

**УТКИНА В. Н., АНТИПОВ А. С., АНТИПОВА Д. Р.**

**ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ  
КОНСТРУКЦИЙ ВЫСОТНОГО МОНОЛИТНОГО ЗДАНИЯ  
С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНЫХ СВОЙСТВ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

**Аннотация.** В статье представлен сравнительный анализ результатов расчета конструкций высотного монолитного здания с учетом нелинейных свойств железобетона. Создание модели конструктивной системы и расчеты выполнены в ПК МОНОМАХ-САПР.

**Ключевые слова:** высотное офисное здание, монолитная конструктивная система, программный комплекс МОНОМАХ-САПР, инженерная нелинейность, расчет, напряженно-деформированное состояние, несущие конструкции.

**UTKINA V. N., ANTIPOV A. S., ANTIPOVA D. R.**

**INVESTIGATION OF STRESS-STRAIN STATE OF STRUCTURES  
OF A HIGH-RISE MONOLITHIC BUILDING TAKING INTO ACCOUNT  
NONLINEAR PROPERTIES OF REINFORCED CONCRETE**

**Abstract.** This article presents a comparative analysis of the results of calculating the structures of a high-rise monolithic building taking into account the nonlinear properties of reinforced concrete. The formation of a model of a constructive system and calculations are performed in a MONOMAKH-CAD PC.

**Keywords:** high-rise office building, monolithic structural system, MONOMACH-CAD software package, engineering nonlinearity, calculation, stress-strain state, load-bearing structures.

Для обеспечения надежности и безопасности высотных монолитных зданий необходимо в расчетах принимать во внимание изменение характеристик материалов железобетонных конструкций при эксплуатации. Это приводит к перераспределению усилий, значительному изменению перемещений и напряжений по сравнению с линейно-упругим расчетом. Нелинейные жесткости элементов определяются с учетом фактически установленного армирования, возможного образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре. В сводах правил Российской Федерации рекомендуется проводить расчет железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности [1–3].

Компьютерные технологии в наши дни развиваются стремительно, новейшие программные комплексы позволяют выполнять различные сложные расчеты на основе пространственных моделей зданий или сооружений. Практически во всех современных расчетных комплексах (ANSYS, STARK, SCAD, ЛИРА, МОНОМАХ и других) используется метод конечных элементов (МКЭ) для определения перемещений, усилий и напряжений в

несущих конструкциях, реализуются расчеты с учетом нелинейных свойств материалов и изменения их во времени. Проведение численных экспериментов для исследования и оценки действительного напряженно-деформированного состояния строительных конструкций является актуальным и возможным в настоящее время [4–10].

Цель работы – выполнить расчет и анализ напряженно-деформированного состояния конструкций высотного офисного здания с учетом нелинейных свойств материалов. Основные задачи: сформировать конструктивную модель высотного здания в специализированном программном комплексе МОНОМАХ-САПР; выполнить общие расчеты модели в линейной и нелинейной постановке; произвести анализ и сравнение результатов.

Проектируемое высотное здание предназначено для размещения офисов, имеет 33 наземных и 2 подземных этажа. Форма в плане симметричная, близка к кругу, максимальные размеры в осях 44,00 × 44,00 м. Высота здания от планировочной отметки проезда до нижней границы оконного проема верхнего этажа составляет 116,730 м.

На подземных этажах находятся технические помещения. На 1-ом этаже расположен вестибюль, офисы, пункт пожаротушения, помещение охраны; на 2-ом – кафе и ресторан с панорамным видом; на 3-ем – конференц-залы. Этажи с 4-го по 12-й, 14 – 22, 24 – 32 занимают офисные помещения; 13, 23 и 33 этажи – технические. Высота минус 2-го этажа – 4,4 м, минус 1-го – 3,9 м, 1-го – 4,2 м, остальных этажей – 3,6 м.

Уровень ответственности здания – 1 (повышенный) согласно ГОСТ 27751-2014. Несущие конструкции запроектированы в монолитном железобетоне. Конструктивная система здания каркасно-стеновая. 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. Фундамент проектируется в виде сплошной монолитной железобетонной плиты.

Материалы и размеры сечений монолитных железобетонных конструкций принимаются по результатам расчетов на восприятие постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок и в соответствии с рекомендациями сводов правил СП 63.13330.2018 и СП 267.1325800.2016 [1; 2]. Фундаментная плита толщиной 3000 мм изготовлена из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В40. Колонны имеют сечения круглой формы, их диаметры составляют 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.

Формирование пространственной модели несущей конструктивной системы высотного здания выполняется в программе КОМПОНОВКА специализированного комплекса МОНОМАХ-САПР [11]. Все геометрические параметры, необходимые для создания модели, принимаются согласно конструктивной схеме здания. Последовательно задавая в рабочем поле программы колонны, стены, плиты перекрытий и отверстия в них, создаем модели этажей. Копируем типовые этажи и корректируем их при необходимости. План типовых этажей представлен на рисунке 1.

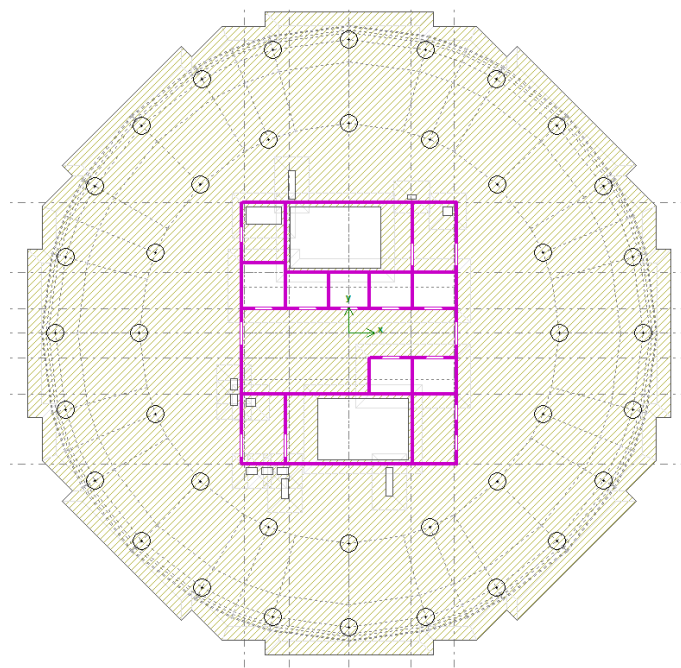


Рис. 1. План типовых этажей.

При проектировании здания задаются постоянные и временные нагрузки, которые действуют на эксплуатационной стадии. Состав и значения нагрузок и воздействий, а также коэффициенты надежности по нагрузке и назначению определяются по СП 20.13330.2016 [12] и в соответствии с техническим заданием.

Нагрузки от собственного веса несущих конструкций формируются автоматически по проектным размерам и объемному весу материалов. Равномерно распределенная нагрузка на всю площадь перекрытия задается в момент создания плиты. Внешние ненесущие стены в расчете учитывались в виде линейной нагрузки на перекрытии.

Полученная пространственная модель конструктивной системы здания показана на рисунке 2. Расчетная схема состоит из конечных элементов (КЭ) различного типа, соединённых между собой в узлах (рис. 3). Колонны и балки представлены стержневыми конечными элементами, стены и плиты – плоскими элементами изгибного состояния.

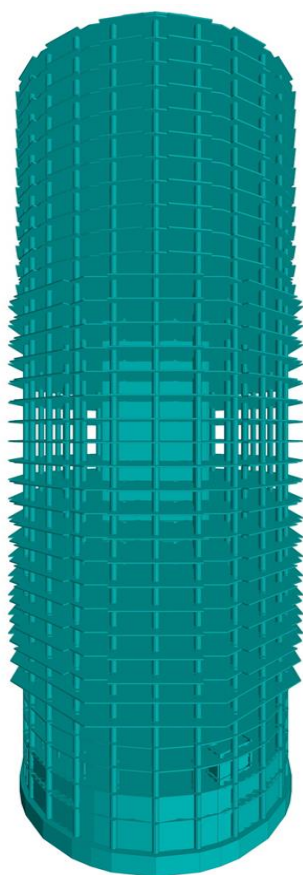


Рис. 2. 3D-модель конструктивной системы здания.

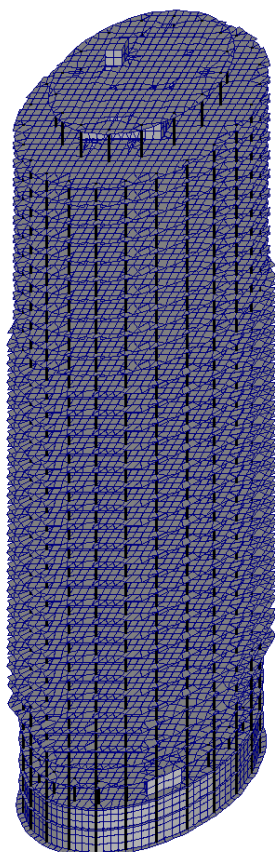


Рис. 3. Расчетная конечно-элементная схема здания.

В линейных задачах зависимости между нагрузками и перемещениями, напряжениями и деформациями описываются с помощью закона Гука. Для решения физически и геометрически нелинейных задач, а также задач с наличием конструктивной нелинейности и предварительного напряжения необходимо производить нелинейные расчеты.

В ПК МОНОМАХ-САПР для учета нелинейной работы бетона и арматуры конструкции реализован метод «инженерная нелинейность» [6; 7]. Ход решения состоит из нескольких стадий. На первом этапе формируется определяющая расчетная комбинация, при этом учитываются заданные коэффициенты к нагрузкам постоянного, длительного и кратковременного загрузений. Выполняется статический расчет и вычисление внутренних усилий в элементах схемы, на основании которых происходит автоматический подбор арматуры. Затем производится расчет в несколько итераций – по результатам армирования, полученных на предыдущем этапе, вычисляются приведенные жесткостные характеристики элементов с учетом известных диаграмм деформирования материалов, выполняется расчет и вычисляются внутренние усилия в элементах схемы, и снова происходит автоматический подбор арматуры. По результатам армирования, полученным на последней итерации, вычисляются приведенные жесткостные характеристики, которые считаются окончательными. После этого проводится завершающий расчет на все загрузения.

Расчет конструктивной системы высотного здания выполняем с учетом линейных (упругих) и нелинейных (неупругих) жесткостей железобетонных элементов. Рассмотрим также различные упрощенные методы для оценки работы конструкций, рекомендуемые в действующих сводах правил [1–3].

В соответствии с п. 6.1.15 СП 63.13330.2012 значение модуля деформаций бетона при продолжительном действии нагрузки определяется по формуле

$$E_{b,\tau} = E_{b0} / (1 + \varphi_{b,cr}),$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый по п. 6.1.16;  $E_{b0}$  – начальный модуль упругости бетона [1].

Согласно п. 8.2.4.15 СП 267.1325800.2016 допускается проводить линейный расчет здания при пониженных жесткостях железобетонных элементов. Значение модуля упругости материалов конструкций принимается с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных сжатых элементов; 0,3 и 0,2 – для плит перекрытий (покрытий) при отсутствии и наличии трещин соответственно [2].

На рисунках 4 – 7 представлены результаты определения вертикальных и горизонтальных перемещений при линейном и нелинейном расчетах конструктивной системы здания на основное сочетание нагрузок. Перемещения увеличиваются с ростом высоты

здания. Максимальные значения перемещений по X и Z при нелинейном расчете больше в 1,5 и 1,05 раза соответственно.

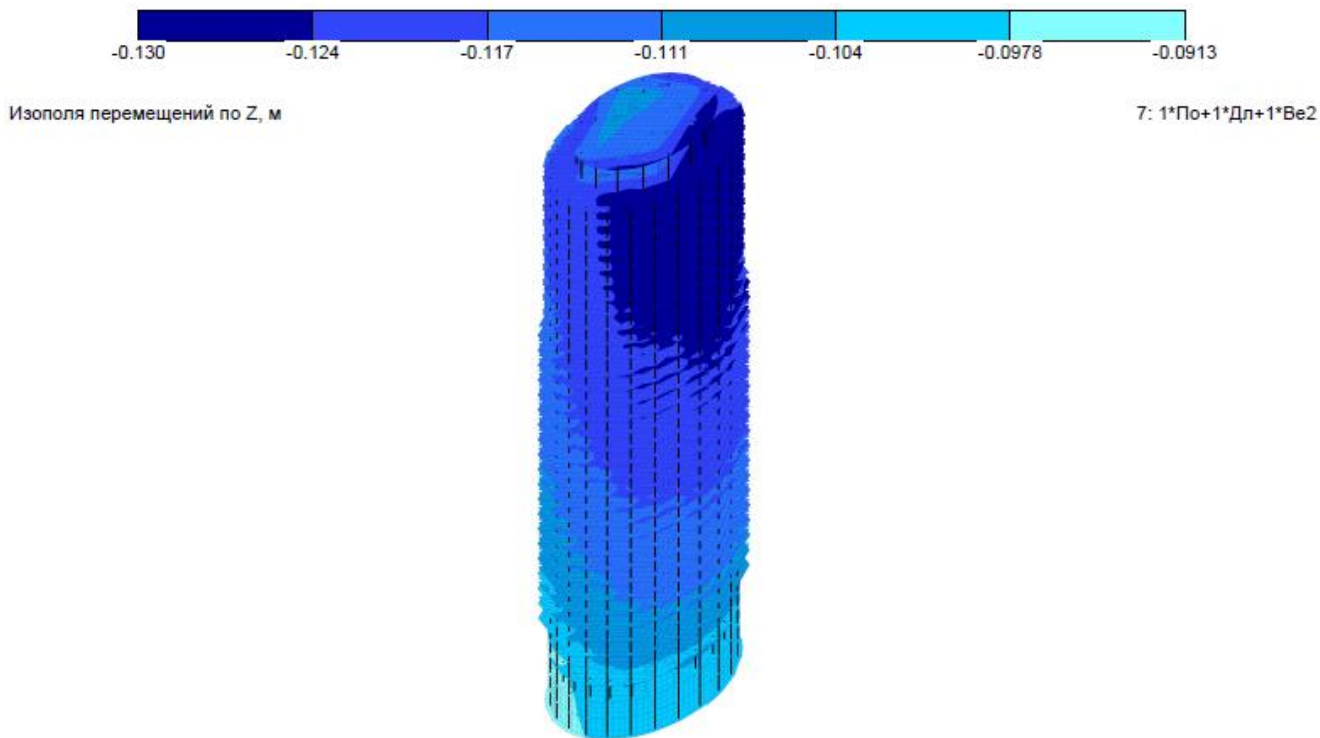


Рис. 4. Изополю перемещений по оси Z от основного сочетания нагрузок при линейном расчете, м.

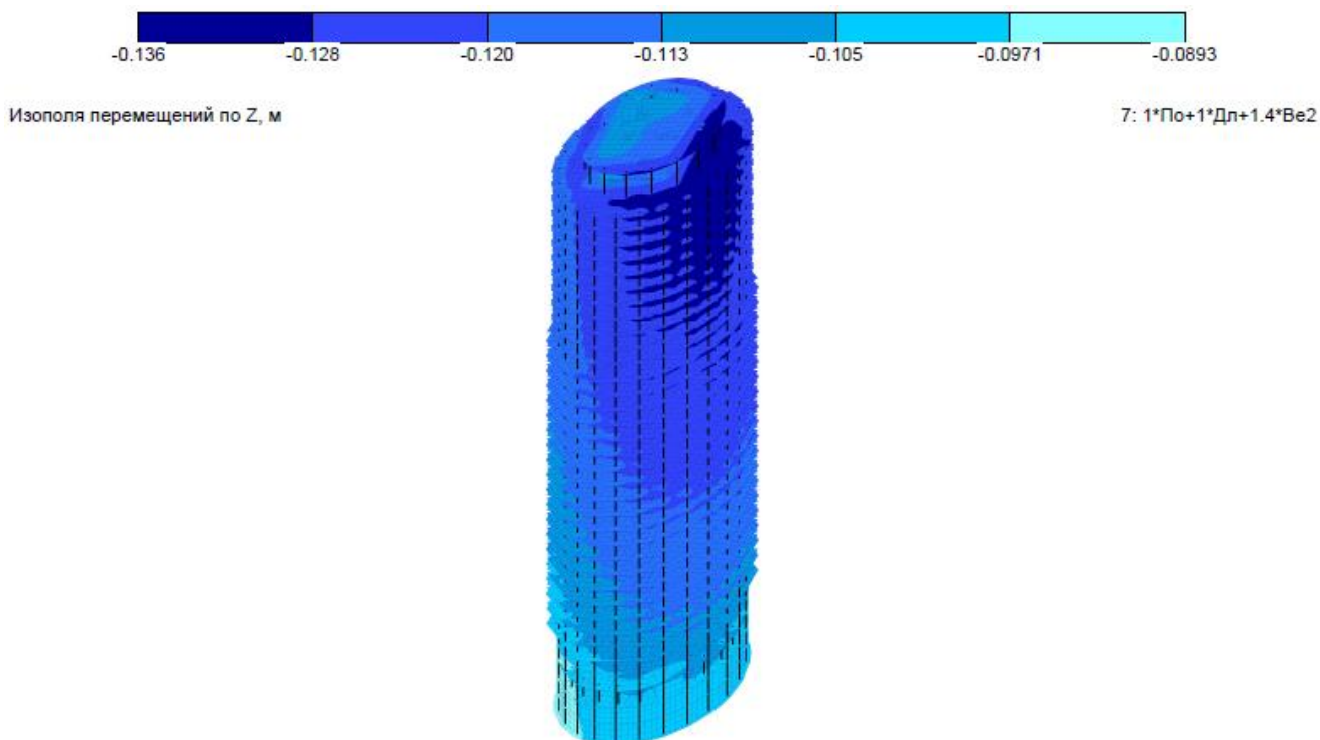


Рис. 5. Изополю перемещений по оси Z от основного сочетания нагрузок при нелинейном расчете, м.

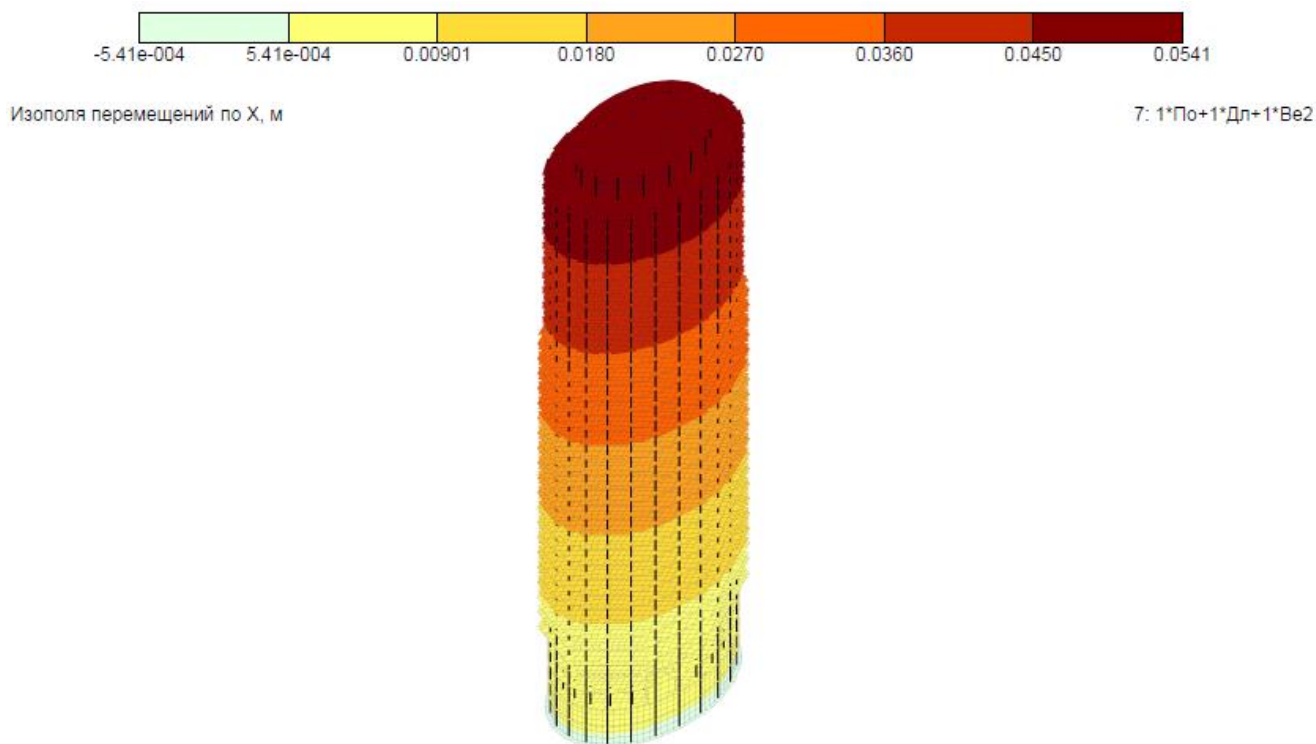


Рис. 6. Изополя перемещений по оси X от основного сочетания нагрузок при линейном расчете, м.

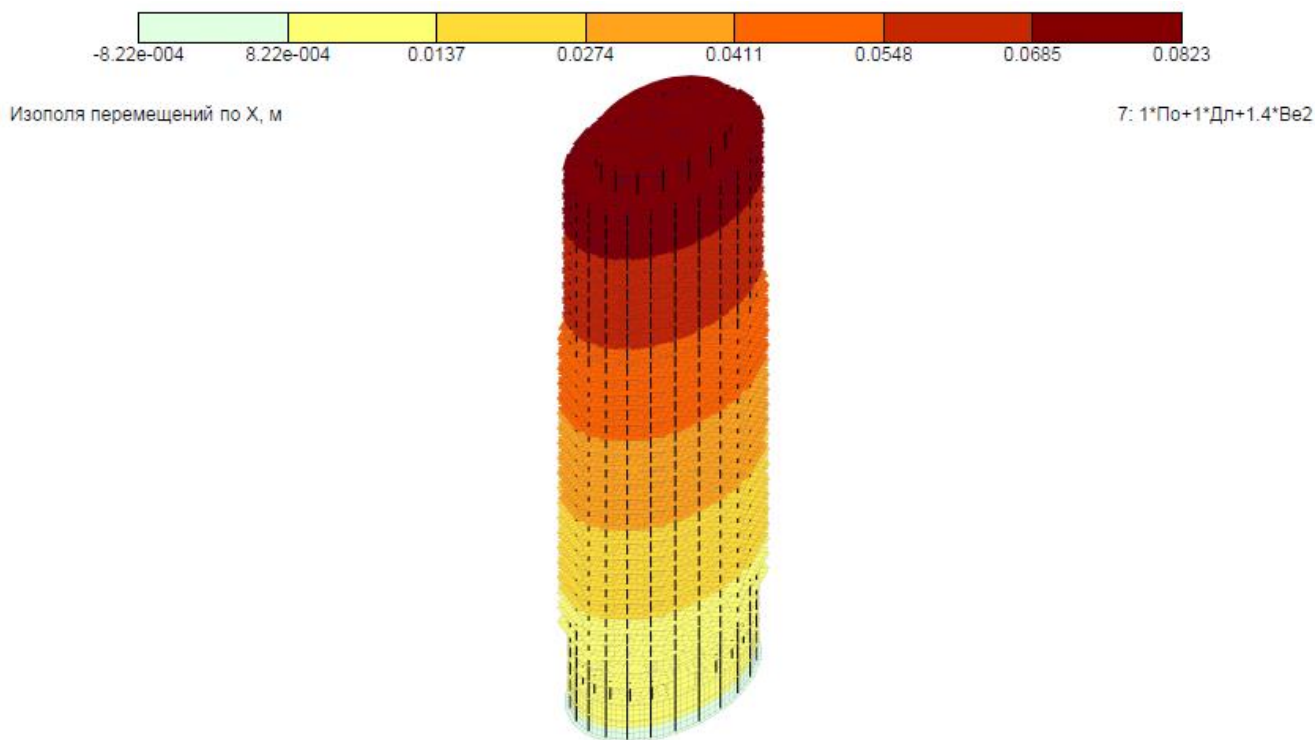


Рис. 7. Изополя перемещений по оси X от основного сочетания нагрузок при нелинейном расчете, м.

Результаты определения напряженно-деформированного состояния плит перекрытий, полученные на основе линейных и нелинейных расчетов конструктивной системы здания,

представлены на рисунках 8 – 10. Здесь введены следующие обозначения: ЛР – линейный расчет; НР – нелинейный расчет; ЛР, СП 267 и ЛР, СП 63 – линейные расчеты при пониженных значениях модуля упругости бетона в соответствии с СП 267.1325800.2016 и СП 63.13330.2012.

На рисунке 8 показаны графики изменения максимальных значений вертикальных перемещений для плит перекрытий от минус 2 до 33 этажей.

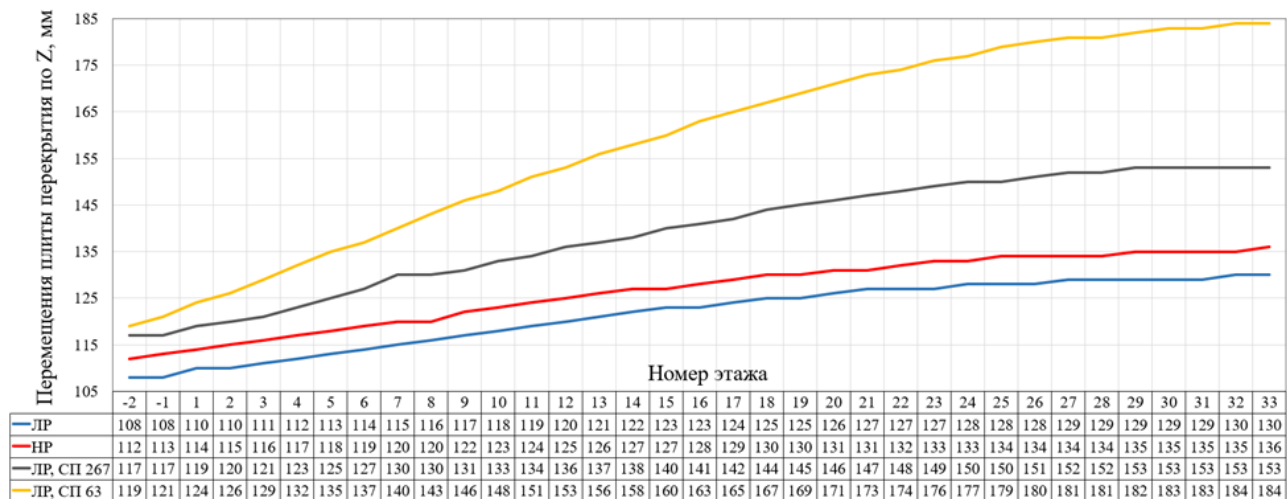


Рис. 8. Графики максимальных перемещений плит перекрытий при различных методах расчета.

Линии перемещений имеют плавно нарастающий характер с увеличением этажности, вид зависимостей одинаковый при различных методах расчета. Основные изменения наблюдаются лишь в значениях перемещений, при нелинейном расчете (НР) значения максимальных перемещений больше, чем при линейном расчете (ЛР). Графики максимальных перемещений при упрощенных расчетах по сводам правил (ЛР, СП 267 и ЛР, СП 63) находятся значительно выше. Экстремальные значения перемещений плит перекрытий при различных расчетах равномерно увеличиваются с этажностью здания, максимальные значения наблюдаются на верхних этажах.

Снижение модуля упругости бетона согласно рекомендациям СП 63.13330.2012 и СП 267.1325800.2016 [1; 2] существенно сказывается на результатах перемещений конструктивной системы в целом.

На рисунках 9, 10 представлены графики изменения экстремальных значений опорных и пролетных изгибающих моментов  $M_x$  в плитах перекрытий при расчетном сочетании нагрузок (постоянная + длительная + кратковременная + ветер-2).

Анализируя графики, можно отметить, что абсолютная величина опорных и пролетных моментов значительно меньше при нелинейном расчете. Моменты увеличиваются с повышением этажа здания. Разница в значениях опорных и пролетных моментов для плиты



перекрытия 5-го этажа, полученных при линейном и нелинейном расчетах, составляет 28,4 и 15,7% соответственно. Для плиты перекрытия 30-го этажа отклонение значений опорных моментов равно 52,6%, а пролетных – 45,6%.

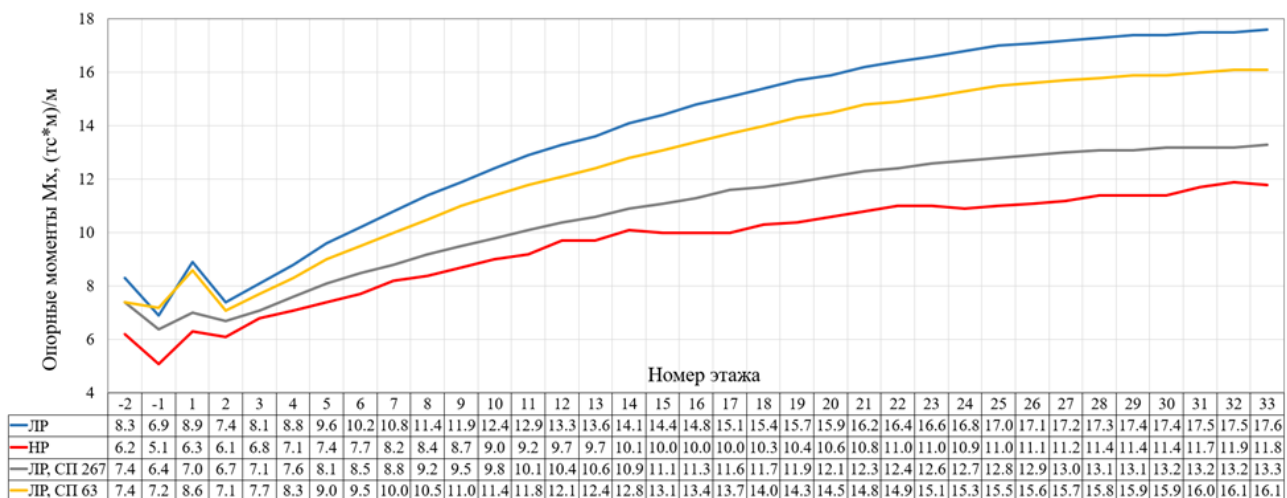


Рис. 9. Сравнение опорных моментов  $M_x$  плит перекрытий при различных расчетах.

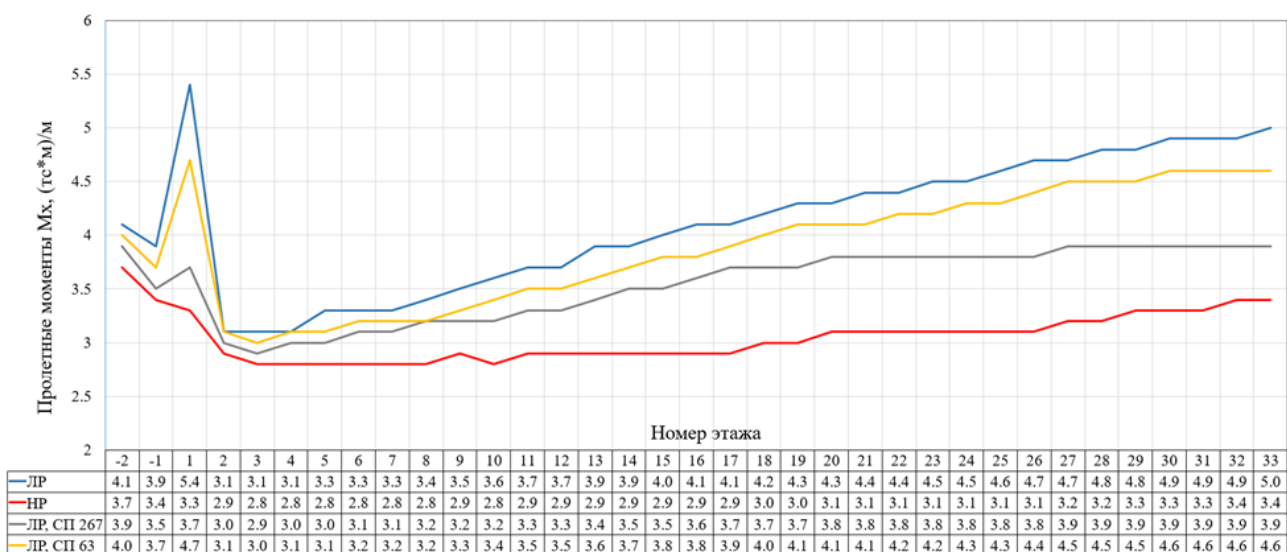


Рис. 10. Сравнение пролетных моментов  $M_x$  плит перекрытий при различных расчетах.

Значения изгибающих моментов, полученные по результатам упрощенных расчетов, находятся между графиками линейного и нелинейного расчета. Увеличение моментов в начале графика объясняется приложением большей нагрузки на плиту перекрытия 1-го этажа. Сравнение основных параметров конструктивной системы при линейном и нелинейном расчетах с допустимыми нормативными значениями представлено в таблице.

**Сравнение основных параметров конструктивной системы с допустимыми значениями**

Наименование параметра	Полученное значение (ЛР)	Полученное значение (НР)	Предельно допустимое значение	Наименование источника
Горизонтальное перемещение верха конструкции по X, см	5,410	8,230	25,020	СП 267.1325800.2016; п.8.2.4.15
Горизонтальное перемещение верха конструкции по Y, см	4,520	6,720	25,020	СП 267.1325800.2016; п.8.2.4.15
Перекося этажных ячеек, см	0,050	0,076	1,200	СП 267.1325800.2016; п.8.2.4.16
Прогиб плиты перекрытия 1-го этажа, см	0,600	0,800	3,670	СП 20.13330.2016, приложение Д, таблица Д.1
Прогиб плиты перекрытия 15-го этажа, см	1,400	1,600	3,670	СП 20.13330.2016, приложение Д, таблица Д.1
Прогиб плиты перекрытия 32-го этажа, см	1,600	2,000	3,230	СП 20.13330.2016, приложение Д, таблица Д.1
Средняя осадка фундамента, см	9,840	9,830	15,000	СП 22.13330.2016, приложение Г, таблица Г.1
Относительная разность осадок фундамента	0,002	0,002	0,003	СП 22.13330.2016, приложение Г, таблица Г.1
Коэффициент запаса устойчивости формы	9,480	8,940	> 2,000	СП 267.1325800.2016; п.8.2.4.17

**Выводы.** В ПК МОНОМАХ-САПР была сформирована пространственная модель 33-этажного монолитного здания высотой 125,10 м с двумя подземными этажами. Выполнен общий расчет (линейный и нелинейный) конструктивной системы с учетом совместной работы подземных и наземных конструкций, фундамента и основания в стадии эксплуатации на различные виды нагрузок (постоянное, длительное, кратковременное) и их сочетания. Проведен анализ результатов определения напряженно-деформированного состояния конструкций. Прочность и пространственная жесткость здания достигаются применением развитого в плане ядра, регулярным расположением колонн и жесткими узлами сопряжения между несущими конструкциями.

Рассмотренные методы расчета («инженерная нелинейность» и другие) позволяют оценить влияние снижения жесткостей материалов на изменение перемещений и перераспределение усилий при эксплуатационных нагрузках в практических расчетах. Перемещения увеличиваются во всех случаях, а экстремальные значения изгибающих моментов в плитах перекрытий снижаются по сравнению с результатами, полученными при линейном расчете. Однако разница результатов значительна и увеличивается с ростом высоты здания.

Снижение жесткостей железобетонных элементов с помощью коэффициентов по рекомендации нормативных документов менее точно отражают действительную работу строительных конструкций и направлены в основном на упрощение и ускорение расчетов. Такие расчеты следует проводить только для начального анализа напряженно-деформированного состояния конструкций и конструктивной системы в целом. Для получения достоверных результатов, экономичных и эффективных решений необходимо выполнять нелинейный расчет более точными методами. Проведенные исследования показывают, насколько важно на этапе проектирования правильно моделировать работу конструкций высотного монолитного здания с учетом изменения свойств материалов в эксплуатационный период.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Минстрой России, 2012. – 168 с.
2. СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования. – М.: Стандартинформ, 2017. – 102 с.
3. СП 430.1325800.2018. Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования. – М.: Минстрой России, 2018. – 67 с.
4. Блохина Н. С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций // Вестник МГСУ. – 2011. – № 6. – С. 384–387.
5. Блохина Н. С., Назаренко С. Н. Моделирование физически нелинейных и анизотропных свойств материала при расчете строительных конструкций в программном комплексе ANSYS // Инновации и инвестиции. – 2018. – №1. – С. 186–188.
6. Барабаш М. С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: Монография. – Киев: Сталь, 2014. – 301 с.
7. Городецкий А. С., Барабаш М. С. Учет нелинейной работы железобетона в ПК ЛИРА-САПР. Метод «Инженерная нелинейность» // Международный журнал по

- расчету гражданских и строительных конструкций. – 2016. – № 2 (12). – С. 92–98.
8. Нелинейность в ЛИРА-САПР. Алгоритмы создания расчетных моделей с учетом нелинейной работы конструкций [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [https://help.liraland.ru/984/3426/?sphrase\\_id=14578411](https://help.liraland.ru/984/3426/?sphrase_id=14578411) (дата обращения 15.01.2023).
  9. Городецкий А. С., Евзеров И. Д. Компьютерные модели конструкций. – М.: АСВ, 2009. – 344 с.
  10. Уткина В. Н., Грязнов С. Ю., Бабушкина Д. Р. Расчет монолитных железобетонных плит перекрытий высотного жилого комплекса с учетом физической нелинейности [Электронный ресурс] // Огарев-online. – 2021. – № 6. – Режим доступа: <http://journal.mrsu.ru/arts/raschet-monolitnyx-zhelezobetonnyx-plit-perekrytij-vysotnogo-zhilogo-kompleksa-s-uchetom-fizicheskoj-nelinejnosti> (дата обращения 25.01.2023).
  11. Городецкий Д. А., Юсипенко С. В., Батрак Л. Г., Лазарев А. А., Рассказов А. А. МОНОМАХ-САПР 2013. Примеры расчета и проектирования: учеб. пособие. – Киев: Электронное издание, 2013. – 368 с.
  12. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*. – М.: Стандартинформ, 2018. – 95 с.