

АНТИПОВ А. С., УТКИНА В. Н.

РАСЧЕТ МОНОЛИТНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ВЫСОТНОГО ЗДАНИЯ НА УСТОЙЧИВОСТЬ ПРИ АВАРИЙНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

Аннотация. В статье рассматривается проблема обеспечения надежности строительных конструкций высотных зданий в чрезвычайных ситуациях. Приведены результаты исследования устойчивости монолитной конструктивной системы здания к прогрессирующему обрушению в ПК ЛИРА-САПР.

Ключевые слова: монолитная конструктивная система, высотное офисное здание, устойчивость, аварийные воздействия, прогрессирующее обрушение, расчет, анализ результатов.

ANTIPOV A. S., UTKINA V. N.

CALCULATION OF THE MONOLITHIC STRUCTURAL SYSTEM OF A HIGH-RISE BUILDING FOR STABILITY IN CASE OF EMERGENCY IMPACTS

Abstract. The article deals with the problem of ensuring the reliability of building structures of high-rise buildings in emergency situations. The results of a study of the stability of a monolithic structural system of a building to progressive collapse in LIRA-CAD software are presented.

Keywords: monolithic structural system, high-rise office building, stability, emergency impacts, progressive collapse, calculation, analysis of results.

При проектировании высотных жилых и общественных зданий необходимо обеспечить защиту конструктивной системы от прогрессирующего обрушения в случае аварийных воздействий. Этой проблеме уделяется особое внимание на нормативном уровне, так как разрушение уникальных и технически сложных объектов может привести к тяжелым социальным и экологическим последствиям, значительным экономическим потерям [1–8].

Цель работы – выполнить расчет монолитной конструктивной системы высотного офисного здания на устойчивость при аварийных воздействиях и анализ результатов.

Основные задачи:

- создать пространственную модель конструктивной системы здания, учитывающую взаимодействие с грунтовым основанием;
- выполнить общие расчеты модели в условиях нормальной эксплуатации на основные сочетания нагрузок;
- определить напряженно-деформированное состояние конструкций в случае локальных разрушений при особом сочетании нагрузок.

Проектируемое высотное здание предназначено для размещения офисов, имеет 33 надземных и 2 подземных этажа. Форма в плане симметричная, близка к кругу, максимальные размеры в осях 44,00×44,00 м. Высота здания до наивысшей отметки конструктивного элемента 125,10 м. По вертикали здание разделено на четыре пожарных отсека перекрытиями с пределом огнестойкости REI 240 и техническими этажами. Расположено в г. Екатеринбург. Ветровой район II, снеговой – III [9].

Согласно ГОСТ 27751-2014 класс сооружения КС-3 (особо опасные и технически сложные объекты), уровень ответственности – повышенный [1]. Несущие конструкции запроектированы в монолитном железобетоне. Конструктивная система здания каркасно-стенная. Несущими элементами являются стены ядра жесткости, колонны и диски перекрытий, которые при совместной работе обеспечивают геометрическую неизменяемость, общую и местную устойчивость и восприятие всех вертикальных и горизонтальных нагрузок. Функционально стены ядра жесткости являются внутренними стенами, стенами лестничных клеток и шахт лифтов. Колонны расположены регулярно в плане и по высоте здания.

Материалы и геометрические параметры конструкций, а также нагрузки определены в соответствии с нормативными документами [2; 6; 9]. Фундамент проектируется в виде сплошной монолитной железобетонной плиты толщиной 3000 мм из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В40. Колонны имеют сечения круглой формы диаметром 500 и 1000 мм, выполнены из тяжелого бетона классов В35 и В45. Наружные стены подвала и внутренние несущие стены толщиной 400 мм, а также стены диафрагм жесткости толщиной 600 мм – монолитные железобетонные из бетона класса В35. Плиты перекрытия плоские толщиной 220 мм и плита покрытия толщиной 300 мм – из бетона класса В30. Рабочая арматура всех конструкций – класса А400. Расстояние между колоннами не превышает 6,0 м.

Формирование пространственной модели конструктивной системы высотного здания и общий расчет методом конечных элементов на все виды воздействий с учетом совместной работы несущих конструкций, фундамента и основания выполнены в специализированном программном комплексе МОНОМАХ-САПР. Прочность и устойчивость здания при эксплуатационных нагрузках обеспечены. Результаты представлены в работе авторов [10].

Исследование конструктивной системы высотного здания на устойчивость к прогрессирующему обрушению выполняется по методике, реализованной в ПК ЛИРА-САПР [11; 12]. Для этого производится импорт расчетной схемы здания, предварительно созданной в ПК МОНОМАХ-САПР. Информационная связь программных комплексов позволяет передать все данные об объекте: приложенные нагрузки, геометрические параметры и жесткостные характеристики элементов. Пространственная расчетная модель конструктивной системы здания представлена на рисунке 1.

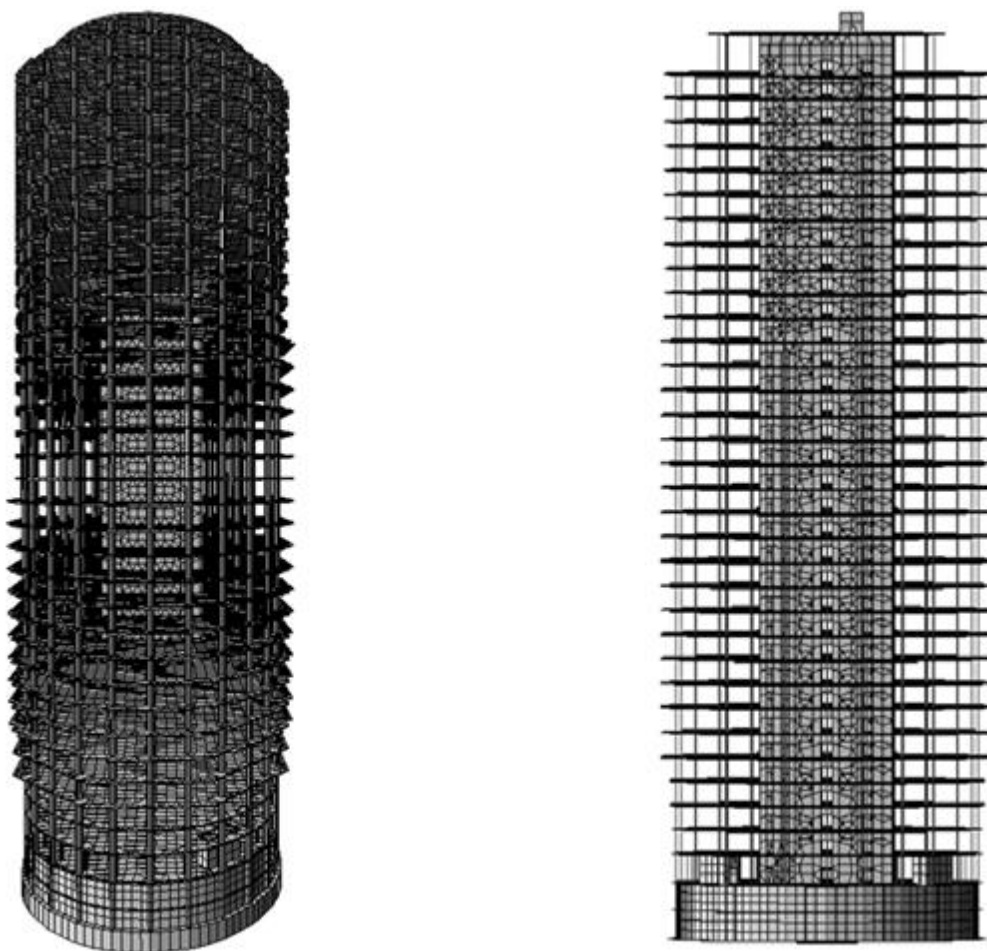


Рис. 1. Расчетная модель конструктивной системы высотного здания в ПК ЛИРА-САПР (3D-вид и проекция на плоскость XOZ).

Аналитическая модель конструктивной системы здания состоит из 49658 конечных элементов. Колонны имеют тип конечного элемента 10 (универсальный пространственный стержневой КЭ). Стены, плиты перекрытий и покрытия имеют типы конечных элементов 42 и 44 (универсальный треугольный и четырехугольный КЭ оболочки). Для учета физической нелинейности выбираются соответствующие типы конечных элементов (210 для колонн, 242 и 244 для плит перекрытий). Задаются параметры основного и армирующего материалов: законы нелинейного деформирования, классы бетона, модули упругости, предельные напряжения, расположение и площадь арматуры в сечениях элементов. Назначаем новые типы жесткости для колонн и плит перекрытий на всех уровнях здания.

Колонны имеют различные сечения, классы бетона и армирование. Формирование типов жесткости колонн производится с учетом унификации (таблица 1).

Для всех плит перекрытий толщиной 220 мм принята основная нижняя и верхняя непрерывная арматура $\varnothing 16$ с шагом 200×200 мм с дополнительным верхним армированием в местах расположения колонн.

Таблица 1

Параметры сечений колонн

Марка колонны	Диаметр сечения колонн, мм	Номера колонн	Класс бетона	Площадь сечения арматуры A_s , см ²	Процент армирования μ , %
1	2	3	4	6	7
K1	Ø1000	1_1 – 1_40, 2_1 – 2_40, 17_1 – 17_40, 18_1 – 18_40, 19_1 – 19_40, 20_1 – 20_40, 21_1 – 21_40, 22_1 – 22_40, 23_1 – 23_40, 24_1 – 24_40, 25_1 – 25_40, 26_1 – 26_40, 27_1 – 27_40, 28_1 – 28_40, 29_1 – 29_40, 30_1 – 30_40, 31_1 – 31_40, 32_1 – 32_40, 33_1 – 33_40, 34_1 – 34_40, 35_1 – 35_40, 36_1 – 36_16	B35	193,02 (24Ø32)	2,46
K2	Ø500	1_41 – 1_59, 2_41 – 2_59	B35	18,85 (6Ø20)	0,97
K3	Ø1000	3_1 – 3_40, 4_1 – 4_40, 5_1 – 5_40, 6_1 – 6_40, 7_1 – 7_40, 8_1 – 8_40, 9_1 – 9_40, 10_1 – 10_40, 11_1 – 11_40, 12_1 – 12_40, 13_1 – 13_40, 14_1 – 14_40, 15_1 – 15_40, 16_1 – 16_40	B45	193,02 (24Ø32)	2,46
K4	Ø500	3_41 – 3_59	B45	18,85 (6Ø20)	0,97

Расчет на устойчивость к прогрессирующему обрушению производился в физически и геометрически нелинейной постановке при нормативных значениях нагрузок с учетом разрушения различных колонн. Рассматривались два нагружения: в первом учитывались постоянные нагрузки на конструкцию, во втором моделировалось прогрессирующее обрушение (разрушение колонны) с учетом коэффициента динамичности 1,1. Для этого к

верхнему узлу разрушенной колонны прикладывается нагрузка, составляющая 10% от усилия в этой колонне, возникающего при действии нагрузок из первого нагружения.

Стадии нагружений формируются в окне «Моделирование нелинейных нагружений конструкции» («Монтажная таблица»). Первая стадия включает все элементы конструкции; в нашем случае это монтируемые элементы 1 – 49658. Во второй стадии в поле «Демонтируемые элементы» добавляется номер удаляемой колонны. Кроме того, во второй стадии учитывается предыстория нагружений. Используемый метод расчета – простой шаговый, количество равномерных шагов – 10 [11].

Произведен расчет системы на устойчивость с учетом аварийного выхода из строя самой нагруженной колонны здания 1_30, а также колонн 1_1 и 1_28. Рассмотренные колонны находятся на нижнем подземном этаже (рисунок 2).

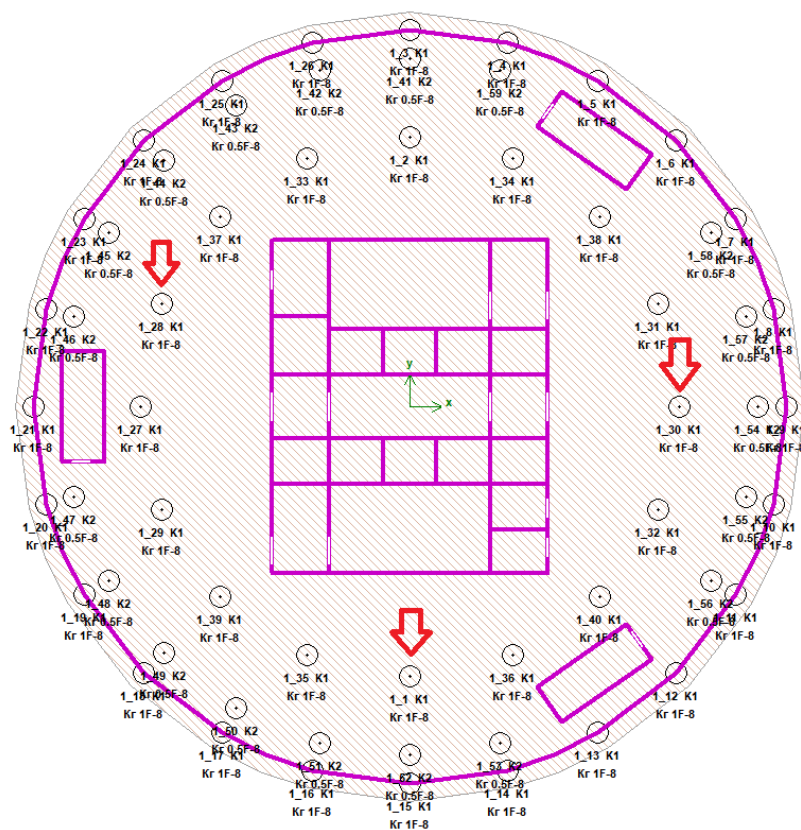


Рис. 2. Схема расположения колонн на -2-м этаже (отм. -8,300).

При удалении колонн, не предусмотренных проектом, конструктивная схема здания изменяется: увеличивается расстояние между колоннами, нагрузки с удаленной колонны перераспределяются на ближайшие колонны и стены пропорционально их новым грузовым площадям.

Нелинейный расчет модели позволяет определить усилия, напряжения и перемещения на каждом этапе приложения нагрузки, трещины в стенах и плитах, места образования пластических шарниров, а также получить информацию о разрушающихся элементах.

Расчеты показали, что по сравнению с первичной конструктивной системой при исключении указанных колонн коэффициент запаса общей устойчивости практически не изменяется. Происходит перераспределение усилий в конструкциях каркасно-монолитного здания, они «приспосабливаются» к новым условиям. Некоторые результаты расчетов первичной и вторичной систем после удаления колонн с номерами 1_30, 1_1 и 1_28 представлены в таблицах 2 и 3.

Таблица 2

Перераспределение усилий в колоннах нижнего этажа

№ удаляемой колонны	№ соседней колонны	Усилие N, т		Увеличение усилий, %
		До удаления колонны	После удаления колонны	
1_30	1_31	-909,68	-1089,70	16,52
	1_32	-906,32	-1094,50	17,19
	1_57	-70,71	-94,13	24,88
	1_54	-133,98	-179,23	25,25
	1_55	-70,45	-94,18	25,20
	1_11	-263,06	-268,31	1,96
	1_9	-267,73	-297,79	10,09
	1_10	-269,44	-288,09	6,47
1_1	1_35	-785,00	-931,00	15,68
	1_36	-711,00	-848,00	16,16
	1_50	-69,20	-90,30	23,37
	1_52	-98,20	-139,00	29,35
	1_53	-58,80	-81,20	27,59
	1_17	-264,00	-281,00	6,05
	1_15	-261,00	-290,00	10,00
	1_14	-262,00	-278,00	5,76
1_28	1_37	-686,00	-815,00	15,83
	1_27	-908,00	-1063,20	14,60
	1_45	-60,80	-71,50	14,97
	1_46	-98,20	-139,00	29,35
	1_23	-265,00	-293,00	9,56
	1_22	-266,00	-293,00	9,22
	1_21	-257,00	-271,00	5,17
	1_20	-266,00	-270,00	1,48

Установлено, что при внезапном удалении наиболее нагруженных колонн нижнего этажа прогрессирующего обрушения не происходит. Конструктивная схема здания изменилась: вышестоящие колонны уже не являются опорами и «зависают» на перекрытиях, нагрузки перераспределились на ближайшие колонны пропорционально их новым грузовым площадям. При удалении самой нагруженной колонны 1_30 продольные сжимающие усилия в ближайших колоннах 1_31, 1_32 и 1_54 изменились на 16,5, 17,2 и 25,3% соответственно. Увеличение усилий в колоннах находится в рамках допустимых перегрузок при особых воздействиях.

В таблице 3 представлены результаты определения перемещений по оси Z в плитах перекрытий над -2-м, 17-м и 33-м этажами. Максимальное значение вертикального перемещения в области над удаленной колонной наблюдается в плите перекрытия 33-го этажа, минимальное – в плите перекрытия -2-го этажа.

Таблица 3

Перемещения в плитах перекрытий над удаленной колонной

№ удаленной колонны	Максимальное перемещение по оси Z, мм		
	Плита перекрытия над -2-м этажом	Плита перекрытия над 17-м этажом	Плита перекрытия над 33-м этажом
1_1	33,6	34,6	36,1
1_28	36,3	37,1	39,6
1_30	44,0	45,7	46,8

На рисунках 3 – 5 показаны изополя перемещений по оси Z при удалении наиболее нагруженной колонны под номером 1_30.

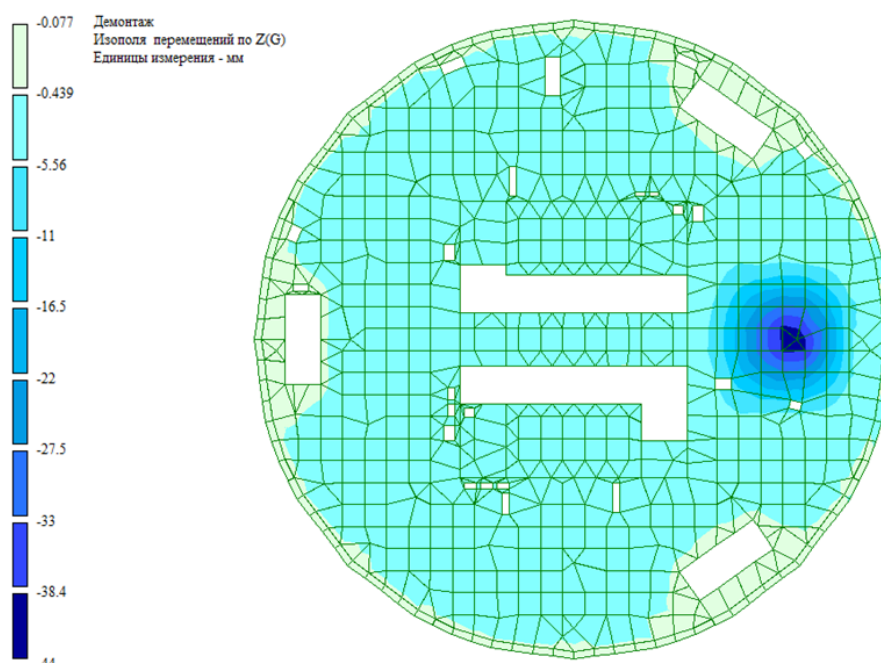


Рис. 3. Перемещения по оси Z в плите перекрытия над -2-м этажом (мм).

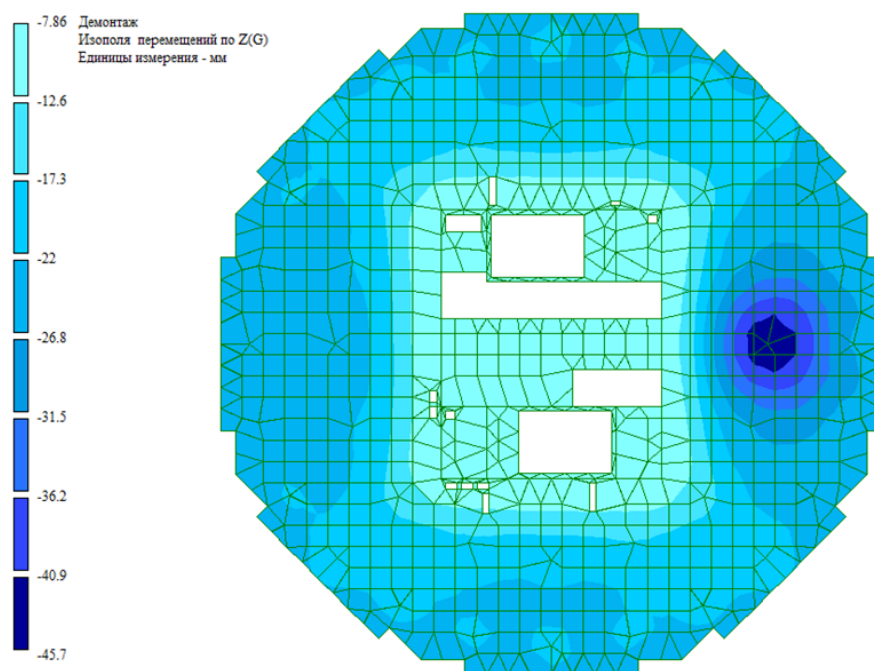


Рис.4. Перемещений по оси Z в плите перекрытия над 17-м этажом (мм).

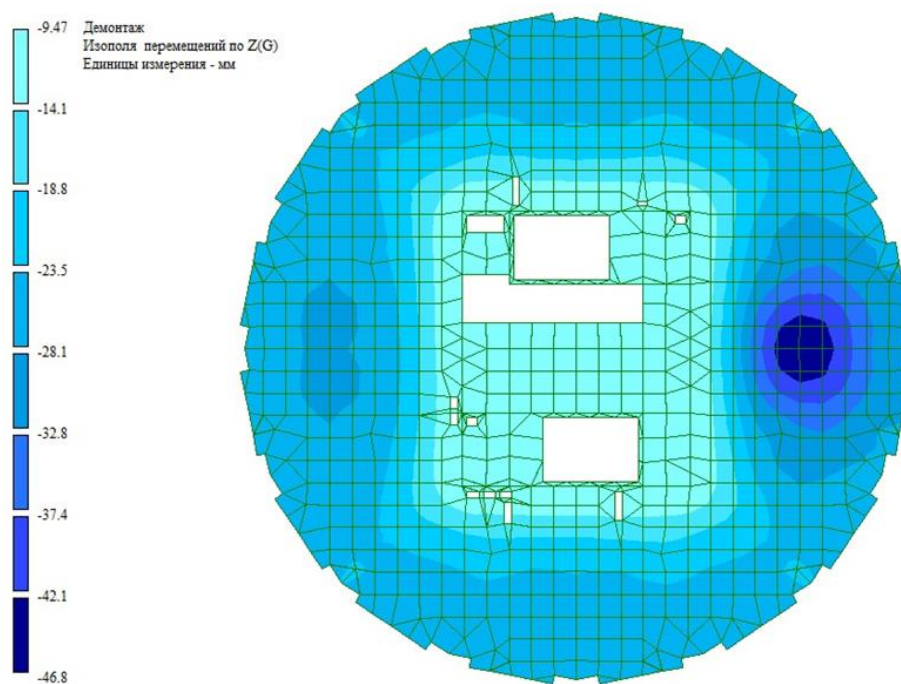


Рис. 5. Перемещения по оси Z в плите перекрытия над 33-м этажом (мм).

Сравнительный анализ перемещений в плитах непосредственно над удаленной колонной, над 17-м и 33-м этажами показал, что с ростом этажа площадь участка с максимальными перемещениями и экстремумы значений возрастают. Они равны 44,0, 45,7 и 46,8 мм соответственно.

На рисунке 6 представлены изополюс перемещений по оси Z для схемы здания на стадии 2. Наиболее наглядное отображение изменения перемещений дает проекция модели на

плоскость XOZ. Все перекрытия над удаленной колонной получили дополнительные прогибы. Они поменяли схему работы за счет мембранных усилий и также приспосабливаются к новой ситуации. Для обеспечения такой приспособляемости конструкций в проектных решениях предусматривается непрерывность верхней и нижней арматуры по всей области плиты, которая обеспечивает восприятие растягивающих усилий. Большие прогибы перекрытия и трещины нарушают эксплуатационные качества сооружения, но общая несущая способность сохраняется и прогрессирующего обрушения не происходит.

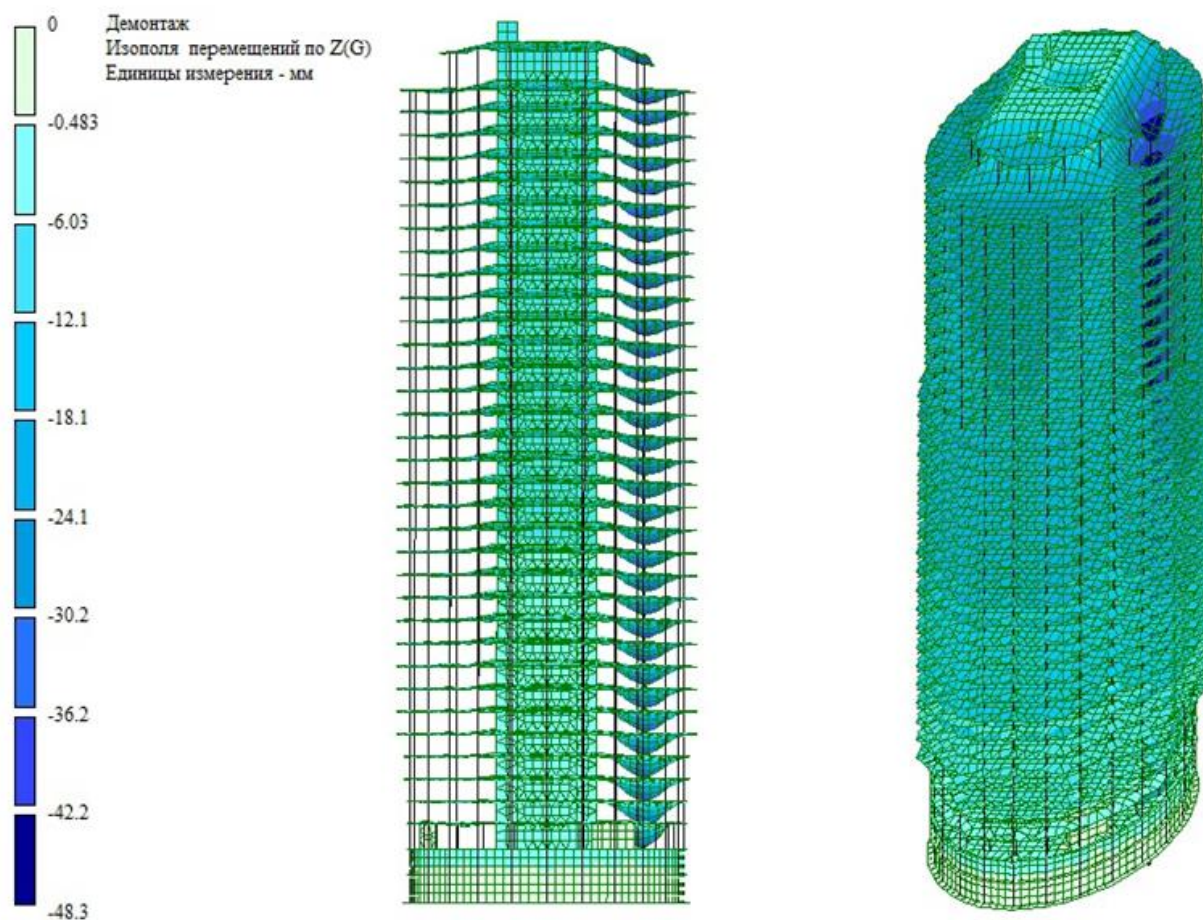


Рис. 6. Изополя перемещений по оси Z при удалении колонны 1_30, мм
(проекция на плоскость XOZ и 3D-вид здания).

Нормативные документы не устанавливают предельные значения прогибов и перемещений конструкции. Так как аварийная ситуация является маловероятной, а требуемая продолжительность обеспечения несущей способности сооружения ограничена, то допускаются большие перемещения и трещины. Расчет выполняется только по первому предельному состоянию [2–4].

Критериями разрушения конструкций могут быть: геометрическая изменяемость системы; лавинообразный рост деформаций и перемещений. В программном комплексе при этом выдается сообщение о разрушении конструкции и дальнейший расчет прекращается.

Выводы. Обеспечение защиты высотных каркасно-монолитных зданий от прогрессирующего обрушения при проектировании имеет огромное значение. В настоящее время эта проблема мало изучена из-за невозможности численно оценить аварийные нагрузки и непредсказуемости последствий разрушения. Применение современного подхода к решению данной проблемы с использованием уникальных возможностей различных программных комплексов позволяет выполнить сложные расчеты в нелинейной постановке, выявить дополнительные резервы несущей способности и оценить надежность конструктивной системы в условиях возникновения аварийных ситуаций. Такой подход можно успешно использовать для исследовательских задач, но в реальном проектировании строительных объектов не всегда применим. Для выполнения расчета в нелинейной постановке необходимо задавать арматуру во всех сечениях элементов, так как её наличие и расположение значительно влияет на напряженно-деформированное состояние конструкций. Процедура задания арматуры очень трудоемкая, требует большой подготовительной работы. Нелинейные расчеты теоретически должны быть проведены для каждого локального разрушения отдельно, т.е. необходимо по очереди удалять все колонны или другие конструкции здания. Если количество рассматриваемых вариантов становится значительным, предлагается использовать специальные режимы вариации расчетных моделей. В практике проектирования необходимы инженерные решения, не требующие детального анализа каждой конкретной конструкции.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2015. – 16 с.
2. СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ, 2017. – 122 с.
3. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. – М.: Минстрой России, 2018. – 33 с.
4. СТО-008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. Проектирование и расчет. – М.: ОАО «ЦНИИПромзданий», 2009. – 21 с.
5. СП 430.1325800.2018. Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ, 2018. – 67 с.

6. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Стандартинформ, 2018. – 168 с.
7. Уткина В. Н., Безрукова Е. С. Обеспечение устойчивости высотных зданий к прогрессирующему обрушению на стадии проектирования // Долговечность строительных материалов, изделий и конструкций: материалы Всерос. науч.-техн. конф. (17–19 окт. 2018 г.). – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2018. – С. 196–201.
8. Уткина В. Н., Костева У. С., Ледайкин А. С. Исследование устойчивости конструкций каркасно-монолитного здания к прогрессирующему обрушению в ПК ЛИРА-САПР // Информационные технологии в архитектуре и строительстве. Материалы II Всероссийского научно-практического семинара «ВМ-технологии ALLPLAN в архитектуре и строительстве». – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2017. – С. 121–130.
9. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. – М.: Стандартинформ, 2016. – 95 с.
10. Уткина В. Н., Антипов А. С., Антипова Д. Р. Исследование напряженно-деформированного состояния конструкций высотного монолитного здания с учетом нелинейных свойств железобетона [Электронный ресурс] // Огарев-online. – 2023. – №7. – Режим доступа: <https://journal.mrsu.ru/arts/issledovanie-napryazhenno-deformirovannogo-sostoyaniya-konstrukcij-vysotnogo-monolitnogo-zdaniya-s-uchetom-nelinejnyx-svojstv-zhelezobetona> (дата обращения 15.04.2024).
11. Водопьянов Р. Ю., Титок В. П., Артамонова А. Е., Ромашкина М. А. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры / Под редакцией академика РААСН А. С. Городецкого // Электронное издание, 2017. – 535 с. – Режим доступа: https://www.liraland.ru/public_private/lira/2017/LIRA_SAPR_2017_examples (дата обращения 15.04.2024).
12. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства. – Киев: Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.