



УДК 624.042.41:69.032.22

А. П. ПОМАЗОВ, аспирант кафедры теории сооружений и технической механики, ассистент кафедры строительных конструкций; **О. В. ФУРСА**, студент; **Н. Ю. ТРЯНИНА**, канд. техн. наук, проф. кафедры теории сооружений и технической механики

СРАВНЕНИЕ ИНТЕГРИРОВАННОЙ И ДИФФЕРЕНЦИРОВАННОЙ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ПРИ АНАЛИЗЕ СОБСТВЕННЫХ КОЛЕБАНИЙ КОМПЛЕКСА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ

ФГБОУ ВО «Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
Россия, 603952, г. Н. Новгород, ул. Ильинская, д. 65.

Тел.: (831) 430-54-96, +7 (915) 947-36-25; эл. почта: pomazov.a.p@yandex.ru

Ключевые слова: многофункциональный комплекс, высотное здание, динамические расчеты сооружений, собственные колебания, динамические воздействия, численный эксперимент, расчетные модели.

Приводится сравнение динамических расчетных моделей при анализе собственных колебаний многофункционального комплекса сложной геометрии, состоящего из двух высотных зданий, соединенных между собой надземным переходом. Предложены два варианта расчетных схем: интегрированная и дифференцированная, при расчете которых численно-аналитическим методом были определены динамические характеристики комплекса – частота и форма собственных колебаний. Приведены и сопоставлены результаты расчетов по обеим расчетным моделям, отмечены их особенности и сделаны выводы.

Введение. При проектировании высотных зданий особо остро встает вопрос расчета на динамические воздействия, к которым в первую очередь относятся пульсационная составляющая ветрового давления и сейсмические воздействия. Данные воздействия напрямую связаны с силами инерции, возникающими при горизонтальных колебаниях здания, в связи с чем при расчете высотных зданий неизбежно определение и анализ форм и частот собственных колебаний систем.

Согласно существующим нормам проектирования [1], расчет зданий и сооружений необходимо производить с учетом пульсаций ветра, поскольку ветровая нагрузка может изменяться как по модулю, так и по направлению. В зданиях повышенной высотности ветровое давление наиболее ощущается в напряженно-деформированном состоянии конструктивных элементов, так, например, в колоннах верхних этажей возникают значительные величины изгибающих моментов. Помимо учета ветра при расчете зданий и их отдельных элементов на прочность, жесткость и устойчивость, в высотных зданиях особое внимание уделяется динамической комфортности людей, пребывающих внутри и снаружи здания.

Рекомендации нормативных документов [1] не подразумевают возможности аналитического определения динамических характеристик, а, следовательно, и пульсационной составляющей ветровой нагрузки для зданий нетиповой конфигурации. При расчете зданий для определения частот и форм колебаний неизбежно применение программно-вычислительных комплексов и создание расчетной схемы здания. Отдельное внимание должно уделяться грамотному

**К СТАТЬЕ, А. П. ПОМАЗОВА, О. В. ФУРСА, Н. Ю. ТРЯНИНОЙ
«СРАВНЕНИЕ ИНТЕГРИРОВАННОЙ И ДИФФЕРЕНЦИРОВАННОЙ
РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ПРИ АНАЛИЗЕ СОБСТВЕННЫХ
КОЛЕБАНИЙ КОМПЛЕКСА ВЫСОТНЫХ ЗДАНИЙ»**



Рис. 1. Общий вид проектируемого в выпускной квалификационной работе многофункционального делового комплекса

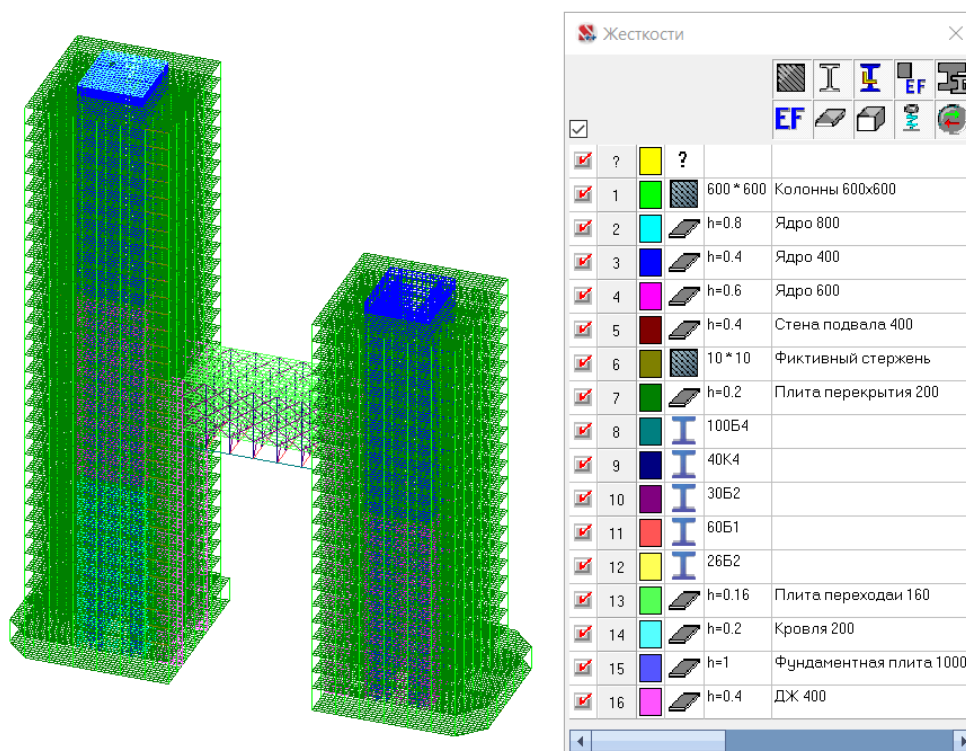


Рис. 2. Интегрированная расчетная схема в ПК SCAD Office с принятыми жесткостными характеристиками

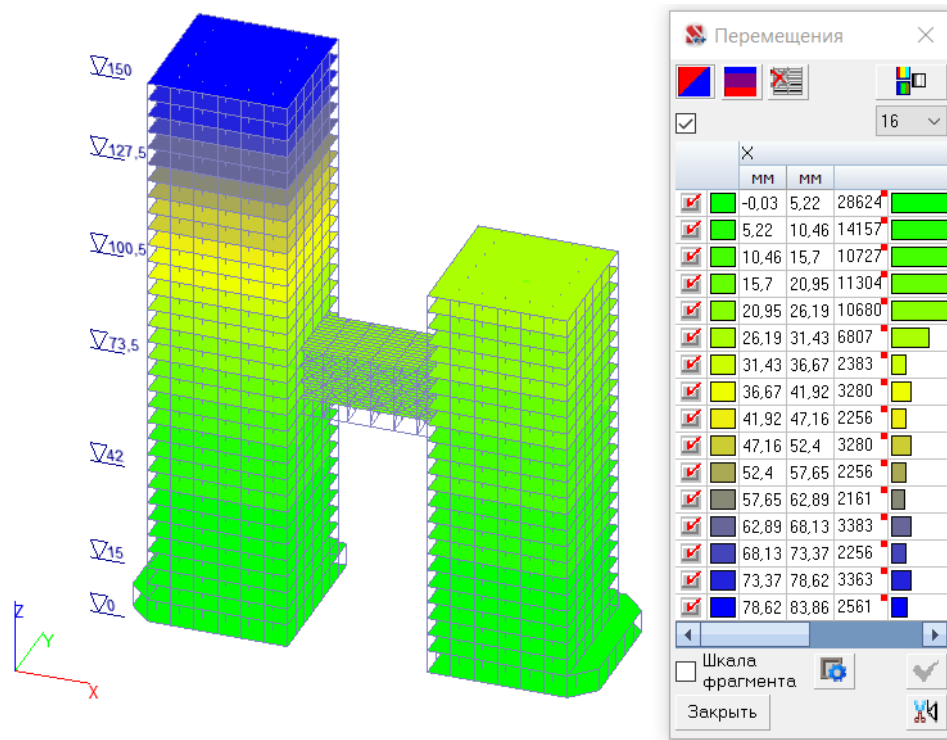


Рис. 3. Перемещения Δ_{ij} вдоль оси X от горизонтальной силы $P = g \cdot A$ в уровне 2-й массы

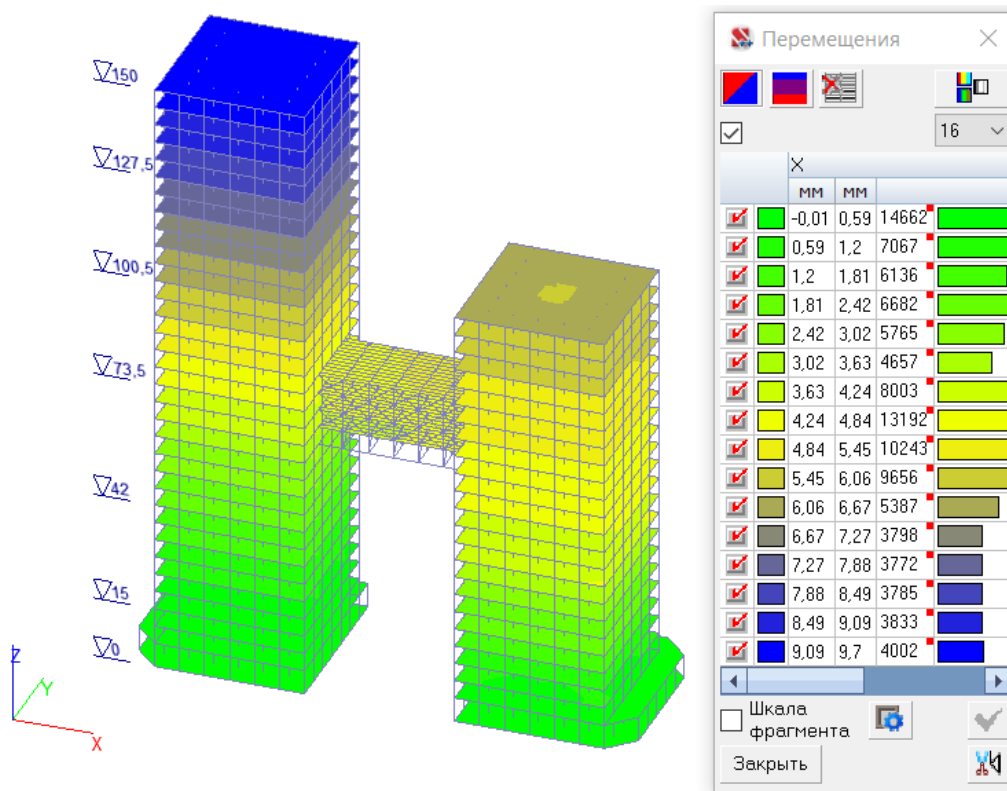


Рис. 4. Перемещения Δ_{ij} вдоль оси X от горизонтальной силы $P = g \cdot A$ в уровне 8-й массы

выбору динамической расчетной схемы сооружения, которая должна наиболее полно отражать жесткостные и инерционные характеристики элементов, позволяющие описать перемещения конструкции [2]. Целью настоящей работы является сравнение динамических расчетных схем здания сложной геометрии и анализ полученных динамических характеристик.

Материалы и методы. Объектом исследования является проектируемый в выпускной квалификационной работе многофункциональный комплекс в г. Казань, представляющий собой два высотных здания (высотой 155,70 и 110,70 м), соединенных между собой трехэтажной пролетной конструкцией (пролет 36 м, отм. низа +59,04 м) [3]. Высотные части комплекса запроектированы в монолитном железобетонном каркасе с каркасно-ствольной конструктивной системой, пролетная часть – в металлическом каркасе (рис. 1 цв. вклейки).

Для определения собственных колебаний представленного комплекса были созданы расчетные модели в программно-вычислительном комплексе *SCAD Office*, основанном на методе конечных элементов (рис. 2 цв. вклейки).

При расчете форм собственных колебаний по *интегрированной модели* высотные части комплекса рассматриваются как два консольно-защемленных стержня, соединенные между собой горизонтальным ригелем (пролетная конструкция). Жесткость ригеля имеет конечную величину, но ее значение велико по сравнению с изгибной жесткостью железобетонного каркаса высотных частей.

Реальное здание имеет бесконечное число элементарных масс, распределенных по всему объему здания. В инженерной практике при динамическом расчете многоэтажных каркасных зданий распределенные объемные и поверхностные нагрузки заменяются сосредоточенными в уровнях перекрытий массами [4, 5]. В случае с высотным зданием сосредоточение масс в уровнях перекрытий все равно образует систему с большим числом динамических степеней свободы, что является достаточно сложной инженерной задачей, решение которой может привести к некорректным формам собственных колебаний. В исследовании [6] рассмотрены точная и упрощенная расчетные схемы большепролетного покрытия здания велодрома и показано, что сокращение числа степеней свободы (уменьшение числа сосредоточенных масс) с допустимой инженерной точностью дает верный результат, но значительно упрощает задачу и позволяет проанализировать полученное решение. В связи с этим для упрощения задачи распределенные массы заменяются сосредоточенными массами M_1, M_2, \dots, M_9 , расположенными в уровнях перекрытий на отметках +15,00; +42,00; +73,50; +100,50; +127,50; +150,00 (рис. 1). Так, рассматриваемая в данной задаче система имеет 9 степеней свободы.

Сосредоточенные массы для определения собственных частот колебаний собираются с укрупненных блоков по 5-6 этажей, при этом в соответствии с пп. 11.1.8 [1] принимаются нормативные значения постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. Кратковременные нагрузки на перекрытия переводятся в массы с учетом доли длительности 0,35, поскольку одномоментное действие полного значения маловероятно. В общем случае при определении форм собственных колебаний необходимо учитывать несколько вариантов распределения масс – с учетом снеговой нагрузки (для зимнего периода) и без учета (для летнего периода), однако в случае расчета высотного здания снеговая

нагрузка составляет крайне незначительную долю в общей массе, поэтому рассматривается только один вариант распределения масс.

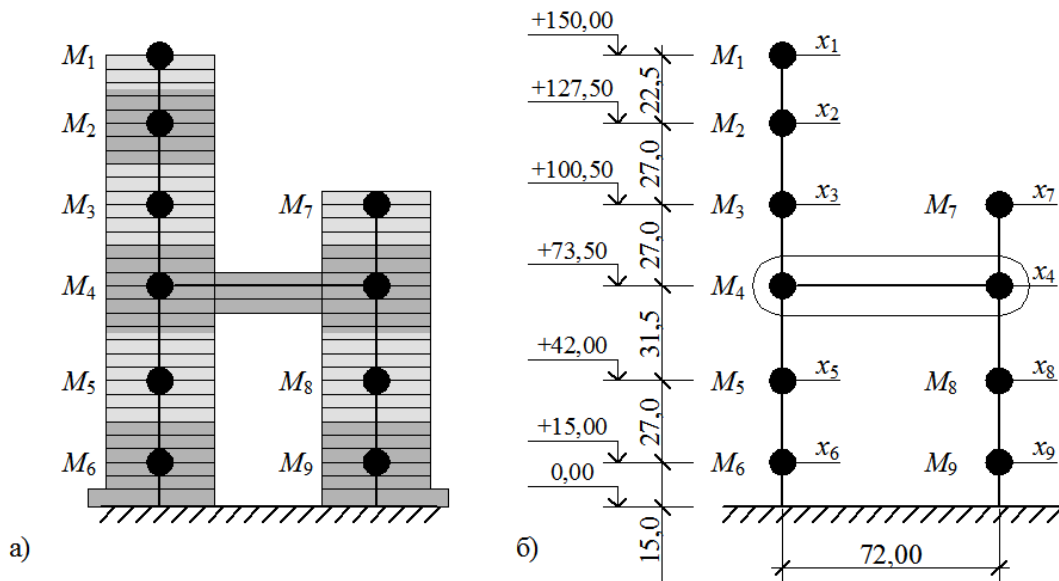


Рис. 1. Схема расположения сосредоточенных масс (а) и интегрированная расчетная схема высотного комплекса (б); M_1, M_2, \dots, M_9 – сосредоточенные массы; x_1, x_2, \dots, x_9 – обобщенные координаты

Составляется диагональная матрица масс $\{M\}$, т:

$$\{M\} = \begin{pmatrix} 4390 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9103 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 10105 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4390 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 9103 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10105 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4390 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 9103 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 10105 \end{pmatrix}, \text{ т.}$$

Для составления матрицы податливости $\{\delta\}$ в ПК SCAD на расчетную схему в уровне каждой массы на перекрытие задается распределенная нагрузка интенсивностью g_n , и в результате численного расчета определяются линейные перемещения Δ_{ij} масс M_i от воздействия $P_j = g_n \cdot A_j$, где A_j – площадь j -го перекрытия (рис. 3, 4 цв. вклейки). Удельные перемещения δ_{ij} получаются из полученных Δ_{ij} путем деления на $P_j = g_n \cdot A_j$ (рис. 2).

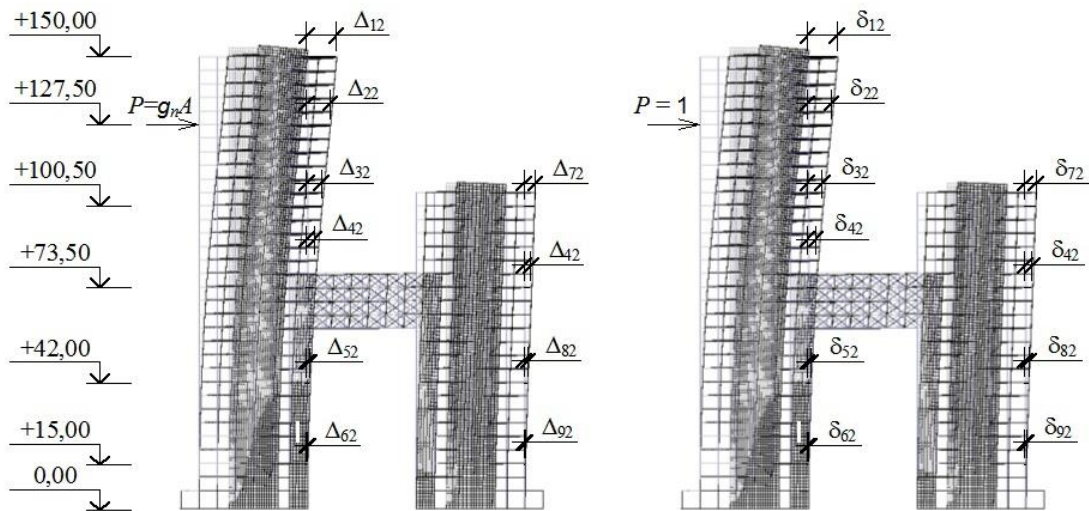


Рис. 2. Деформированная расчетная схема для определения удельных перемещений δ_{ij} сосредоточенных масс (на примере массы M_2).

$$\{\delta\} = \frac{\{\Delta\}}{P} = \frac{\{\Delta\}}{g_n \cdot A} =$$

$$= 10^{-8} \begin{pmatrix} 615,90 & 454,29 & 277,53 & 131,83 & 45,33 & 6,04 & 177,36 & 53,06 & 10,06 \\ 454,29 & 355,56 & 226,01 & 111,22 & 39,98 & 5,75 & 149,71 & 44,88 & 8,52 \\ 277,53 & 226,01 & 162,99 & 86,15 & 33,49 & 5,40 & 115,93 & 34,93 & 6,64 \\ 131,83 & 111,22 & 86,15 & 60,64 & 25,71 & 4,86 & 87,19 & 26,06 & 4,95 \\ 45,33 & 39,98 & 33,49 & 25,71 & 20,01 & 4,81 & 34,73 & 10,85 & 2,08 \\ 6,04 & 5,75 & 5,40 & 4,86 & 4,81 & 4,16 & 6,59 & 2,13 & 0,40 \\ 177,36 & 149,71 & 115,93 & 87,19 & 34,73 & 6,69 & 174,58 & 33,24 & 5,20 \\ 53,06 & 44,88 & 34,93 & 26,06 & 10,85 & 2,13 & 33,24 & 21,70 & 5,45 \\ 10,06 & 8,52 & 6,64 & 4,95 & 2,08 & 0,40 & 5,20 & 5,45 & 4,86 \end{pmatrix} \frac{\text{м}}{\text{Н}}$$

Круговые частоты собственных колебаний ω определяются из решения векового уравнения, выражающего равенство нулю определителя матрицы, составленной из коэффициентов при неизвестных амплитудах колебаний масс в уравнении собственных колебаний [7]:

$$\det W = \left| \{\delta\} \cdot \{M\} - \left\{ \frac{1}{\omega^2} \right\} \right| = 0. \quad (1)$$

Уравнение колебаний системы имеет следующий вид:

$$\begin{cases} \left(\delta_{11} M_1 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_1 + \delta_{12} M_2 a_2 + \dots + \delta_{19} M_9 a_9 = 0; \\ \delta_{21} M_1 a_1 + \left(\delta_{22} M_2 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_2 + \dots + \delta_{29} M_9 a_9 = 0; \\ \dots \\ \delta_{91} M_1 a_1 + \delta_{92} M_2 a_2 + \dots + \left(\delta_{99} M_9 - \frac{1}{\omega^2} \right) a_9 = 0. \end{cases} \quad (2)$$

Ввиду недостатка начальных условий численное решение системы уравнений (2) не позволяет определить значения амплитуд, однако, можно

определить их соотношения, выразив все амплитуды через одну, принятую за единицу ($a_{1k} = 1$), т. е. определить коэффициенты формы $\varphi_{ik} = a_{ik}/a_{1k}$, где i – индекс, обозначающий номер массы, k – номер формы. Данные соотношения определяются только жесткостными и инерционными свойствами механической системы, оставаясь постоянными при колебаниях с каждой из собственных частот ω , и не зависят от начальных условий. Так, система уравнений (2) примет вид:

$$\begin{cases} \left(\delta_{11}M_1 - \frac{1}{\omega^2} \right) + \delta_{12}M_2\varphi_{2k} + \dots + \delta_{19}M_9\varphi_{9k} = 0; \\ \delta_{21}M_1 + \left(\delta_{22}M_2 - \frac{1}{\omega^2} \right) \varphi_{2k} + \dots + \delta_{29}M_9\varphi_{9k} = 0; \\ \dots \\ \delta_{91}M_1 + \delta_{92}M_2\varphi_{2k} + \dots + \left(\delta_{99}M_9 - \frac{1}{\omega^2} \right) \varphi_{9k} = 0. \end{cases} \quad (3)$$

При расчете форм собственных колебаний по *дифференцированной модели* колебания первой и второй башни рассматриваются в отдельных расчетных схемах (рис. 3). Особенностью данного расчета является введение в расчетную схему упругих связей в уровне надземного перехода, имитирующих влияние одного здания на другое.

Жесткостными характеристиками упругих опор являются коэффициенты жесткости (величины, обратные податливости δ) c_1 и c_2 , равные величине силы, необходимой для смещения поперечного сечения стержня на единицу $c = P/\Delta_x$. Для данных расчетных схем коэффициенты жесткости определяются численным методом в ПБК *SCAD Office*.

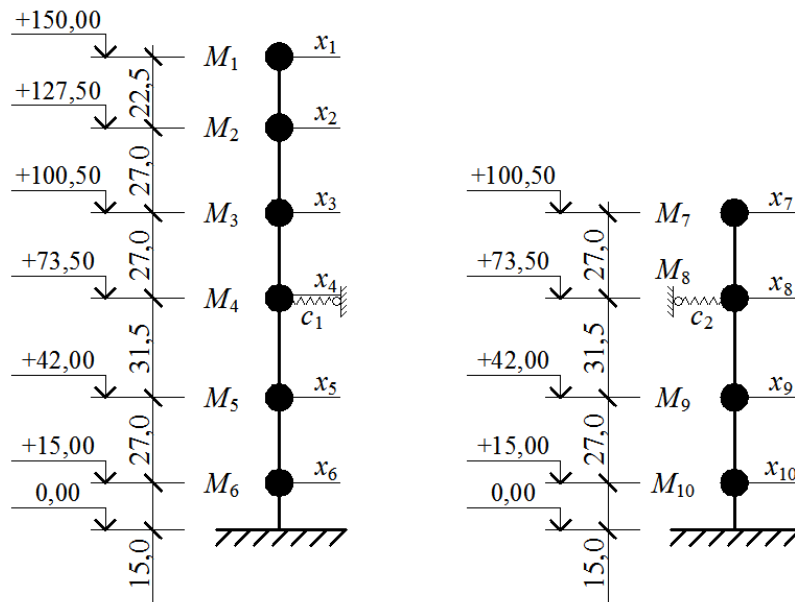


Рис. 3. Дифференцированная расчетная схема высотного комплекса: M_1, M_2, \dots, M_{10} – сосредоточенные массы; x_1, x_2, \dots, x_{10} – обобщенные координаты; c_1, c_2 – коэффициенты жесткости упругих опор



Результаты исследования. Результаты определения круговых частот собственных колебаний ω по формуле (1), полученные из расчета по интегрированной расчетной схеме, приведены в табл. 1. Также были определены частоты f и периоды T собственных колебаний.

При решении прикладных инженерных задач наиболее важной является первая частота собственных колебаний ω_1 , поскольку форма собственных колебаний, соответствующая первой частоте, – первая главная форма – является наиболее вероятной.

Аналогично был произведен расчет форм собственных колебаний отдельно для каждой башни (дифференцированные модели) с учетом влияния башен друг на друга в виде связей конечной жесткости. По результатам расчета (табл. 1 и 2) построены формы колебаний для башни высотой 155,7 м (рис. 5). Проведенное исследование позволяет сделать вывод, что динамический расчет по двум различным расчетным моделям дает различные результаты, однако, первая частота, соответствующая главной форме собственных колебаний, имеет достаточно близкие значения как при расчете по интегрированной модели комплекса, так и при раздельном рассмотрении колебаний более высокой башни, поскольку она является доминантной.

Таблица 1

Динамические характеристики и коэффициенты форм собственных колебаний (ФСК) при расчете комплекса по интегрированной модели и при расчете башни высотой 155,7 м по дифференцированной модели

ФСК	Динамические характеристики			Коэффициенты форм собственных колебаний для масс								
	ω , рад/с	f , Гц	T , с	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	<u>3,305</u>	<u>0,526</u>	<u>1,901</u>	<u>1</u>	<u>1,670</u>	<u>1,248</u>	<u>0,888</u>	<u>0,311</u>	<u>0,054</u>	<u>0,824</u>	<u>0,339</u>	<u>0,110</u>
	3,249 (1,7 %)	0,517	1,934	1 (0 %)	1,561 (6,5 %)	1,051 (15,8 %)	0,612 (30,1 %)	0,167 (46,3 %)	0,091 (68,5 %)	—	—	—
2	<u>7,988</u>	<u>1,271</u>	<u>0,787</u>	<u>1</u>	<u>0,679</u>	<u>-0,112</u>	<u>-0,983</u>	<u>-0,499</u>	<u>-0,139</u>	<u>-1,975</u>	<u>-0,401</u>	<u>-0,045</u>
	11,575 (44,9%)	1,842	0,543	1 (0,386	-1,466	-2,498	-1,690	-0,492	—	—	—
3	<u>17,851</u>	<u>2,841</u>	<u>0,352</u>	<u>1</u>	<u>-3,433</u>	<u>0,345</u>	<u>3,780</u>	<u>3,682</u>	<u>1,170</u>	<u>-4,208</u>	<u>4,306</u>	<u>1,405</u>
	21,919 (22,8%)	3,489	0,287	1	-0,467	-1,929	0,270	2,744	1,231	—	—	—

Примечание. Над чертой приведены значения для интегрированной расчетной модели, под чертой – для дифференцированной расчетной модели; в скобках указано процентное соотношение результатов.

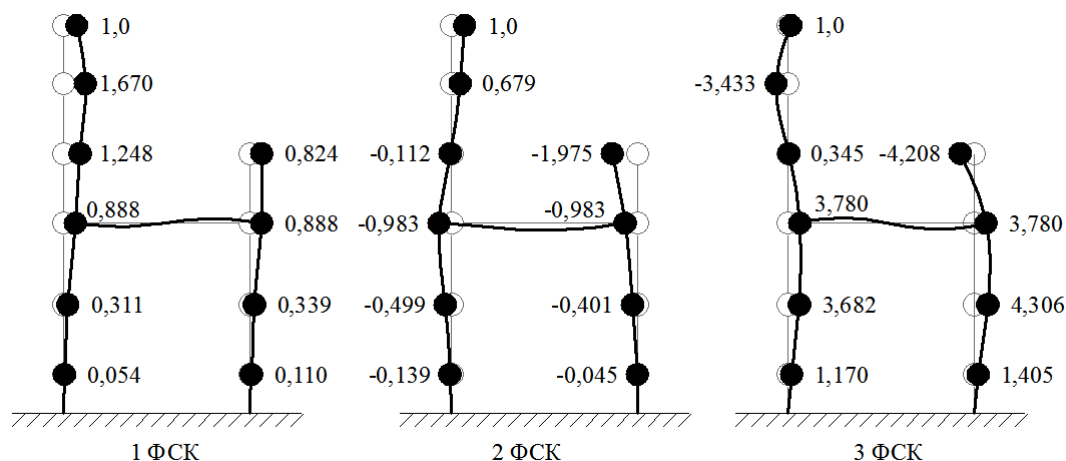


Рис. 4. Формы собственных колебаний комплекса при расчете по интегрированной модели

Таблица 2

Динамические характеристики и коэффициенты форм собственных колебаний (ФСК) при расчете комплекса по интегрированной модели и при расчете башни высотой 111,7 м по дифференцированной модели

ФСК	Динамические характеристики			Коэффициенты форм собственных колебаний для масс			
	ω , рад/с	f , Гц	T , с	7	8	9	10
1	<u>3,305</u>	<u>0,526</u>	<u>1,901</u>	<u>0,824</u>	<u>0,888</u>	<u>0,339</u>	<u>0,110</u>
	7,381 (55,2%)	1,175	0,851	1 (17,6 %)	1,724 (48,5 %)	0,497 (31,8 %)	0,104 (5,8 %)
2	<u>7,988</u>	<u>1,271</u>	<u>0,787</u>	<u>-1,975</u>	<u>-0,983</u>	<u>-0,401</u>	<u>-0,045</u>
	17,859 (55,3%)	2,842	0,352	1	-2,498	-1,731	-0,785
3	<u>17,851</u>	<u>2,841</u>	<u>0,352</u>	<u>-4,208</u>	<u>3,780</u>	<u>4,306</u>	<u>1,405</u>
	29,077 (38,6%)	4,628	0,216	1	0,270	1,608	1,324

Примечание. В числителе дроби приведены значения для интегрированной расчетной модели, в знаменателе – для дифференцированной расчетной модели; в скобках указано процентное соотношение результатов

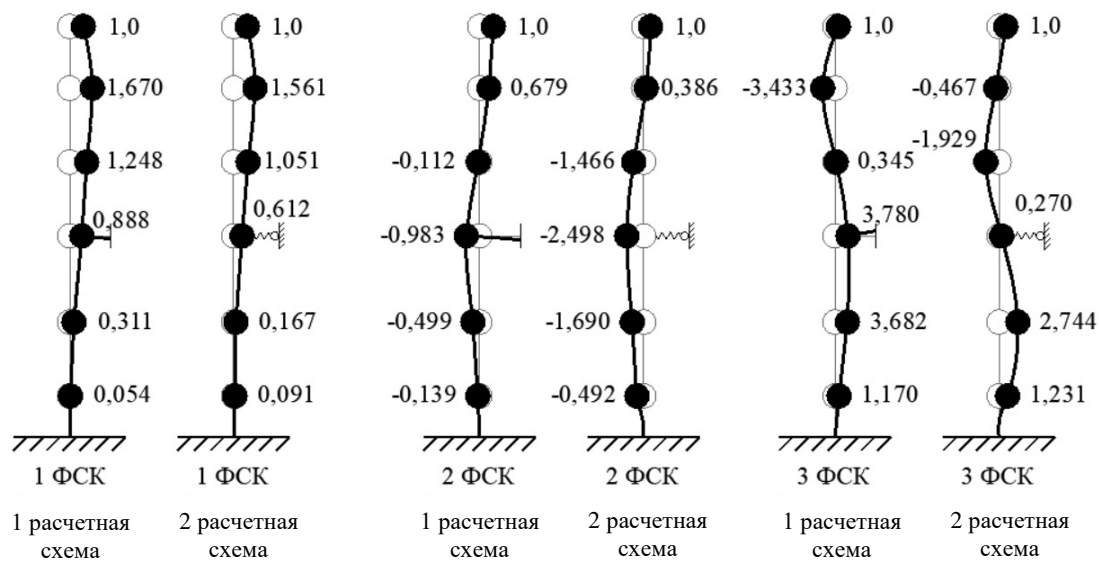


Рис. 5. Формы собственных колебаний башни высотой 155,7 м при расчете по расчетным схемам: интегрированной (1 расчетная схема) и дифференцированной (2 расчетная схема)

Дифференцированный расчет второй башни предсказуемо дает более высокие частоты, поскольку при аналогичной эквивалентной жесткости, здание имеет меньшую высоту и длину «свободной» части выше надземного перехода, который оказывает влияние на жесткость системы и формы колебаний.

Заключение и выводы. Несмотря на удобство проведения расчета по дифференцированной расчетной модели с упругими связями, которая имеет меньше степеней динамической свободы, расчет усложняется необходимостью определять значение жесткостей упругих опор численным методом, что не позволяет избежать создания общей расчетной схемы комплекса. Интегрированная модель позволяет наиболее полно учесть жесткостные и инерционные свойства механической системы, а также имеет меньше упрощений, принятых в расчете, по сравнению с дифференцированной схемой. Тем не менее сравнение результатов расчетов по обеим расчетным схемам показало совпадение главной частоты и главной формы, что говорит о том, что в первом приближении инженерный расчет можно делать в раздельной постановке с последующим уточнением по интегрированной схеме.

В заключение следует отметить, что выбор расчетной схемы всегда является наиболее сложным и ответственным этапом расчета и проектирования зданий и их комплексов, особенно этот вопрос актуален при проектировании уникальных зданий и сооружений. Для высотных зданий отдельной важной задачей выделяются динамические расчеты сооружений, поскольку учет инерционных сил, возникающих при динамических воздействиях, оказывает значительное влияние на усилия в конструкциях, а также на уровень динамической комфортности, определяющийся путем анализа ускорений и перемещений верхних перекрытий здания. Современные программно-вычислительные комплексы позволяют автоматизировано производить модальный анализ, определять формы и частоты собственных колебаний, однако, наряду с главными



формами, программа может выдавать паразитирующие формы или второстепенные формы колебаний отдельных частей системы.

Рассмотренный в данной работе объект – комплекс, состоящий из двух высотных зданий, объединенных надземным переходом, не имеет аналогов в нормативной документации по сбору нагрузок, и определение форм собственных колебаний требует вариантного рассмотрения расчетных динамических моделей и анализа частотных характеристик. Вместе с этим в настоящее время подобная идея формы здания приобретает популярность в архитектурном проектировании и градостроительных концепциях, например, проектируемые жилые комплексы премиум-класса “*hideOUT*” и «Событие.4» в Москве или Благовещенские башни строящегося жилого комплекса *GloriaX Premium* Черниговская на набережной Оки в Нижнем Новгороде, что подтверждает актуальность темы и необходимость вариантного исследования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие Приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 03 декабря 2016 г. № 891/пр : актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* : дата введения 04 июня 2017 г. : [редакция от 31.05.2022]. – URL: <http://www.consultant.ru> (дата обращения: 08.12.2023). – Текст : электронный.
2. Emanov, A. F. Natural oscillations of a tower-type high-rise building: modes of horizontal, vertical and rotational oscillations according to the standing wave method and verification of the computational model / A. F. Emanov, A. M. Belostotsky, A. A. Bakh [et al.] // *Problems of Engineering Seismology*. – 2022. – Volume 49. – № 2. – С. 5–40. – DOI: 10.21455/VIS2022.2-1.
3. Помазов, А. П. Многофункциональный комплекс в городе Казани / Помазов Артем Павлович ; руководитель ВКР А. А. Филиппов ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет, ИСФ, Кафедра строительных конструкций. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2022. – 1 CD ROM. – Текст : электронный.
4. Методы определения собственных частот многоэтажных зданий / Б. Б. Лампси, П. А. Хазов, О. М. Кофорова, А. А. Генералова. – Текст : непосредственный // *Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук*. – 2016. – № 19. – С. 176–180.
5. Динамика строительных конструкций при экстремальных природных воздействиях : колебания, прочность, ресурс : монография / П. А. Хазов, Д. А. Кожанов, А. М. Анущенко, А. А. Сатанов ; Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2022. – 96 с. – ISBN 978-5-528-00475-4. – Текст : непосредственный.
6. Сравнение динамических расчетных моделей при определении частот и форм собственных колебаний большепролетной стальной фермы покрытия здания велодрома / П. А. Хазов, Н. И. Молодушная, Б. Б. Лампси [и др.]. – Текст : непосредственный // *Приволжский научный журнал / Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет*. – Нижний Новгород, 2019. – № 2. – С. 16-24.
7. Рутман, Ю. Л. Динамика сооружений : сейсмостойкость, сейсмозащита, ветровые нагрузки : монография / Ю. Л. Рутман, Н. В. Островская ; Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университете. – Санкт-Петербург, 2019. – 253 с. – ISBN 978-5-9227-0929-3. – Текст : непосредственный.



POMAZOV Artyom Pavlovich, postgraduate student of the chair of theory of structures and technical mechanics, assistant of the chair of building structures; FURSA Olga Vitalevna, student; TRYANINA Nadezhda Yurevna, candidate of technical sciences, professor of the chair of theory of structures and technical mechanics

COMPARISON OF INTEGRATED AND DIFFERENTIATED CALCULATION MODELS IN THE ANALYSIS OF NATURAL OSCILLATIONS OF A COMPLEX OF HIGH-RISE BUILDINGS

Nizhny Novgorod State University of Architecture and Civil Engineering
65, Iljinskaya St., Nizhny Novgorod, 603952, Russia. Tel.: +7 (831) 430-54-96,
+7 (915) 947-36-25; e-mail: pomazov.a.p@yandex.ru

Key words: multifunctional complex, high-rise building, dynamic calculations of structures, own oscillations, dynamic effects, numerical experiment, calculation models.

The article presents a comparison of dynamic calculation models in the analysis of natural oscillations of a multifunctional complex of complex geometry consisting of two high-rise buildings connected by an aboveground passage. Two variants of calculation schemes are proposed – integrated and differentiated, in the calculation of which the dynamic characteristics of the complex - the frequency and shape of natural oscillations – were determined numerically and analytically. The results of calculations for both calculation models are presented and compared, their features are noted and conclusions are drawn.

REFERENCES

1. SP 20.13330.2016. Nagruzki i vozdeystviya [Loads and effects]: svod pravil: utverzhdyon i vved. v deystvie Prikazom Min-va stroit. i zhilishno-kommun. khozyaystva RF ot 03 dekabrya 2016 g. № 891/pr : aktualizirovannaya redaktsiya SNIp 2.01.07-85* : data vved. 04 iyunya 2017 g. : [red. ot 31.05.2022] – URL: <http://www.consultant.ru> (data obrascheniya: 08.12.2023).
2. Emanov A. F., Belostotsky A. M., Bakh A. A., et al. Natural oscillations of a tower-type high-rise building: modes of horizontal, vertical and rotational oscillations according to the standing wave method and verification of the computational model // Problems of Engineering Seismology. 2022. Vol. 49. № 2. P. 5-40. DOI: 10.21455/VIS2022.2-1.
3. Pomazov A. P. Mnogofunktionalny kompleks v gorode Kazani [Multifunctional complex in the city of Kazan] ; ruk. VKR A.A. Filippov; Nizhegor. gos. arkhitekt.-stroit. un-t, ISF, Kaf. stroitelnykh konstruksiy. – Nizhny Novgorod: NNGASU, 2022.
4. Lampsi B. B., Khazov P. A., Koforova O. M., Generalova A. A. Metody opredeleniya sobstvennykh chastot mnogoetazhnykh zdaniy [Methods for determining the natural frequencies of multi-storey buildings] // Vestnik Volzhskogo regionalnogo otdeleniya Rossiyskoy akademii arkhitektury i stroitelnykh nauk. – 2016. – № 19. – P. 176–180.
5. Khazov P. A., Kozhanov D. A., Anushchenko A. M., Satanov A. A. Dinamika stroitelnykh konstruksiy pri ekstremalnykh prirodnykh vozdeystviyakh: kolebaniya, prochnost, resurs [Dynamics of building structures under extreme natural influences: fluctuations, strength, resource]: monografiya // Nizhegor. gos. arkhitektur.-stroit. un-t. – Nizhny Novgorod: NNGASU, 2022. – 96 p. – ISBN 978-5-528-00475-4.
6. Khazov P. A., Molodushnaya N. I., Lampsi B. B., et al. Sravnenie dinamicheskikh raschyotnykh modeley pri opredelenii chastot i form sobstvennykh kolebaniy bolsheprolyotnoy stalnoy fermy pokrytiya zdaniya velodroma [Comparison of dynamic computational models in determining frequencies and forms of natural vibration of the large-span steel truss of the



velodrome building roofing] // Privolzhskiy nauchny zhurnal [Privolzhsky Scientific Journal] / Nizhegor. gos. arkhitektur.-stroit. un-t. – Nizhny Novgorod, 2019. – № 2. – P. 16–24.

7. Rutman Yu. L., Ostrovskaya N. V. Dinamika sooruzheniy: seysmostoykost, seysmozashchita, vetrovye nagruzki [Dynamics of structures: seismic resistance, seismic protection, wind loads]: monografiya // Sankt-Peterburg. gos. arkhitektur.-stroit. un-t. – Saint-Petersburg, 2019. – 253 p. – ISBN 978-5-9227-0929-3.

© **А. П. Помазов, О. В. Фурса, Н. Ю. Трянина, 2024**

Получено: 18.01.2024 г.