспечение пространственной жесткости высотных зданий при действии внешних нагрузок сводится к решению динамических задач. Одним из видов динамических расчётов является модальный анализ. Под модальным анализом понимается задача определения собственных частот и форм собственных колебаний конструкций.

Динамические нагрузки на сооружение характеризуются настолько быстрым изменением во времени их величины, направления или места приложения, что вызывают колебания сооружения, которые необходимо учитывать при его расчёте. Колебательный характер имеют не только перемещения точек сооружения, но и внутренние усилия и напряжения в его элементах. Определение ожидаемых амплитуд перемещений, внутренних усилий и напряжений в сооружении при его колебаниях под действием динамической нагрузки, т. е. при вынужденных колебаниях и сравнение их с допустимыми значениями составляют основное содержание динамического расчёта сооружения. Допустимые значения амплитуд внутренних усилий обусловлены требованиями прочности и долговечности строительных конструкций, а значения амплитуд скоростей и ускорений колебаний зданий и сооружений, в которых находятся люди или помещение производства с точной технологией, — требованиями безвредного влияния колебаний на здоровье людей и на качество выпускаемой продукции.

При динамических расчетах каркасных зданий для анализа поперечных и продольных колебаний каркаса можно рассматривать плоскую раму. Вследствие того, что масса междуэтажных перекрытий и находящегося на них оборудования значительно больше масс колонн, при расчете учитываются только инерционные силы, возникающие при перемещениях перекрытий. При этом колонны рассматриваются как безынерционные стержни, и их масса присоединяется к массе перекрытий: половина массы присоединяется к массе вышележащего, другая половина – к массе нижележащего перекрытия. Таким образом, рама рассматривается как система с конечным числом степеней свободы, равным числу этажей здания. Но такие расчётные схемы не отражают действительную пространственную жесткость пространственных конструкций. Современные программные комплексы, такие как ПК ЛИРА, SUP, SCAD Office, позволяют проводить модальный анализ пространственных конструкций [2, 6].

Конструктивная система многоэтажного здания представляет собой взаимосвязанную совокупность вертикальных и горизонтальных несущих конструкций здания, которые совместно обеспечивают его прочность, жесткость и устойчивость. Горизонтальные конструкции – перекрытия и покрытия здания – воспринимают приходящиеся на них вертикальные и горизонтальные нагрузки и воздействия, передавая их поэтажно на вертикальные несущие конструкции.

Последние, в свою очередь, передают эти нагрузки и воздействия через фундаменты основанию.

Горизонтальные несущие конструкции многоэтажных зданий, как правило, однотипны, и обычно представляют собой жесткий диск – железобетонный (монолитный, сборно-монолитный, сборный) либо сталежелезобетонный.

Для оценки влияния диафрагм различной жесткости на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций многоэтажных зданий легли материалы по проектированию 17-ти этажного монолитного жилого здания в г. Бресте, разработанного в ОДО Брест-КАД. На основании представленных материалов разработан 1-й вариант конечно-элементная модель (КЭМ) здания (рисунок 1). Нагрузки собраны в соответствии с требованиями ТКП EN 1990, 1991 [3, 4, 5].

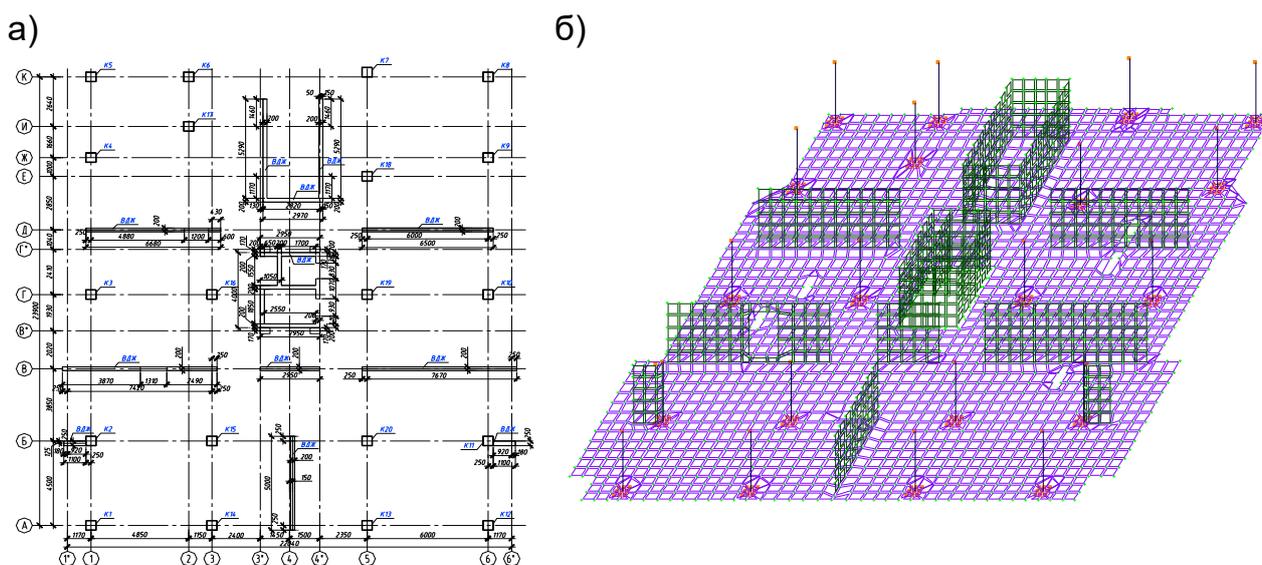


Рисунок 1 – План здания по 1-му варианту (а) и разработанный фрагмент КЭМ

Для проведения модального анализа многоэтажного каркаса монолитного здания использовался программный комплекс Лира-САПР, позволяющий определять формы и собственные частоты колебаний [1, 2].

Для зданий, прямоугольных в плане, с симметричным расположением масс и жесткостей, 1-я или 2-я форма все равно могут оказаться крутильными. Во избежание крутильных форм рекомендуется располагать диафрагмы жесткости по периферии, как можно ближе к торцам, и формировать ядра жесткости в районе лестничных клеток лифтовых шахт. Как показали проведенные в рамках магистерской диссертации исследования, для таких КЭМ кручение в 1-й и 2-й форм будет отсутствовать.

Чаще всего крутильные формы возникают именно из-за несимметричного распределения массы здания относительно центра жесткости. Устройство мощных замкнутых ядер жесткости в здании существенно снижает периоды собственных колебаний, что, в свою очередь, позволяет уменьшить количество форм, учитываемых в расчете. Но неграмотно расположенные ядра жесткости могут привести к крутильным формам.

Первые формы всегда направлены в сторону наименьшей жесткости. Например, в рамном каркасе с четкой сеткой колонн, первая форма всегда направлена в поперечном направлении, вторая в продольном. Как известно, кроме изгибных деформаций, сдвиговых, растяжения-сжатия, есть жесткость

на кручение. Поэтому если несущий "ствол" здания слабо сопротивляется кручению, 1-я и (или) 2-я форма будут крутильными. Т.е., 1-я форма колебаний будет определяющей, т.е. деформация от неё очень существенна.

Первая и вторая формы колебаний – это формы, у которых наибольшие периоды (T) колебаний, соответственно наибольшая гибкость, и соответственно те два направления, по которым расположены наименьшая суммарная жесткость.

Таким образом, если для запроектированного здания по 1-й форме происходит чистое кручение (не путать с неравномерным поступательными колебаниями, при которых создается эффект "как бы закручивания"), это значит, что жесткость здания на кручение ниже, чем жесткость по основным 2-м направлениям.

В первом варианте здания диафрагмы жесткости запроектированы как отдельно стоящие элементы каркаса, работающее как балки-стенки. Это противоречит п.4.2 серии 1.020.1-83 [7], в котором указано, что диафрагмы жесткости устанавливаются в пролете между колоннами и соединяются между собой и колоннами путем сварки закладных деталей, расположенных по вертикальным граням.

Учитывая недостатки конструктивного решения первого варианта, мной разработан новый 2-й вариант планировки здания с наружным и внутренним стволами жесткости (рисунок 2).

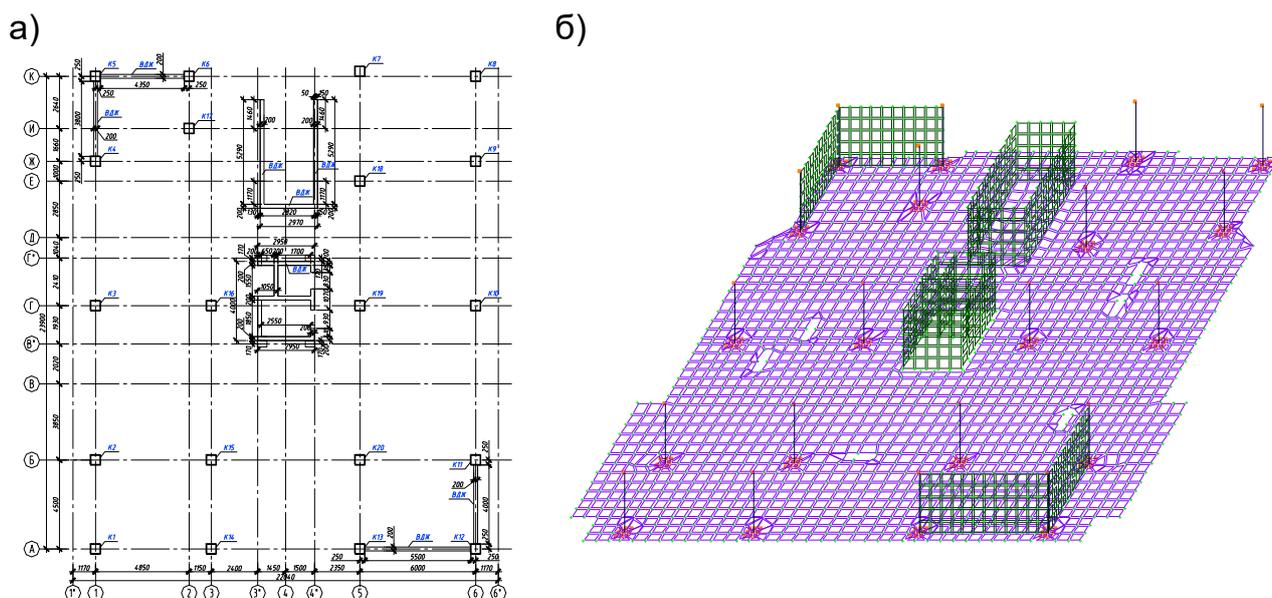


Рисунок 2 – План здания по 2-му варианту (а) и разработанный фрагмент КЭМ

Сравнивая полученные данные необходимо отметить, что любое здание, запроектированное с двумя стволами жесткости (внутренним и внешним), будет обладать большей жесткостью по сравнению с другими конструктивными решениями, о чем свидетельствует снижение частоты.

Автором был произведен анализ сетки пластинчатых конечных элементов здания на напряженно-деформированное состояние. В варианте 2 применялась разбивка сетки 0,5x0,5 м, а для варианта 3 шаг разбивки уменьшили в 4 раза, тем самым получили более точные результаты по частотам и периодам колебаний для первых трех форм собственных колебаний здания. Результаты анализа представлены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1 - Зависимость частоты колебаний f от толщины диафрагмы жесткости δ

№ Варианта	1 форма колебаний				[f], Гц	2 форма колебаний				[f], Гц	3 форма колебаний				[f], Гц
	150	180	200	250		150	180	200	250		150	180	200	250	
1	0.57	0.61	0.63	0.67	0.92	0.58	0.64	0.67	0.75	1.16	0.67	0.71	0.74	0.79	1.44-1.54
2	0.57	0.59	0.60	0.63		0.58	0.64	0.67	0.70		0.64	0.66	0.67	0.75	
3	0.53	0.55	0.56	0.59		0.58	0.61	0.62	0.65		0.59	0.64	0.67	0.75	

В соответствии с ISO 48666: 1990/1:1994 предельное значение частоты колебания для 1-ой формы определяется по формуле $[f_1]=46/H$, для 2-ой - $[f_2]=58/H$ и для 3-ей – $[f_3]=(72-77)/H$, где H – высота здания.

Таблица 2 - Зависимость периода собственных колебаний T от толщины диафрагмы жесткости δ

№ Варианта	1 форма колебаний				[T], с	2 форма колебаний				[T], с	3 форма колебаний				[T], с
	150	180	200	250		150	180	200	250		150	180	200	250	
1	1.76	1.65	1.60	1.49	0.92	1.72	1.57	1.49	1.33	1.16	1.50	1.41	1.36	1.26	1.44-1.54
2	1.75	1.69	1.66	1.58		1.72	1.57	1.49	1.42		1.56	1.51	1.49	1.33	
3	1.88	1.82	1.78	1.69		1.72	1.64	1.61	1.54		1.70	1.57	1.49	1.33	

В соответствии с ISO 48666: 1990/1:1994 предельное отношение периодов колебаний не должно превышать следующих значений: $[T_1]/[T_2]=1,26$; $[T_1]/[T_3]=1,56-1,67$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. На основании положений, принятых в серии нормативных документов (ТКП EN 1990), была разработана КЭМ монолитного здания, учитывающая сопротивление статическим и динамическим нагрузкам. Верификация КЭМ была выполнена в различных программных комплексах. Для дальнейшего анализа приняли программный комплекс Лира САПР.

2. В соответствии с требованиями ТКП 45-3.02-108-2008 при проектировании каркасов многоэтажных зданий необходимо обеспечить пространственную жесткость за счет постановки диафрагм и ядер жесткости с условием ограничений предъявляемых к первой, второй и третьей формам колебаний. При этом толщина диафрагм принимается не менее 140 мм в сборном варианте и не менее 200 мм в монолитном. Тип диафрагм жесткости определяется конструктивной схемой и формой здания, действующими нагрузками и так далее. При анализе разработанных КЭМ железобетонного каркаса здания с различной расстановкой диафрагм жесткости, установлено, что наиболее оптимальной является модель с минимальными частотами собственных колебаний (Вариант 2).

3. Для анализируемого здания прямоугольной формы поперечного сечения с отношением сторон $h/d \leq 2$ наиболее рациональной формой расположения диафрагм жесткости является схема, при которой диафрагмы жесткости размещены на наибольшее расстояние от центра тяжести здания. При этом угловой тип диафрагм жесткости принят как наиболее оптимальный, что соот-

ветствует конструктивной схеме здания с наружным и внутренним стволами жесткости. Это можно объяснить тем, что при данном типе момент инерции всего здания самый высокий.

Список цитированных источников

1. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии). — К.: издательство «Факт», 2004. - 106 с.

2. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. — К.: издательство «Факт», 2005. - 344 с.

3. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций. ТКП EN 1990-2011. — Мн. : Минстройархитектура РБ, 2012. -40с.

4. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-3, Общие воздействия. Снеговые нагрузки. ТКП EN 1991-1-3-2009. — М н. : Минстройархитектура РБ, 2010.-40с.

5. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1-4, Общие воздействия. Ветровые нагрузки. ТКП EN 1991-1-4-2009. — М н. : Минстройархитектура РБ, 2010.-40с.

6. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер., В.И. Сливкер.— Киев, Изд-во «Сталь», 2002 .— 600 с.: ил.

7. Серия 1.020-1-83. Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий./ Основные положения. Выпуск 0-1.—М.; Госстрой СССР, 1984. — 124 с.

УДК 681.3:624.04

Матяс П.И.

Научный руководитель: доц. Игнатюк В.И.

УЧЕБНАЯ ПРОГРАММА РЕШЕНИЯ УРАВНЕНИЙ УСТОЙЧИВОСТИ В MATHCAD В РАСЧЕТАХ РАМ НА УСТОЙЧИВОСТЬ

Задача определения критических нагрузок для плоских рам при их расчете на устойчивость методом перемещений сводится, как известно [1], к решению достаточно сложных нелинейных трансцендентных уравнений, имеющих бесконечное множество решений. Критическим нагрузкам соответствуют минимальные значения корней этих уравнений, отыскание которых в большинстве случаев производится путем подбора, когда выполняется ряд последовательных попыток с учетом анализа результатов предыдущих шагов подбора. Число попыток при этом часто бывает достаточно большим, а вычисления объемны и трудоемки. При этом ввиду сложности нелинейных трансцендентных уравнений устойчивости часто нет уверенности в том, что найден минимальный корень уравнения. Облегчить процесс решения уравнений устойчивости и решить их строго позволяет применение ЭВМ.

В работе рассматривается разработанная авторами учебная компьютерная программа решения нелинейных трансцендентных уравнений устойчивости, получаемых в расчетах плоских рам на устойчивость методом перемещений, позволяющая определять минимальные значения параметров устойчивости, соответствующих общей потере устойчивости рам, и строить графики изменения функций (определителя) устойчивости.