

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования  
«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт

(наименование института полностью)

Центр архитектурных, конструктивных решений и организации строительства

(наименование)

08.04.01 Строительство

(код и наименование направления подготовки)

Строительство, эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(направленность (профиль))

## ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА (МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ)

на тему Учет генетической нелинейности при проектировании

Обучающийся

И.А. Пантелеев

(Инициалы Фамилия)

(личная подпись)

Научный  
руководитель

канд. техн. наук, доцент, Д.С. Тошин

(ученая степень (при наличии), ученое звание (при наличии), Инициалы Фамилия)

Консультанты

канд. техн. наук, доцент, Д.С. Тошин

(ученая степень (при наличии), ученое звание (при наличии), Инициалы Фамилия)

канд. филолог. наук, доцент, Т.Г. Никитина

## Оглавление

Введение .....	4
Глава 1 Теоретические сведения о расчёте напряженно-деформированного состояния здания. ....	7
1.1 Напряженно-деформированное состояние здания с каркасом из монолитного железобетона.....	7
1.2 Физическая нелинейность при проектировании.....	8
1.3 Геометрическая нелинейность при проектировании.....	10
1.4 Конструктивная нелинейность при проектировании .....	12
1.5 Реологическая нелинейность .....	15
1.6 Генетическая нелинейность при проектировании.....	16
1.7 Программный комплекс для исследования.....	22
1.7.1 ЛИРА-САПР .....	25
1.7.2 SCAD Office .....	25
1.8 Метод конечных элементов .....	26
Глава 2 Определение напряженно-деформированного состояния здания .....	30
2.1 Описание конструктивного решения здания .....	30
2.2 Сбор нагрузок .....	33
2.2.1 Постоянные нагрузки .....	33
2.2.2 Временные нагрузки.....	35
2.2.2.1 Снеговая нагрузка.....	35
2.2.2.2 Ветровая нагрузка.....	36
2.2.3 Длительные нагрузки .....	39
2.3 Расчет каркаса без учета генетической нелинейности в ПК ЛИРА-САПР 2016.....	40
2.4. Расчет каркаса с учетом генетической нелинейности в ПК ЛИРА-САПР 2016.....	46
Глава 3 Сравнительный анализ результатов расчета напряженно-деформированного состояния здания .....	51

3.1. Результаты расчета и сравнительный анализ.....	51
Заключение .....	65
Список используемой литературы .....	67

## Введение

Актуальность работы.

Среди нормативных источников на данный момент отсутствует ряд некоторых важных требований, предъявляемых к расчетам на каждом этапе процесса строительства. Отсюда возникают значительные погрешности в конечном варианте расчета конструкций сооружения или здания, так как большая часть расчета не учитывает поэтапность строительства. Следовательно, вопрос исследования НДС с учетом стадийности трансформации расчетных моделей имеет огромную значимость, а также предъявляет многие важные требования к процессу расчета несущих конструкций здания или сооружения в целом.

Напряженно-деформированное состояние проектируемого здания при одномоментном приложении к нему нагрузки может существенно различаться от случая, в котором каждая нагрузка прикладывается поэтапно. Данное явление объясняется тем, что расчетная схема в результате деформирования здания постоянно изменяет свой вид.

Практика расчета НДС здания, применяемая на сегодняшний день, реализуется на проведении статического расчета, производимого в пределах одной стадии. Следует отметить, что характер приложения статических нагрузок на модель здания в процессе расчета также являются постоянными, то есть величинами неизменными при производстве расчетного процесса в целом. Наряду с этим все геометрические характеристики и жесткость также берутся в расчет неизменными значениями.

Таким образом, если вести расчет и не брать во внимание поэтапность возведения проектируемого здания, то следует ожидать, что в колоннах верхних этажей будут появляться усилия сильно отличающиеся от усилий при традиционном расчете. В результате возможно возникновение смещений в горизонтальной плоскости, которым также сопутствуют отклонения конструкций верхних этажей здания от вертикальной оси. Причинами таких

отклонений могут служить неравномерность деформаций основания здания или сооружения, а также местные жесткие узлы лифтовых, а также лестничных блоков. В свою очередь, изменение состояний связей, удаление или установление различных составляющих системы также способны повлиять на итоговый результат.

Цель исследований – оценить величину влияния генетической нелинейности на напряженно-деформированное состояние здания.

Для достижения указанной цели были поставлены следующие задачи:

1. Изучение теоретических сведений о напряженно-деформированном состоянии здания с каркасом из монолитного железобетона с учётом генетической нелинейности.

2. Расчёт напряженно-деформированного состояния здания с учётом и без учёта генетической нелинейности.

3. Анализ полученных результатов и оценка степени влияния генетической нелинейности при проектировании зданий.

Объект исследования магистерской диссертации – проектируемое здание повышенной этажности с каркасом из монолитного железобетона с простой формой в плане.

Предметом исследования магистерской диссертации является напряженно-деформированное состояние.

Гипотеза исследования состоит в том, что при учёте генетической нелинейности при проектировании многоэтажных зданий результаты напряженно-деформированного состояния здания значительно отличаются от значений при традиционном расчёте.

Теоретико-методологическую основу исследования составили:

- нормативно-техническая, нормативно-правовая и прочая регламентная документация, посредством применения которой осуществляется регуляция методов планирования и поточного контроля строительного производства;

– техническая документация, публикации, данные открытых источников в ключе направления исследований, реализуемых в рамках магистерской диссертации.

Методы исследования: анализ, моделирование, конкретизация.

Опытно-экспериментальная база исследования – расчётная модель здания в программном комплексе ЛИРА-САПР с учётом генетической нелинейности и без её учёта.

Научная новизна исследования заключается в том, что получены параметры, позволяющие более точно анализировать напряженно-деформированное состояние здания и учитывать усилия в элементах конструкции на каждой стадии возведения здания.

Теоретическая значимость исследования заключается в анализе результатов и сравнении традиционного метода расчёта, предлагаемого нормативной документацией и расчёта с учётом генетической нелинейности

Практическая значимость исследования заключается в определении степени значимости и анализе разности результатов при проектировании с учетом генетической нелинейности и без её учёта.

Достоверность и обоснованность результатов исследований обеспечивалась материалами проведенных исследований, наличием информационного материала и его аналитической обработкой.

Личное участие автора в организации и проведении исследования состоит в просмотре доступной литературы, публикаций, повествующих о генетической нелинейности, создание расчётной модели для вычислений, связанных с напряженно-деформированным состоянием здания, проведение анализа полученных в ходе расчёта результатах.

Апробация и внедрение результатов работы велись в течение всего исследования. Процесс и результаты исследования публиковались в журналах периодического издания.

# **Глава 1 Теоретические сведения о расчёте напряженно-деформированного состояния здания**

## **1.1 Напряженно-деформированное состояние здания с каркасом из монолитного железобетона**

Изучая материалы [1-5], можно отметить, что в настоящее время проектирование зданий и сооружений сильно эволюционирует и вместе с этим открываются различные характеристики, влияющие на подбор несущих конструкций, каркасов тех или иных зданий и сооружений. На данный момент одной из наиболее информативных характеристик для определения элементов каркаса здания является напряженно-деформированное состояние здания (далее – НДС).

НДС – комплекс напряжений и деформаций, которые возникают под действием на физическое тело внешних нагрузок, температуры и иных факторов. Сумма всех напряжений полностью характеризует напряжённое состояние тела.

Основные виды деформаций при определении напряженно-деформированного состояния:

- растяжение,
- сжатие,
- срез,
- сдвиг,
- кручение,
- изгиб.

НДС определяется аналитическими методами и с помощью экспериментов в виде распределения напряжений, деформаций и перемещений в заданной конструкции и является основанием для оценки прочности под действием постоянных и временных нагрузок.

Для определения НДС здания в настоящее время пользуются программными комплексами, в которых уже используются вышеуказанные методы. Данные комплексы способны рассчитать НДС отдельных конструкций и всего каркаса полностью при правильном задании расчётной модели здания и корректном нагружении элементов данного здания [16].

Существует ряд нелинейных зависимостей, которые следует учитывать при расчете конструкций проектируемого здания. Основные виды нелинейностей:

- физическая [6],
- геометрическая,
- конструктивная,
- реологическая,
- генетическая.

## **1.2 Физическая нелинейность при проектировании**

Под физической нелинейностью понимают нарушение линейной зависимости между нагрузкой и перемещениями, которое появляется в результате образования нелинейной зависимости между деформациями составляющих конструкции (или ее в целом) и напряжениями. Для тех случаев, когда физическая нелинейность проявляется при наличии в узловых связях или отдельных частях монолитных железобетонных конструкций неупругих деформаций, то возможно образование трещин в конструкциях, в том числе, и их дальнейшее раскрытие [33].

Под предводительством Гениева Г.А. была создана феноменологическая теория прочности бетона и железобетона. В основе данной теории лежит изучение зависимости прочности бетона от внешних нагрузок. Благодаря законам феноменологической теории, можно обнаружить на каком этапе возникает разрушение конструкции в сложном напряженном состоянии. Однако, определить это возможно только при условии, если известно



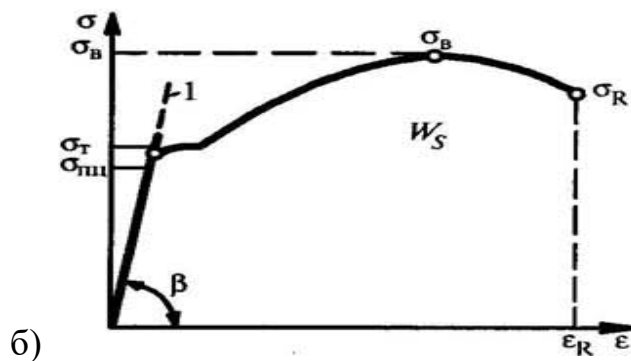
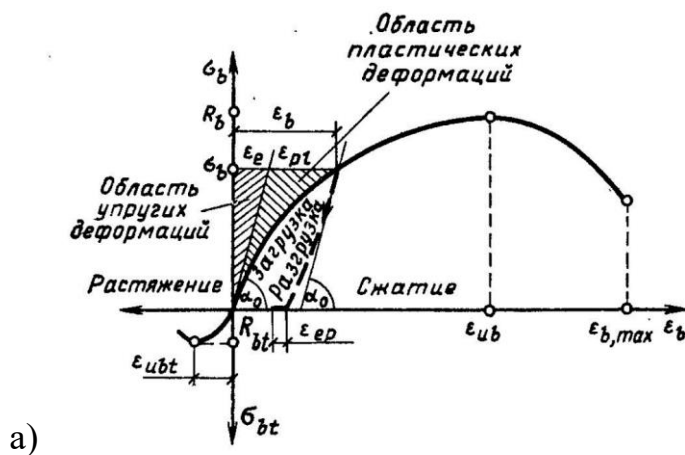
поведение материала при простом сдвиге, растяжении, а также сжатии. Теория максимальных напряжений (теория Ранкина и Галилея) является основополагающей концепцией классических феноменологических теорий прочности. Критерием прочности в данной теории выступает максимальное напряжение.

Следующей концепцией является теория Мариотта и Сен-Венана, то есть теория о максимальных деформациях. Согласно данной теории, стадия текучести материала возникает при достижении максимального относительного удлинения. Данная концепция предполагает следующее: главной причиной разрушения конструкции служат максимальные линейные деформации, возникающие в преимущественно критической точке.

Теория Кулона и Мора (теория максимальных касательных напряжений), является третьей теорией прочности бетона. Эта теория гласит о том, что физическая нелинейность конструкции обусловлена неупругими деформациями материала в различных его частях, в том числе, в результате появления и увеличения трещин.

Физическая нелинейность образуется и в малой, и в большой области деформации (в случае, если величина деформации сопоставима с габаритами исследуемого предмета). Стоит отметить, что от знака и уровня напряжений, возникших в материале, зависит величина физической нелинейности деформирования.

Теория нелинейной упругости рассматривает нелинейную зависимость деформации и напряжения, возникающих в железобетонных конструкциях. Данная зависимость является постоянной как для нагружения, так и для разгрузки, иначе говоря, несет однозначный характер. Следует отметить, что нелинейная упругость несвойственна для многих строительных материалов, рассматриваться не будет. На рисунке 1 представлены часто встречаемые схемы упругопластического поведения материалов.



а) бетон; б) арматура

Рисунок 1 – Схема зависимости между напряжениями и деформациями

Диаграммы деформаций и напряжений служат наглядным изображением поведения материала по упругопластическому закону. В данных диаграммах присутствуют такие участки, как упругая зависимость деформаций и напряжений, зона текучести, а также зона линейности или упрочнения, имеющего смешанный характер.

### 1.3 Геометрическая нелинейность при проектировании

Под геометрической нелинейностью понимают нарушение взаимосвязи нагрузки и перемещений, которое вызвано появлением дополнительных усилий в конструкции или отдельных ее элементов, а также их деформации. Геометрическую нелинейность принято учитывать с помощью уравнений,

которые в свою очередь связывают деформации и перемещения, или с помощью уравнений равновесия. Расчеты, которые выполняются с учётом геометрической нелинейности, называются расчётами с использованием деформированной схемы. На рисунке 2 приведен пример геометрической нелинейности – упругие тела.

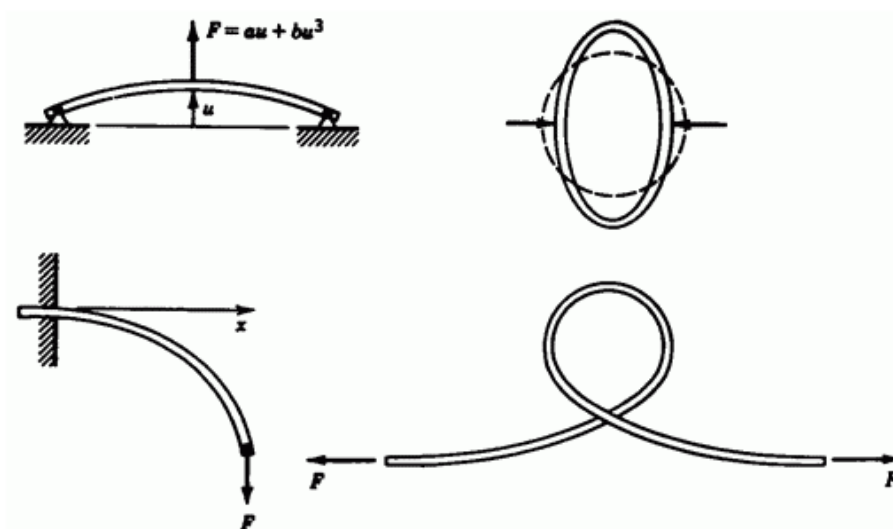


Рисунок 2 – Пример геометрической нелинейности в упругих структурах

Когда речь идет о геометрически нелинейных задачах, то прежде всего нужно четко определиться, о каком уровне геометрической нелинейности идет речь. Если документация к программному продукту составлена грамотно, то она должна содержать ясные, не допускающие разночтений и двусмысленностей указания об уровне достижимости при решении геометрически нелинейных задач.

К первому этапу геометрической нелинейности относится «слабейший вариант геометрически нелинейной теории. В этом варианте теории считается, что уравнения равновесия следует записывать для деформированного состояния системы. Что касается связи деформаций с перемещениями, то эти соотношения для первого этажа геометрически нелинейных задач принимаются в линейном варианте. В строительной

механике задачи первого этажа геометрической нелинейности называют расчетом по деформированной схеме» [19].

Далее следует второй этап геометрической нелинейности. «Отличием от первого этапа служит раскрытие второго канала проникновения геометрической нелинейности через геометрические уравнения связывающие перемещения с деформациями. Существенным здесь является различие порядков малости деформаций и поворотов, при этом считается, что квадраты углов поворотов элементов рассматриваемой расчетной схемы являются величинами того же порядка малости, что и компоненты деформации, которые в свою очередь пренебрежимо малы по сравнению с единицей» [19].

Следуя дальше, можно отметить, что к третьему по счету этапу геометрической нелинейности можно отнести задачи, в которых деформации малы по сравнению с единицей, тогда как относительно поворотов таких предположений сделать нельзя. Конструкции с гибкими нитями служат отличным примером задач этого этажа геометрической нелинейности. Задачи третьего этажа нелинейности, в свою очередь, могут быть ранжированы за счет введения дополнительных упрощающих предположений.

«Наконец, на вершине этой иерархии расположены самые сложные задачи – задачи четвертого этажа геометрической нелинейности, когда сами относительные деформации нельзя считать малыми величинами по сравнению с единицей. Необходимость проведения расчетов изделий из резины и резиноподобных материалов заставляет расчетчиков подниматься и на эти высоты» [19].

#### **1.4 Конструктивная нелинейность при проектировании**

Конструктивная нелинейность – нелинейность, которая возникла в результате изменения параметров расчетной схемы всей конструкции или ее отдельных элементов в следствии приложения нагрузок в ходе

проектирования. Из-за появления перемещений, которые приводят к образованию и раскрытию трещин и появляются изменения.

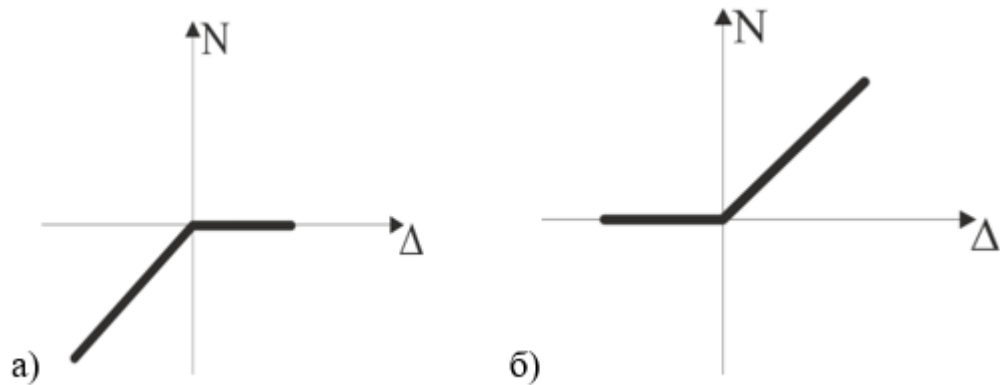
Одной из причин проявления такой нелинейности могут послужить железобетонные элементы, включению в работу конструкции которых характерны следующие факторы НДС:

- усилия в элементе, при которых отдельный элемент конструкции либо сжимается, либо растягивается;
- работа элемента начинается после выбора зазора;
- отказ в работе элемента при максимально допустимом усилии.

Проявление конструктивной нелинейности может быть обусловлено изменением месторасположения связей, изменением положения отдельных узлов всего здания или сооружения. При изменении положения конкретных точек появляются изменения в расчётной схеме. Примером служат следующие условия:

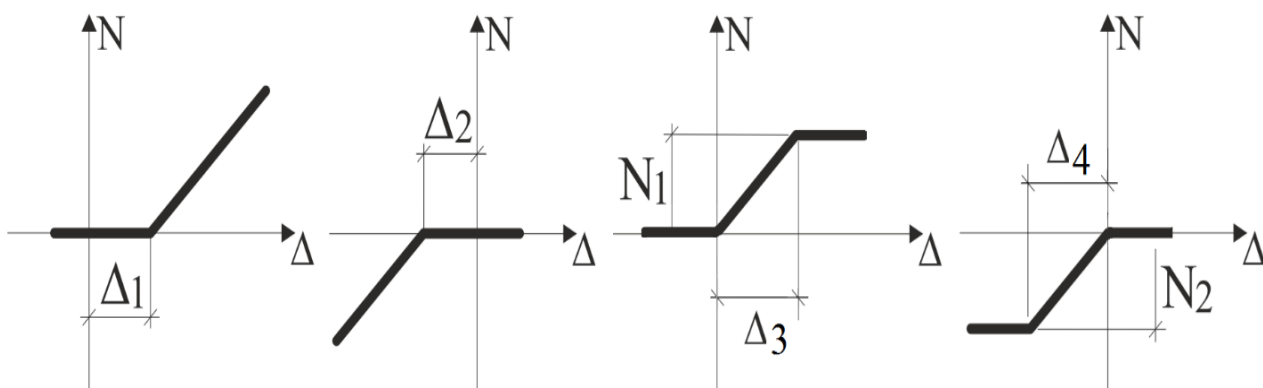
- система включает в себя элементы с односторонними связями, такие элементы принимают только положительные или только отрицательные усилия;
- прекращение работы при достижении элементом предельного состояния;
- включение отдельных конструктивных элементов в работу после достижения им каких-либо факторов;
- сдвиг различных конструкций здания и сооружения относительно друг друга.

На рисунках 3 и 4 показана зависимость усилий от перемещений при конструктивной нелинейности.



а) Работа элемента только на сжатие; б) Работа элемента только на растяжение

Рисунок 3 – Зависимость усилия (N) и деформации ( $\Delta$ ) для различных типов конструктивной нелинейности



а) Элемент начинает работу после того, как произведется выбор зазора  $\Delta_1$ ; б) элемент начинает работать на сжатие после выбора зазора  $\Delta_2$ ; в) элемент работает только на растяжение и в результате достижения предельного усилия  $N_1$  перестает работать; г) элемент работает только на сжатие и в результате достижения предельного усилия  $N_2$  перестает работать

Рисунок 4 – Зависимость усилия (N) и деформации ( $\Delta$ ) для разного рода конструктивной нелинейности

Таким образом проявление конструктивной нелинейности может быть обусловлено изменением месторасположения связей, изменением положения отдельных узлов всего здания или сооружения. Конструктивная нелинейность является очень значимым элементом при проектировании и заслуживает внимания при дальнейших исследованиях.

### **1.5 Реологическая нелинейность**

Реологическая нелинейность – эффекты, несущие нелинейный характер, которые проявляются в конструкциях, элементах, материалах при возникновении в них процессов реологии.

Реология – это изучение течения вещества, главным образом в жидком или газообразном состоянии, но также и в виде "мягких твердых тел" или твердых тел в условиях, когда они реагируют пластическим потоком, а не упруго деформируются в ответ на приложенную силу. Также реология – это раздел в физике, где рассматриваются сплошные среды, их деформацию и течение. Данные среды обладают такими свойствами, как вязкость, упругость, и пластичность. Реология берет своё начало из гидродинамики, а также теории упругости.

Сухие строительные смеси, такие как цемент, следует относить к дисперсным системам, если опираться на источники о коллоидной химии. Существует две большие группы дисперсионных систем: Системы, у которых отсутствует сплошная структура – бесструктурные, а также системы, которые обладают четкой структурой – структурированные (дисперсные) системы. На рисунке 5 показаны диаграммы деформирования бетона при кратковременных и длительных загрузениях.

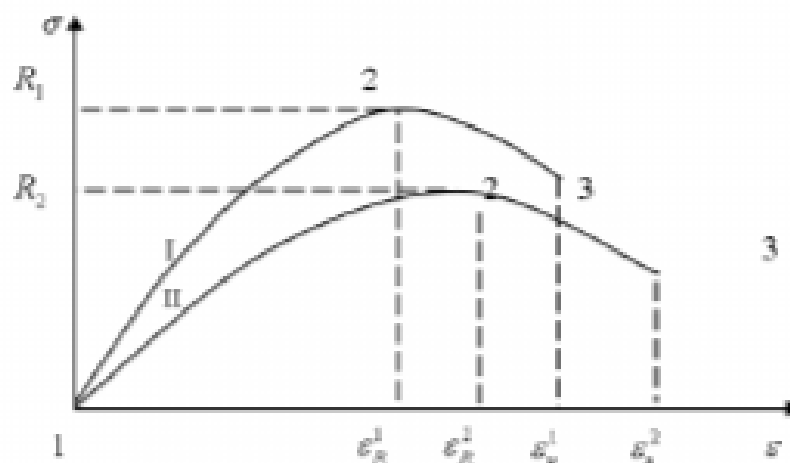


Рисунок 5 – Диаграммы деформирования бетона при кратковременном (I) и длительном (II) нагружениях

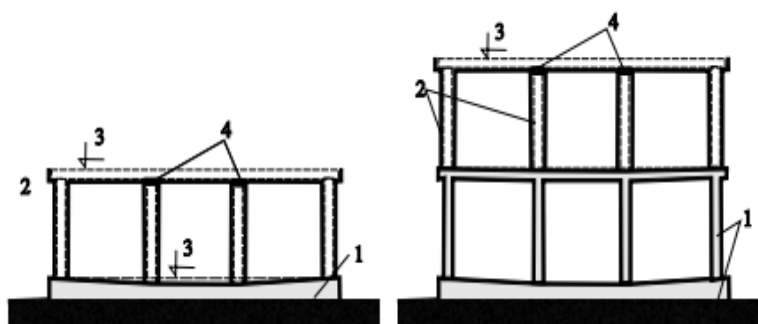
Возникновение реологической нелинейности обусловлено не только сочетанием элементов реологически-линейных. Обычные расхождения с линейной зависимостью проявляются в рамках даже одного реологического основного свойства. Таким образом, когда заходит разговор о реологической нелинейности или текучих средах, то можно привести в пример целый класс, который не поддается объяснению через законы Ньютона, это «неньютоновские» жидкости. Переменная вязкость, которая строго зависит от деформации и скорости её протекания, это свойство, которое характерно для вышеупомянутых «неньютоновских» жидкостей. Для этого класса жидкостей коэффициент вязкости уже не является фундаментальной характеристикой вещества. Примером реологической нелинейности является ползучесть железобетонных конструкций.

### 1.6 Генетическая нелинейность при проектировании

Относительно недавно в проектировании появилось понятие «генетическая нелинейность».



Генетическая (инженерная) нелинейность связана с этапами создания конструкции (монтаж), в процессе которого в том или ином порядке могут вводиться или убираться отдельные элементы системы, прикладываться или удаляться нагрузки, т. е. переход с одного этапа монтажа к другому сопровождается изменением расчётной схемы [12-14]. На этапах монтажа производится суммирование компонентов НДС. Не смотря, на то, что каждый этап описывается соотношениями линейной строительной механики, в результате изменения расчётной схемы задача проектирования зданий и сооружений является нелинейной.



1 – часть здания, построенная на предыдущем этапе; 2 – этап здания, возводимый на данной стадии; 3 – проектная отметка элементов конструкции на существующей стадии; 4 – приращение длины элемента конструкции, возникающее в результате появления деформаций нижележащих частей конструкции на предыдущих этапах строительства.

Рисунок 6 – Схема изменения расчётной модели в процессе возведения

Следует отметить, что пример возведения здания, изображенный на рисунке 6, несет характер постадийного наращивания. Данная технология служит причиной возрастания длины вертикальных конструкций, а также приводит к увеличению перемещений этажей в горизонтальной плоскости, вследствие чего ось здания отклоняется от вертикального положения. Возникновение перечисленных отклонений обусловлено нерегулярностью

жесткостей здания, а также неравномерными деформациями основания возводимой конструкции [17].

Пользуясь сведениями статей [1,2,3], можно сделать вывод, что генетическая нелинейность является важной и значимой частью при проектировании высотных зданий и зданий с каркасом из сборных элементов. Генетическая нелинейность связана с этапами создания конструкции (монтаж), в процессе которого в том или ином порядке могут вводиться либо удаляться отдельные составляющие системы, прикладываться или удаляться нагрузки, следовательно переход с одного этапа монтажа к другому сопровождается изменением расчётной схемы. На этапах монтажа производится суммирование компонент НДС.

Расчёт с учётом генетической нелинейности подразумевает под собой учёт НДС на каждой стадии строительства и пошаговое приложение нагрузки на расчётную модель.

Основной акцент в изученных материалах уделяется напряженно-деформированному состоянию высотных зданий с монолитным железобетонным каркасом. Также проверяется НДС каркасов из сборного железобетона. В виду многообразия конструктивных решений монолитных конструкций генетическая нелинейность при проектировании зданий повышенной высотности с каркасом из железобетона не раскрыта в достаточной степени и требует дальнейшего изучения. Недостаточно информации о степени расхождения результатов расчётов, учитывающих и не учитывающих генетическую нелинейность при проектировании подобных зданий.

Воздействия на систему, определяющие характер её напряженного и деформированного состояния, разделяют на:

- базовые (накапливаемые) воздействия, для которых напряженно-деформированное состояние передаётся на следующие стадии монтажа. Например, собственный вес или предварительное напряжение;

- независимые нагрузки, действующие только на текущей стадии монтажа и не имеющие отношения к другим стадиям. Например, ветровая нагрузка на здание, находящееся в процессе сборки.

Все присутствующие связи по времени наложения (в условном смысле) разделяют на:

- ранние связи – связи, наложенные на систему до момента её нагружения (на предшествующих стадиях нагружения) и уже оказавшие влияние на равновесное деформированное состояние системы;
- поздние связи – связи, накладываемые уже на нагруженную и продеформированную систему, оказывающиеся, в таком случае, ненапряжёнными.

Поздняя связь особенно влияет на форму возможного деформирования при дальнейшем нагружении, но не отражается на равновесии системы. В данном случае не обнуляется её перемещение при включении в схему данной связи, но исключается какое-либо перемещение на дальнейших этапах.

Основные операции строительства зданий и сооружений имеют различное влияние на расчётно-конструктивную схему, в соответствии с этим выделены следующие воздействия:

- приложение всех нагрузок на систему, включающих в себя также температурные воздействия, основные нагрузки и перемещения;
- исключение возможности перемещения или поворота конструкции в следствии введения в схему внешней связи;
- исключение возможности перемещения или поворота конструкции в следствии введения в схему внешней связи;
- изменение напряженно-деформированного состояния элемента при исключении из конструктивной схемы существующей внутренней или внешней связи, которое обуславливается наличием усилий в исключаемом элементе;
- монтаж любого элемента конструкции проектируемого объекта;

- изменение напряженно-деформированного состояния по причине демонтажа конструктивного элемента.

Рассматриваемые действия и операции следует подразделять на два этапа, потому что со стороны отсутствующего элемента не должно возникать каких-либо воздействий.

- обнуление усилий взаимодействия между остающейся и удаляемой частями системы;
- внесение коррективов в расчетную схему.

Удаление части системы здесь имеет значение активного вмешательства в конструкцию при её создании.

Таким образом и исключаются из расчётной схемы все временные конструкции будь то подпорки или различные раскрепления, которые устанавливаются в течение строительства на различных его этапах, для начала приводят данный элемент в ненапряженное состояние, после чего выполняется его демонтаж.

Следующим влиянием на расчетно-конструктивную схему является изменение модуля упругости конструктивного элемента. С помощью этого модуля можно смоделировать набор бетоном прочности, а также другие процессы, например износ, которые могут повлиять на жесткостные характеристики элемента.

Далее следует изменение жесткостных параметров оснований и фундаментов зданий и сооружений. Примером таких изменений может являться назначение коэффициентов постели при проектировании на каждом этапе при учете стадийности возведения. При данных изменениях возможны два варианта:

- жесткостная характеристика проектируемой конструкции или отдельного её элемента изменяется, но НДС остался неизменным и влияние данной характеристики будет заметно только в момент изменения нагрузки;

- жесткостная характеристика проектируемой конструкции или отдельного её элемента изменяется под нагрузкой. В таком случае все усилия, возникающие внутри элемента, передаются на новый элемент, в результате данных действий происходит перераспределение всех усилий в расчётной схеме, при этом нагрузка не изменяется.

Для анализа всех вышеизложенных доводов следует выполнять расчёт напряженно-деформированного состояния здания. Результатом расчёта НДС здания являются численные значения деформаций и напряжений возникающих в конструкции при приложении всех нагрузок к проектируемому зданию. На рисунке 7 приведен пример результатов расчёта в программном комплексе ЛИРА.

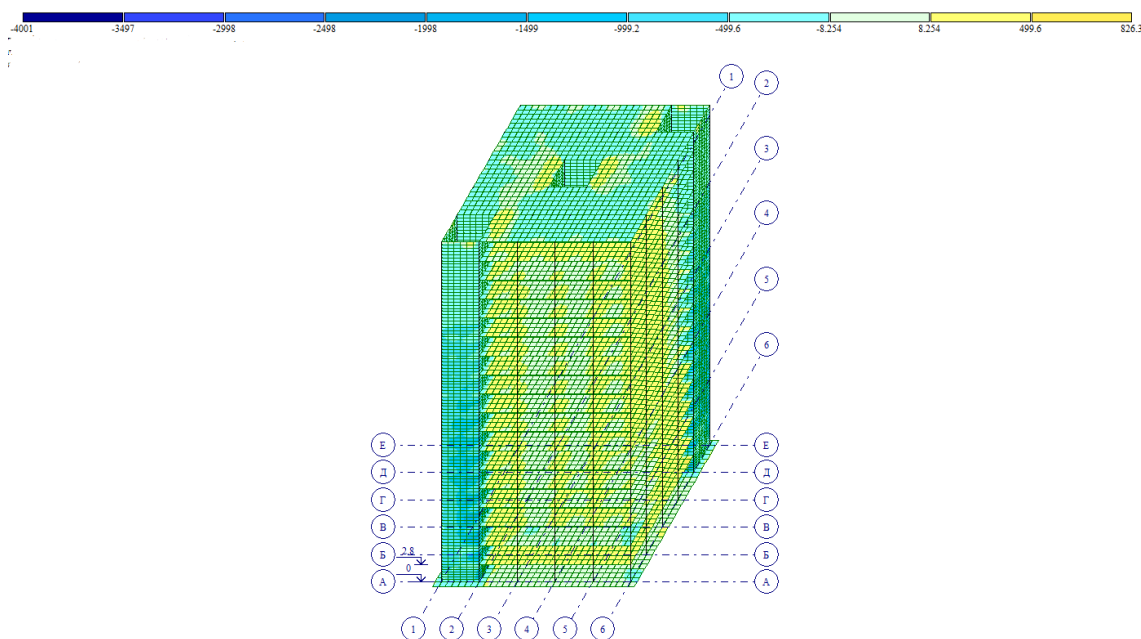


Рисунок 7 – Пример результатов расчёта

При расчёте НДС здания с учётом стадийности возведения подразумевается следующий алгоритм:

Проектируемое здание разбивается на  $n$  стадий: Первая стадия – возведение первого этажа, вторая – возведение второго этажа и т.д. После

этого производится расчёт конструкций каждого этажа, учитывая все горизонтальные и вертикальные перемещения элементов, возникшие на предыдущих стадиях, а также изменения модули упругости элементов, также нужно брать во внимание на возможное заниженное значение прочности и жесткости бетона, в связи с недобором прочности на момент монтажа следующей стадии. «Но сейчас имеется возможность проводить компьютерное моделирование различных процессов» [4] и все эти нюансы и особенности реализованы в расчётных программных комплексах, таких как ЛИРА-САПР, SCAD Office [15].

### **1.7 Программный комплекс для исследования**

При определении напряженно-деформированного состояния конструкций здания необходимо использовать программные комплексы, дающие возможность учитывать очередность возведения здания поэтапно и изменение расчётной конструктивной схемы каркаса здания.

В подавляющем большинстве рассмотренных статей, для определения НДС здания используются программные комплексы ЛИРА-САПР, SCAD Office. В данных программах возможно отразить последовательность возведения здания с помощью функции «Монтаж», так же они дают возможность произвести компьютерное моделирование на всех стадиях создания разного рода конструкций, принять в расчёт сбор монтажных нагрузок, а также вести контроль над поэтапной трансформацией конструктивной схемы в целом. Следует отметить, что комплект функций перечисленных программ понимают участие на каждом этапе демонтажа конструкции. В течение протекания данных этапов возможно снятие некоторых нагрузок с конструкций и демонтаж отдельных частей. Также, параллельно с ними ведется расчет конструктивной схемы, которая в свою очередь состоит из смонтированных либо демонтированных элементов.

Параллельно ведется учет текущей прочности бетона, а также его модуля деформации.

В программных комплексах можно выполнить расчет с использованием метода конечных элементов по следующим позициям:

- загрузки,
- расчетные сочетания усилий (в дальнейшем – РСУ),
- расчетные сочетания нагрузок (в дальнейшем – РСН).

Определение значений РСУ включает в себя поиск и выявление максимальных значений усилий в элементах конструкции, при которых НДС здания подвергается наибольшей опасности. В данном расчете уделяется особое внимание особенностям каждому типу конечных элементов и количество различных сочетаний максимально сокращается.

Таким образом, программа способна выделить, проанализировать все сочетания и определить максимально неблагоприятное из них.

В следствие того, что конструктивная система может состоять из множества различных элементов, и максимальные значения могут проявляться в различных узлах, то перемещения в данных узлах по итогам расчета не будут представлены.

Концепция РСН представляет собой модуль, который способен анализировать и описывать численно перемещения в узлах и усилия в конструктивных элементах при воздействии обычных линейных комбинаций нагрузок. Обычные комбинации представляют собой сочетания, которые прописаны в нормативной литературе, в СП и ГОСТ и т.д. На рисунке 8 представлен пример таблицы РСН, содержащей в себе стандартные комбинации.

N загруз.	Наименование	Вид	Знакоперем.	Взаимоскл.	Козф. надежн.	Доля длительн.	1.РСН1	2.РСН2	3.РСН3	4.РСН4	5.РСН5	6.РСН6	7.РСН7
1	Собственный вес	Постоянное (P)	+		1.05	1.0	1.	1.	0.9	0.9	0.9	0.9	1.
2	Постоянное на покрытие	Постоянное (P)	+		1.2	1.0	1.	1.	0.9	0.9	0.9	0.9	1.
3	Снег	Кратк. действие 1 (P1)	+		1.4	0.5	1.	1.	0.5	0.5	0.5	0.5	1.
4	Ветер X	Мгновенное (M)	+	1	1.4	0.0	0.7	0.	0.	0.	0.	0.	0.
5	Ветер -X	Мгновенное (M)	+	1	1.4	0.0	0.	0.7	0.	0.	0.	0.	0.
+6	Сейсмика X	Сейсмическое (Pse)	+/-	1	1.0	0.0	0.	0.	1.	0.	-1.	0.	0.
+7	Сейсмика Y	Сейсмическое (Pse)	+/-	1	1.0	0.0	0.	0.	0.	1.	0.	-1.	0.

Рисунок 8 – Таблица РСН

Таким образом, в системе РСУ происходит расчет всевозможных сочетаний нагрузок, результатом данного расчета будет являться самое неблагоприятное Напряженно-деформированное состояние здания. А при расчете в системе РСН итогом будет НДС здания с учетом всех сочетаний, которые указал сам проектировщик.

В соответствии с СП [18]: Расчет конструкций и оснований по предельным состояниям 1-й и 2-й групп следует выполнять с учетом неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий.

Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок для рассматриваемой стадии работы конструкции или основания.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок следует различать:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных:

$$C_m = P_d + (\Psi_{l1}P_{l1} + \Psi_{l2}P_{l2} + \dots) + (\Psi_{t1}P_{t1} + \Psi_{t2}P_{t2} + \dots) \quad (1.1)$$

б) особые сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок:



$$C_s = C_m + P_s, \quad (1.2)$$

где  $C_m$  – нагрузка для основного сочетания;

$C_s$  – нагрузка для особого сочетания;

$\Psi_{li}$  – ( $i=1, 2, \dots$ ) – коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок;

$\Psi_{ti}$  – ( $i=1, 2, \dots$ ) – коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

### **1.7.1 ЛИРА-САПР**

Достоинства Программного комплекса ЛИРА-САПР:

- возможность учета физической, геометрической, конструктивной нелинейности [7],
- возможность учета стадийности возведения здания,
- способность моделировать процесс динамического воздействия с учётом физической и геометрической нелинейности,
- возможность подбора необходимой площади армирования с учетом требований всех нормативов РФ,
- локальный режим армирования максимально связан расчётной моделью, что позволяет моментально получить всю необходимую информацию о материалах и расчётных сочетаниях,
- возможность 3D-моделирования здания, что помогает наглядно и наиболее понятно отобразить проектируемый объект,
- возможность импорта расчётных схем из других программ семейства ЛИРА.

Недостатки ЛИРА-САПР:

- длительный расчет и долгая обработка информации по сравнению со SCAD – office.

### **1.7.2 SCAD Office**

SCAD Office – программный комплекс созданный для решения различных задач в области строительства, включающий в себя большое количество удобных функций [18].

Достоинства SCAD Office:

- легко задаются нагрузки и жесткости;
- возможность получить в результате не только теоретическую площадь арматуры, а также расстановку её с заданным шагом;
- возможность осуществлять расчёт геометрически и физически нелинейных задач;
- возможность учёта стадий возведения конструкции;
- возможность импорта расчётных схем из других программ семейства SCAD.

Недостатки SCAD office:

- плохая визуализация деформирования схемы;
- отсутствует информация о возможности учёта конструктивной нелинейности;
- завышенные результаты значений устойчивости в двух плоскостях.

## **1.8 Метод конечных элементов**

Все программные комплексы, выполняющие расчёт конструкций базируются на методе конечных элементов, в дальнейшем МКЭ. Метод конечных элементов можно представить как целую конструкцию, которая разбита на отдельные части, эти части называются конечными элементами, они могут быть стержневыми для моделирования конструкции балок и колонн, пластинчатыми – для моделирования различных плит перекрытия, фундаментов, стен здания и ядер жесткости. На рисунке 9 представлен пример конечно-элементной модели [21].

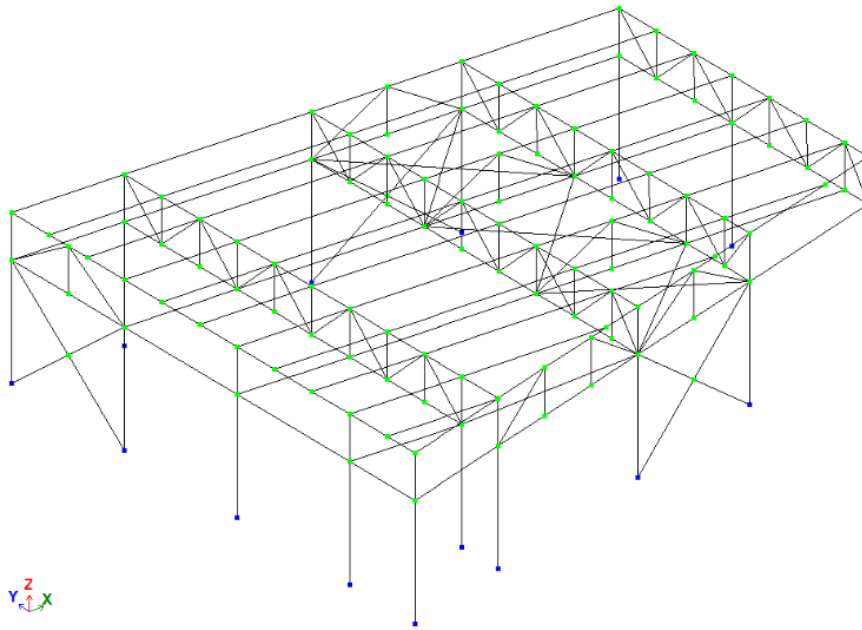


Рисунок 9 – Пример конечно-элементной модели

Самым главным и обязательным условием при моделировании здания, сооружения или любой конструкции – это сопряжение конечных элементов между собой, называемое узловыми связями.

Колонны обязательно должны быть сопряжены с плитой и иметь общие узлы. Для получения лучшего и более точного результата, каждый конечный элемент следует разбивать на несколько частей, это даст возможность проанализировать поведение колонн не только в верхнем и нижнем узлах, но и в промежуточных моментах, это касается не только стержневых элементов но и пластинчатых в том числе.

При делении пластинчатых элементов на некоторое число конечных элементов получается так называемая сетка конечных элементов. Численное значение размера стороны одного конечного элемента называется крупностью сетки, а процесс разбиения – триангуляция. В графической среде ВИЗОР-САПР возможно наглядное отображение конструктивных элементов, только без отображения толщин, Все элементы будут представлять собой линию или плоскость, проходящие по центру задаваемого стержня или пластины соответственно.

Как правило, в точках опирания колонн на плиты перекрытия (либо плит перекрытий на колонны), сетки пластин конечных элементов необходимо «сближать». Другими словами, следует поэтапно снизить крупность сетки следующим образом: чем ближе к узлу примыкания плиты к колонне, тем гуще сетка.

Данное решение позволит преумножить точность расчёта напряжений и усилий как в примыкающих стержнях, так и в самих плитах. Различные методы сгущения сеток будут приведены позже.

Конструктивным элементом является колонна, и она также разбита на несколько конечных элементов. Следует отметить, что для расчёта многих мостовых конструкций необходимо принимать шаг разбивки стержневых конечных элементов и крупность сеток пластинчатых конечных элементов в размере 0,5-2 м. Естественно, можно принять иной шаг разбивки, однако принимать шаг разбивки более 5 м крайне не рекомендуется. Но, в то же время очень «мелкая» разбивка увеличивает трудоёмкость расчёта и время его проведения.

Также, ещё одно условие препятствует разбивке пластинчатых конечных элементов. Оно заключается в том, что программа «ЛИРА-САПР» не может рассматривать пластинчатые КЭ, если их радиус вписанной окружности ( $r$ ) более чем в 50 раз меньше радиуса описанной окружности ( $R$ ). Данное условие ограничивает применение следующих треугольных пластинчатых конечных элементов:

- треугольных пластинчатых КЭ с чрезмерно острыми углами;
- прямоугольных пластинчатых КЭ, имеющих разницу между линейными размерами элемента более чем в 50 раз.

Как правило, опирание любой расчетной модели должно осуществляться посредством окружающей среды. Данные опирания называются граничными условиями.

Исходя из теории строительной механики, для проведения расчёта и анализа конструкции необходимо учесть важное правило: конструкция

должна являться геометрически неизменяемой. В данном случае, граничные условия следует подбирать так, чтобы в независимости от направления действия внешней нагрузки, «среда» должна оказывать сопротивление. В противном случае, расчетная модель становится неустойчивой в каком-либо из направлений и теряет свою геометрическую неизменяемость. При таком исходе, программа «ЛИРА-САПР» выдает ошибку либо накладывает новую связь в данном направлении, что влечет к неверным результатам расчета. В программе «ЛИРА-САПР» граничные условия, которые привязываются к узлам, называются связями. Каждая наложенная связь фиксирует узел и ограничивает его перемещение по одному из шести направлений глобальной системы координат: трёх линейных перемещений ( $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ ) и трёх угловых перемещений, то есть поворотов относительно глобальных осей ( $UX$ ,  $UY$ ,  $UZ$ ).

Выводы по главе 1

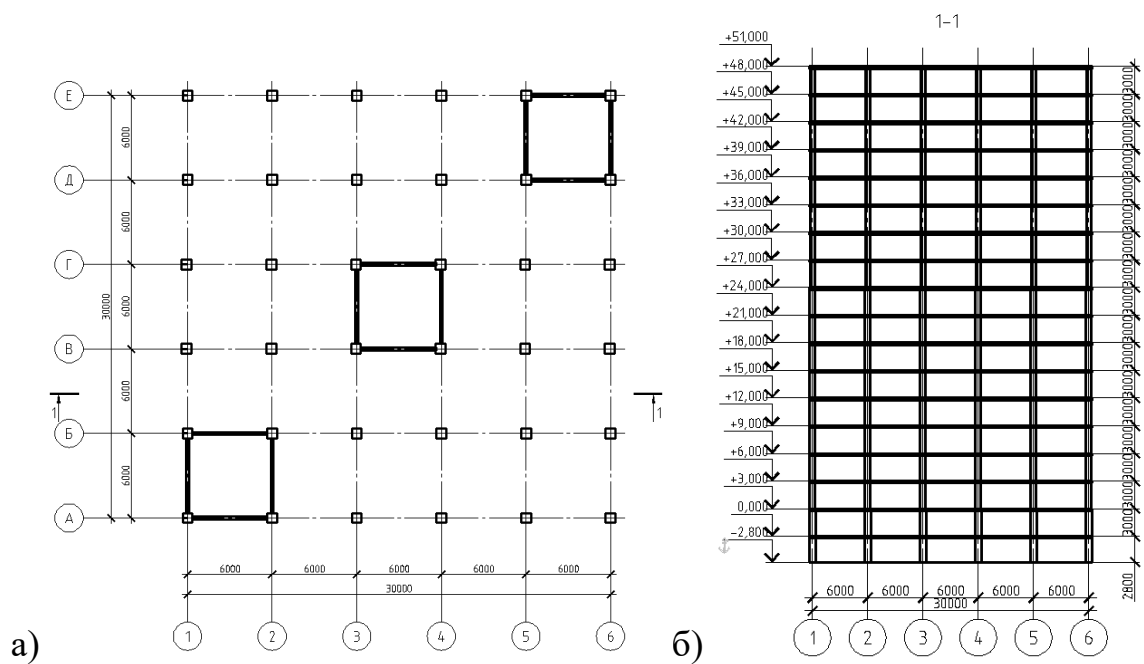
- а) был проведен обзор учебной, справочной и научной литературы по теме исследования. При анализе исследования было выявлено:
  - 1) существует большое количество конструктивных решений зданий с монолитным железобетонным каркасом;
  - 2) недостаточно изучена область генетической нелинейности при проектировании зданий повышенной этажности;
  - 3) мало информации об относительной разности результатов расчётов с учётом и без учета генетической нелинейности;
- б) был осуществлен подбор программного комплекса для дальнейшего исследования. Учитывая приведенные достоинства и недостатки и опираясь на мнения проектировщиков, было принято решение для исследований использовать программный комплекс ЛИРА-САПР.

## **Глава 2 Определение напряженно-деформированного состояния здания**

В данной главе выполнен расчёт каркаса высотного здания из монолитного железобетона и определено напряженно-деформированное состояние с учётом и без учета генетической нелинейности.

### **2.1 Описание конструктивного решения здания**

В данной работе было рассмотрено здание 17 этажей с подвальным помещением [25-27]. Подвал выполнен высотой 2,8 метра, а высота этажей с первого по семнадцатый равняется трём метрам. Каркас данного здания выполнен из монолитного железобетона [28-30]. Основными вертикальными несущими элементами являются железобетонные колонны. Шаг колонн в обоих направлениях – 6 метров. Колонны подвала и первого этажа запроектированы с поперечным сечением 700×700 мм, колонны второго-девятого этажей 600×600 мм; колонны 10-17 этажей 500×500 мм. Фундаментная плита данного здания выполнена из Бетона класса В25, толщина данной плиты составляет 1 метр и размеры в плане равны 34х34м. Перекрытия выполнены в виде монолитной железобетонной плиты толщиной 200 мм. Также в здании выполнены ядра жесткости, которые играют роль лестничных клеток и лифтовых шахт. Данные ядра жесткости выполнены также из монолитного железобетона, толщина монолитных стен – 200мм. При бетонировании конструкций применяется бетон класса В25 и арматура класса А500. Схема расположения колонн в плане и на разрезе показана на рисунке 10.



а) схема расположения колонн проектируемого здания в плане; б) расположение колонн проектируемого здания в разрезе.

Рисунок 10 – Схема расположения колонн

Наружные стены – самонесущие, выполненные из пустотелого одинарного кирпича, толщина стены – 250мм [31]. В качестве утеплителя – минераловатная плита ROCKWOOL ВЕНТИ БАТТС Д ОПТИМ. Наружная отделка – керамогранитные плиты. Длина здания в осях 1-6 – 30 метров. Ширина здания в осях А-Е – 30 метров.

Фундаментная плита опирается на грунтовое основание. Для задания грунтового основания используется модуль «Грунт» в ПК ЛИРА-САПР [8,9].

Создаем модель грунта, для этого задаем начальные параметры грунта, как на рисунке 11 и переходим к заданию самих скважин и слоев грунта.

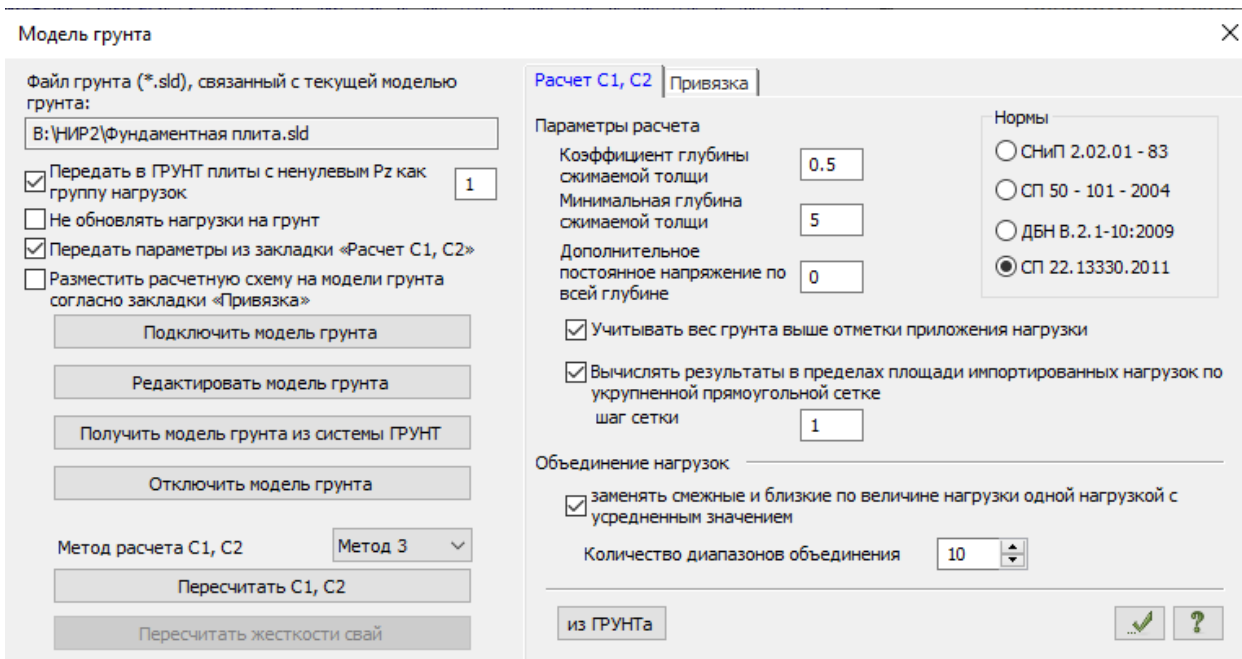


Рисунок 11 – Параметры модели грунта

Исследуемое основание состоит из суглинка тугопластичного непросадочного, Песка мелкого, плотного и суглинка твердого, непросадочного. Данные грунты были взяты с существующего проекта и представлены на рисунке 12.

Характеристики грунтов																					
	A	B	C				D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1	№	Усл.	Наименование				Цвет	Модуль	Кэф-	Удель-	Кэффи-	Природ-	Показа-	Вода	Кэффи-	Удельное	Угол	Предельное	Кэффи-		
2	ИГЭ	обозн.	грунта					дефор-	фици-	ный	циент	ная	тель	Лесс	циент	сцепление	внутрен-	напряжение	пропорцио-		
3								мации,	ент	вес	перехо-	влаж-	теку-		порист-	Rc,	него	растяжения	нальности	K,	
4								кН/м**2	Пуас-	грунта,	да ко 2	ность,	чести	IL	тости	кН/м**2	Fi, °	Rs,	и код	и код	
5									сона	кН/м**3	модулю де-	доли		e				кН/м**2			
6	1		Суглинок тугопластичный непросадочный					6200	0.35	26.79	5	0.197	0.45		0.7	13	21	0.01	0		
7	2		Песок мелкий, плотный					31000	0.3	26.2	5	0.091			0.57	1	35	0.01	0		
8	3		Суглинок твердый, непросадочный					10350	0.35	26.79	5	0.129	-0.23		0.66	14	25	0.01	0		

Примечания: значения Rc, Fi, Rs в расчете коэффициентов постели C1, C2 не используются, но задаются для последующего экспорта в жесткости ЛИРА-САПР. Значения IL и K используются для расчета жесткости свай (КЗ 57)

Рисунок 12 – Характеристики грунтов

После задания всех слоев задаётся сеть для размещения фундаментной плиты и расположения геологических скважин, с помощью которых были произведены инженерно-геологические изыскания. Количество скважин равно четырём и их указаны на рисунке 13.





Рисунок 13 – Геологические скважины

После задания всех характеристик проектируемая монолитная плита должна быть посажена на грунт, только после этого может быть выполнен расчёт, который припведен в пункте 2.3.

## 2.2 Сбор нагрузок

### 2.2.1 Постоянные нагрузки

Постоянные нагрузки приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Постоянные нагрузки

Наименование нагрузки	Нормативные нагрузки, кН/м <sup>2</sup> (кН/м)	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Расчетные нагрузки $q_n$ кН/м <sup>2</sup> (кН/м)
1	2	3	4
На перекрытие			
Кирпичные стены толщиной 250 мм $0,25\text{м} \times 2,78 \times 15,7 \text{кН/м}^3 = 24,02 \text{кН/м}$	10,91	1,1	12
Кирпичные перегородки толщиной 120 мм	1,06	1,1	1,17
На покрытие			
Техноэласт ЭКП, 2 слоя толщиной 4мм: $0,0032 \text{кН/м}^2$	0,032	1,3	0,042
Цементно-песчаная стяжка: $0,04\text{м} \times 17,64 \text{кН/м}^3 = 0,706 \text{кН/м}^2 =$	0,706	1,3	0,917
Разуклонка из Технориф Н30-Клин: $0,04\text{м} \times 1,57 \text{кН/м}^3 = 0,063 \text{кН/м}^2$	0,063	1,3	0,082
Утеплитель ИзOVER Риф В Оптимал: $0,03 \times 1,67 \text{кН/м}^3 = 0,050 \text{кН/м}^2$	0,050	1,3	0,065
Утеплитель ИзOVER Риф Н Оптимал: $0,12 \times 0,98 \text{кН/м}^3 = 0,118 \text{кН/м}^2$	0,118	1,3	0,153
Пароизоляция Технониколь толщиной 2 мм: $0,008 \text{кН/м}^2$	0,008	1,3	0,010
Итого:	0,976	1,3	1,269
Кирпичный парапет толщиной 250 мм: $0,25\text{м} \times 1 \times 15,7 \text{кН/м}^3 = 5,97 \text{кН/м}$	3,93	1,1	4,32

Нагрузка от собственного веса прикладывается автоматически в комплексе ЛИРА-САПР.

## 2.2.2 Временные нагрузки

### 2.2.2.1 Снеговая нагрузка

Нормативная снеговая нагрузка

$$S_0 = c_e \times c_t \times \mu \times S_g = 1,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,65 = 1,65 \text{кН/м}^2,$$

где  $c_e$  – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов вычисляется по формуле (2.1.1), но принимается не менее 0,5 и не более 1:

$$c_e = (1,4 - 0,4\sqrt{k}) \times (0,8 + 0,002l_c), \quad (2.1.1)$$

$$c_e = (1,4 - 0,4\sqrt{1,21}) \times (0,8 + 0,002 \cdot 30) = 1,82,$$

где  $k$  – принимается для типов местности А,  $k = 1,21$ ;

$l_c$  – характерный размер покрытия, принимаемый не более 100 м:

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 30 - \frac{30^2}{30} = 30 \text{м},$$

где  $b$  – наименьший размер покрытия в плане;

$l$  – наибольший размер покрытия в плане;

$c_t$  – термические коэффициент,  $c_t = 1$ ;

$\mu$  – коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый в соответствии с 10.4, СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» [22],  $\mu = 1$ .

$S_g$  – «нормативное значение веса снегового покрова на 1 м<sup>2</sup> горизонтальной поверхности земли для IV снегового района, равно 1,65кПа» [1] (таблица 10.1).

Расчетная снеговая нагрузка:

$$S_p = S_0 \times \gamma_f = 1,65 \times 1,4 = 2,31 \text{кН/м}^2,$$

где  $\gamma_f$  – «коэффициент надежности для снеговой нагрузки,  $\gamma_f=1,4$ » [1] (п.10.12).

### 2.2.2.2 Ветровая нагрузка

#### Нормативная ветровая нагрузка

Во всех случаях нормативное значение основной ветровой нагрузки следует определять как сумму средней и пульсационной составляющих:

$$w = w_m + w_g, \quad (2.1.2)$$

где  $w_m$  – средняя составляющая ветровой нагрузки, определяемая в зависимости от эквивалентной высоты:

$$w_m = w_0 \times k(z_e) \times c, \quad (2.1.3)$$

где  $w_0$  – нормативное значение ветрового давления для III ветрового района, равное 0,38кПа [1] (таблица 11.1);

$k(z_e)$  – коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления для высоты  $z_e$ ;

$z_e$  – эквивалентная высота [1] (пункт 11.1.5);

$c$  – аэродинамический коэффициент, определяемый в соответствии с Приложением В.1.2, таблица В.2 [1];

$w_g$  – пульсационная составляющая ветровой нагрузки.

На рисунке 14 указаны узлы приложения нагрузок, для которых будет произведен расчет ветровой нагрузки при направлении нагрузки по оси X. При направлении ветра по оси Yнагрузки будут повернуты относительно центральной оси здания на 90 градусов против часовой стрелки.

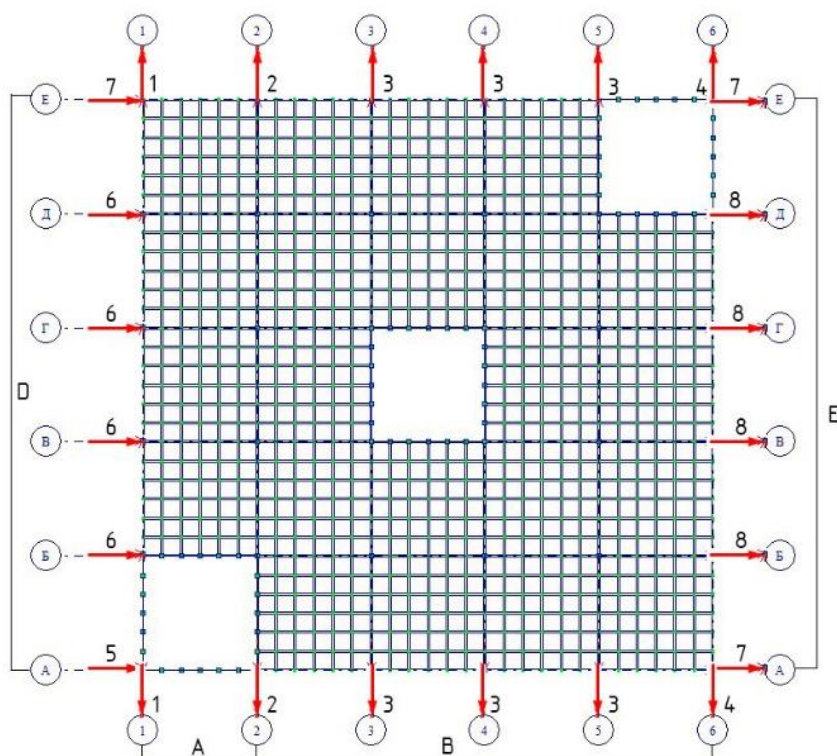


Рисунок 14 – Узлы приложения ветровой нагрузки

Все расчёты для каждой колонны сведены в таблицу 2.

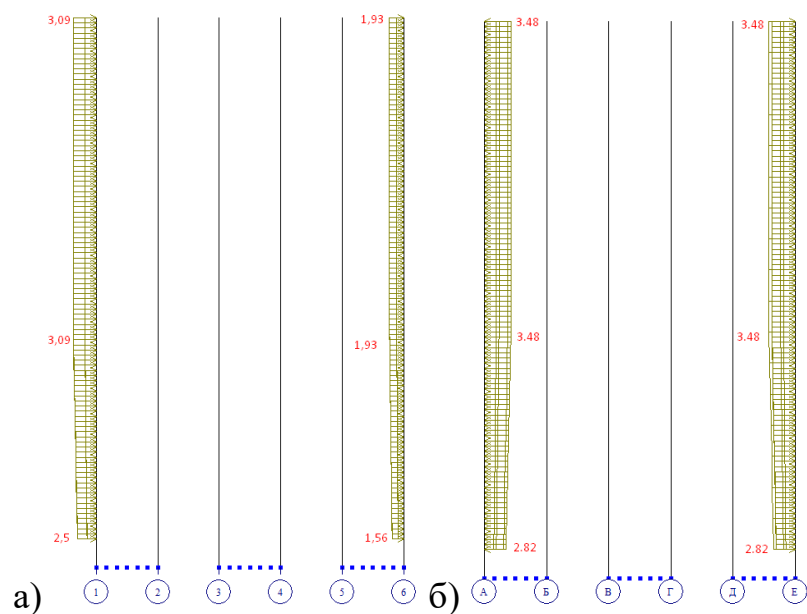
Таблица 2 – Ветровая нагрузка

№	Высота над уровнем земли, м	Нормативная нагрузка $w_0$ , кПа	Коэфф. $K(z_e)$	Аэродинамический коэффициент $c$	Грузовая ширина	Коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f$	Средняя составляющая ветровой нагрузки $w_m$ , кПа $\times$ м
1	2	3	4	5	6	7	8
1	0	0,38	0,98	1	3	1,4	1.56
	21		1,21	1	3		1.93
	51		1,21	1	3		1.93
2	0		0,98	0,9	6		2.82
	21		1,21	0,9	6		3.48
	51		1,21	0,9	6		3.48

Продолжение таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8
3	0	0,38	0,98	0,8	6	1,4	2.50
	21		1,21	0,8	6		3.09
	51		1,21	0,8	6		3.09
4	0		0,98	0,8	3		1.25
	21		1,21	0,8	3		1.54
	51		1,21	0,8	3		1.54
5	0		0,98	0,8	3		1.25
	21		1,21	0,8	3		1.54
	51		1,21	0,8	3		1.54
6	0		0,98	0,8	6		2.50
	21		1,21	0,8	6		3.09
	51		1,21	0,8	6		3.09
7	0		0,98	0,5	3		0.78
	21		1,21	0,5	3		0.97
	51		1,21	0,5	3		0.97
8	0		0,98	0,5	6		1.56
	21		1,21	0,5	6		1.93
	51		1,21	0,5	6		1.93

Ветровая нагрузка в ЛИРА-САПР задается в двух загрузениях: по оси X и по оси Y, как взаимоисключаемые.



а) плоскость X0Z; б) плоскость Y0Z.

Рисунок 15 – Ветровая нагрузка по оси Х и по оси Y

Пульсационную нагрузку комплекс ЛИРА САПР считает автоматически для каждой статической ветровой нагрузки. На рисунке 15 представлено загрузение от ветровой нагрузки на колонны при направлении ветра вдоль оси X.

### 2.2.3 Длительные нагрузки

В качестве длительной нагрузки принимается нагрузка от людей, равномерно распределенная по всей площади железобетонной плиты перекрытия для каждого этажа. Нагрузка от людей рассчитывается по формуле:

$$P = P_t \times 0,35 = 1,5\text{кПа} \times 0,35 = 0,53\text{кПа}, \quad (2.1.4)$$

где  $P_t$  – нормативное значение равномерно распределенной нагрузки принимаемое 1,5 кПа, как для квартир жилых зданий;

0,35 – понижающий коэффициент, предназначенный для перевода нормативных значений кратковременных нагрузок в длительные нагрузки.

### 2.3 Расчет каркаса без учета генетической нелинейности в ПК ЛИРА-САПР 2016

Расчет каркаса здания и определение НДС произведен в ПК ЛИРА – САПР 2016. Все элементы были взяты из библиотеки конечных элементов. На рисунке 16 показан расчетная схема каркаса проектируемого здания. В программном комплексе для задания конструкции колонн были использованы стержневые конечные элементы (КЭ 10), для плит перекрытия, покрытия и фундаментных, а также стен ядер жесткости были использованы четырехузловые конечные элементы (КЭ 41).

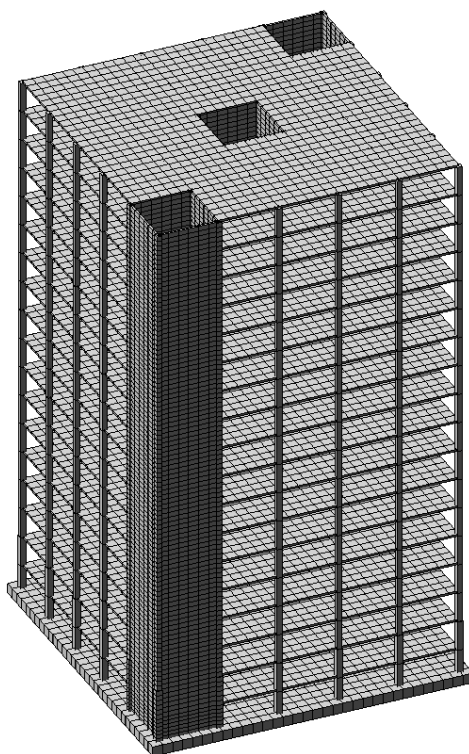


Рисунок 16 – Расчетная схема железобетонного каркаса

На рисунке 17 приведена схема каркаса с назначенными типами жесткости.



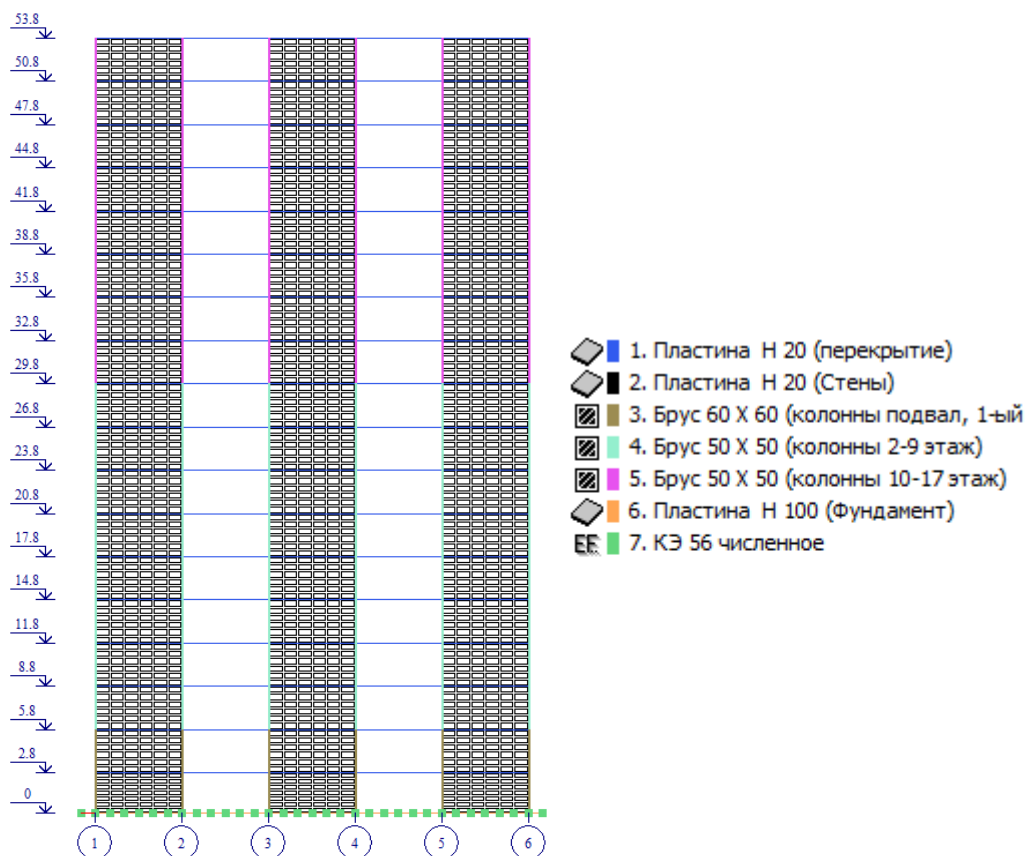


Рисунок 17 – Схема каркаса с назначенными типами жесткости

После приложения всех нагрузок к данной расчетной схеме выполняется расчет фундаментной плиты здания. Для этого требуется защитить фундамент здания от горизонтальных перемещений, лучше всего это осуществляется путем введения упругих связей. Упругие связи задаются при помощи задания в узлах одноузлового конечного элемента 56 в ПК ЛИРА-САПР, численные характеристики которого представлены на рисунке 18.

Рисунок 18 – Численные характеристики элемента 56

Величины  $R_x$  и  $R_y$  вычисляется по формуле [24]:

$$R_x = R_y = \frac{0.7 \times C_z \times A_\phi}{n} = \frac{0.7 \times 9105 \times 1024}{1089} = 6000 \text{ кН/м}, \quad (2.1.5)$$

где  $C_z$  – коэффициент упругого равномерного сжатия,  $\text{кН/м}^3$ , который рассчитывается по формуле:

$$C_z = b_0 \times E \times \left(1 + \sqrt{\frac{A_{10}}{A}}\right) = 1,2 \times 6200 \times \left(1 + \sqrt{\frac{10}{200}}\right) = 9105 \text{ кН/м}^3, \quad (2.1.6)$$

где  $b_0$  – коэффициент, принимаемый равным  $1,2 \text{ м}^{-1}$  для суглинков;

$E$  – модуль деформации грунта под подошвой фундамента,  $\text{кПа}$ ;

$A_{10}$  – величина принимаемая равной  $10 \text{ м}^2$ ;

$A$  – площадь подошвы фундамента в  $\text{м}^2$ , если больше  $200 \text{ м}^2$  принимается равным  $200 \text{ м}^2$ ;

$A_\phi$  – площадь фундаментной плиты,  $\text{м}^2$ ;

$n$  – количество узлов рассматриваемой конструкции равное 1089 шт.

После данных вычислений производится импорт нагрузок в систему «Грунт». Затем производится расчёт данной плиты, в ходе которого определяются коэффициенты постели в первом приближении. Далее выполняется экстраполяция модели грунта и с помощью метода последовательного приближения выполняются расчёты коэффициентов постели пока не произойдёт стабилизация их значений [23]. В результате расчёта в системе «Грунт» получаем результаты, приведённые на рисунках 19 и 20.

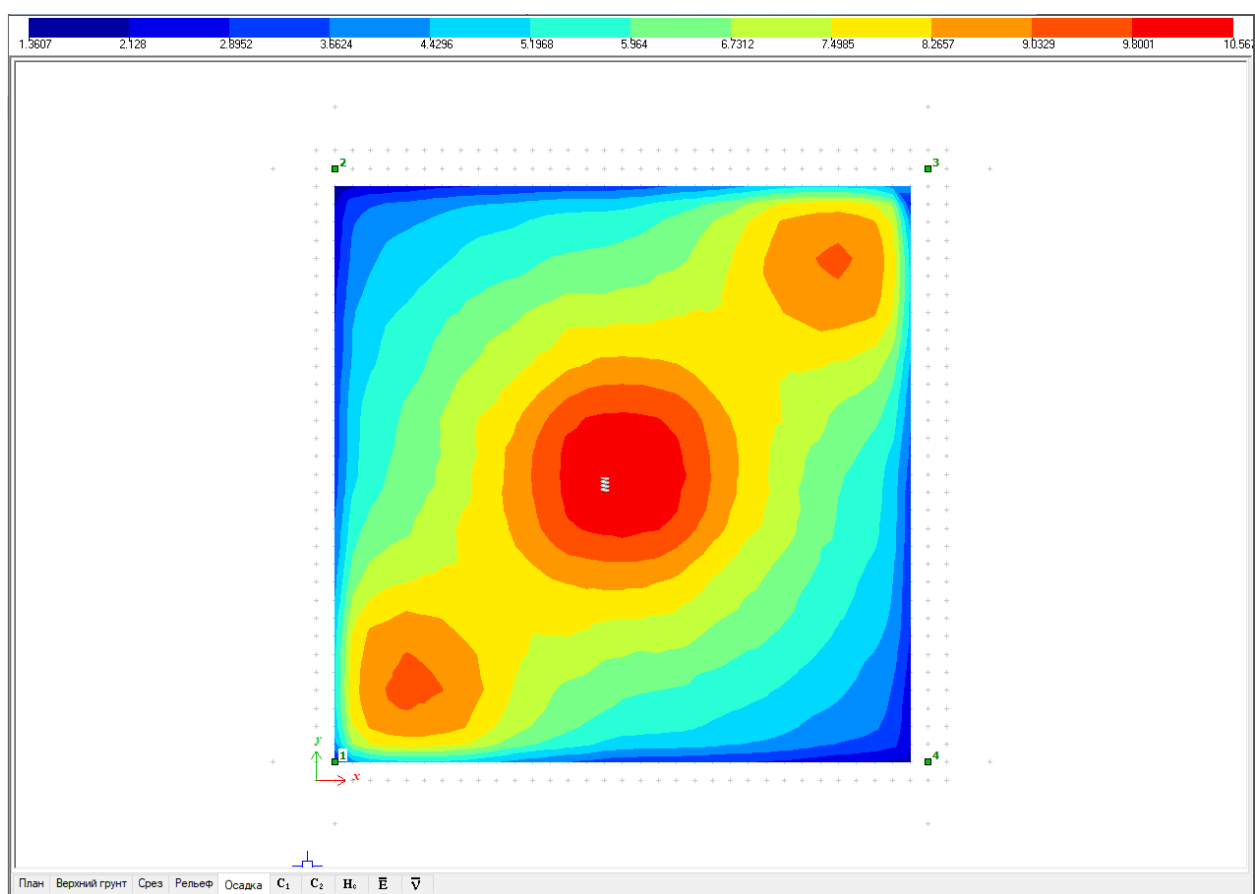


Рисунок 19 – Осадка грунта

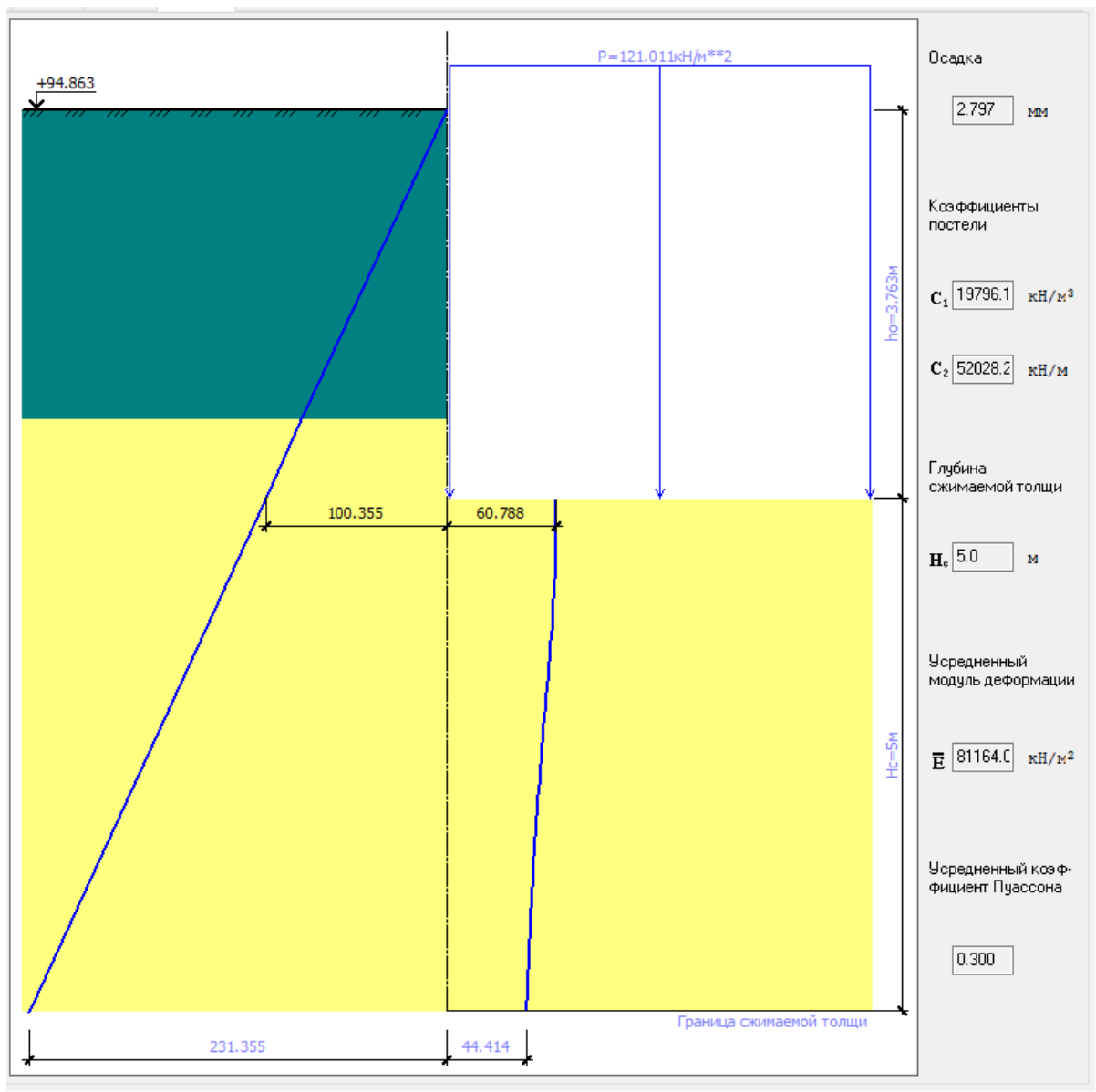


Рисунок 20 – Результаты расчёта фундаментной плиты

Таким образом получаем, расчётное сопротивление под подошвой грунта равное  $101,07 \text{ кН/м}^2$ , что больше давления под подошвой грунта равного  $60.79 \text{ кН/м}^2$ , а значит условие выполняется и данная плита проходит по расчёту. Также осадка грунта под подошвой фундамента равняется  $2.797 \text{ мм}$ , что значительно меньше максимальной осадки допустимой при возведении гражданских многоэтажных зданий с полным каркасом и монолитным перекрытием, которая равна  $15 \text{ см}$  [23, приложение Г].

После всех вышеперечисленных этапов выполняется расчет напряженно-деформированного состояния здания. Заполняется таблица РСУ, которая показана на рисунке 21.

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1

Имя таблицы РСУ: СП\_1

Строительные нормы: СП 20.13330.2011

Номер загрузки: 1 Собственный вес

Вид загрузки: Постоянное(0)

Кoeffициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(6 С)	5 сочет.	6 сочет.
1	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
3	1.00	1.00	0.80	1.00	0.00	0.00
4	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
5	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00
9	1.00	1.00	0.50	0.80	0.00	0.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

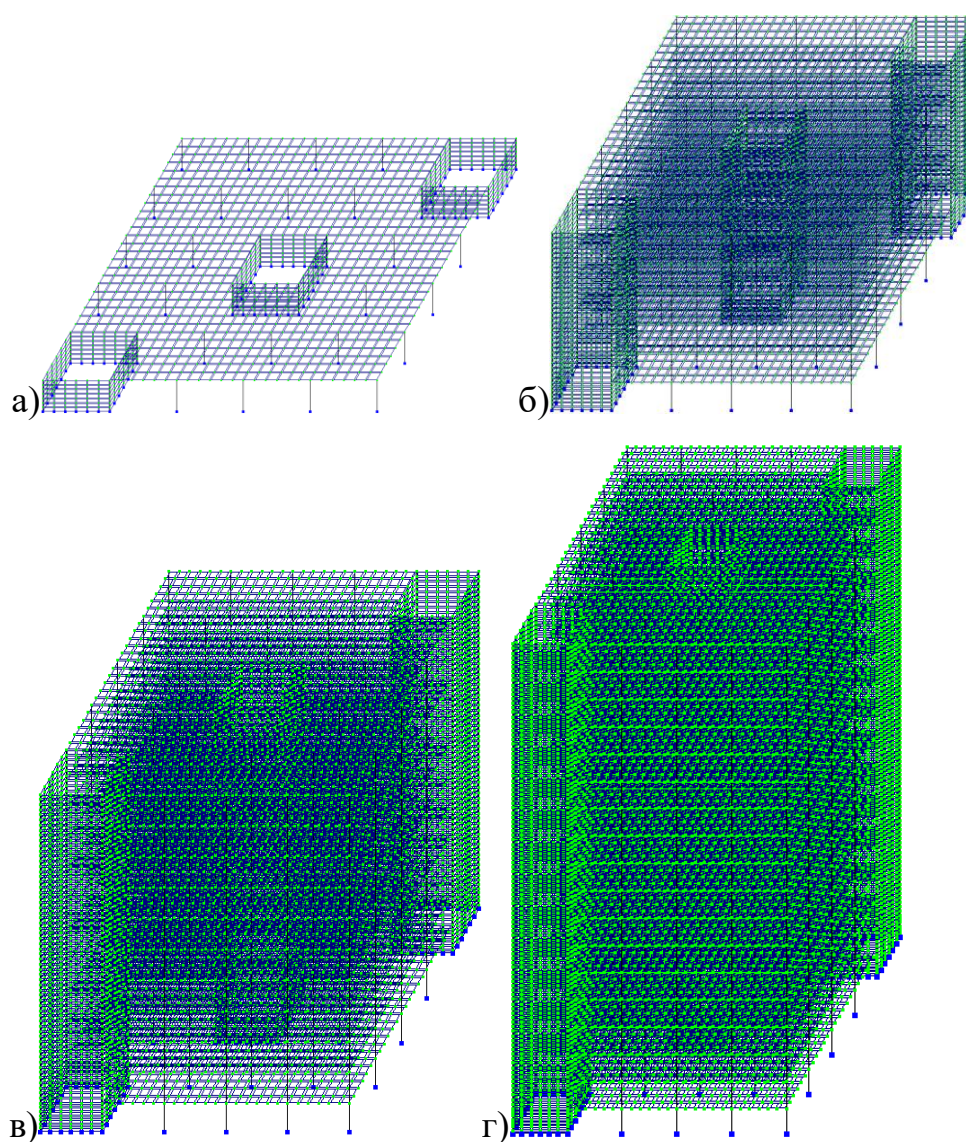
№	Имя загрузки...	Вид	Параметры РСУ	Кoeffициенты РСУ
1	Собственный...	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.30 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
2	стены	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.30 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
3	Полезные на...	Длительное ...	1 0 0 0 0 0 1.20 1.00	1.00 1.00 0.80 1.00
4	Кровля	Постоянное(0)	0 0 0 0 0 0 1.30 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
5	Снеговая наг...	Кратковреме...	2 0 0 0 0 0 1.40 0.35	1.00 1.00 0.50 0.80
6	Ветер x	Неактивное ...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
7	Ветер y	Неактивное ...	9 0 0 0 0 0 0.00 0.00	0.00 0.00 0.00
8	Пульсация по x	Мгновенное(7)	7 0 1 1 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80
9	Пульсация по y	Мгновенное(7)	7 0 1 1 0 0 1.40 0.00	1.00 1.00 0.50 0.80

Рисунок 21 – Таблица расчетных сочетаний усилий

По итогам расчета были получены значения продольных усилий в колоннах, а также усилия в плитах перекрытий и их перемещения.

## **2.4. Расчет каркаса с учетом генетической нелинейности в ПК ЛИРА-САПР 2016**

Для учета генетической нелинейности был использован модуль «МОНТАЖ», который позволяет разбить возведение здания на отдельные стадии и указывать стадию, в которой была приложена или удалена определенная нагрузка [10]. На рисунке 22 приведены промежуточные стадии возведения каркаса высотного здания. Первая стадия – возведен фундамент. Вторая стадия – возведены стены ядер жесткости, колонны и перекрытия подвала. Третья стадия – возведены стены ядер жесткости, колонны и перекрытия первого этажа. Четвёртая стадия – возведены стены ядер жесткости, колонн и перекрытий третьего этажа и осуществлена кладка наружных стен на первом этаже и т.д. Девятая стадия – осуществлена кладка наружных стен и перегородок, семнадцатого этажей, а также кладка парапета на кровле.



а) 1 стадия; б) 2 стадия; в) 4 стадия; г) 20 стадия.

Рисунок 22 – Стадии возведения каркаса здания

В модуле «МОНТАЖ» нагрузка задается на каждой стадии. В данной работе была рассмотрена технология возведения здания, при которой кладка кирпичных стен велась с отставанием от возведения несущих конструкций на два этажа, т.е. кирпичные стены первого этажа возводились параллельно с выполнением монолитных работ на 3 этаже. В таблице расчетных сочетаний усилий все нагрузки, прикладываемые во время возведения, учитываются как постоянные, а все стадии рассматриваются, как взаимоисключаемые. Все

нагрузки традиционного расчета прикладываются в самом конце, исключая при этом нагрузки стадийного расчёта [12-14]. При этом таблица РСУ содержит в себе все загрузки и стадии данного процесса возведения здания, и выглядит следующим образом, показанным на рисунке 23.

Расчетные сочетания усилий

Номер таблицы РСУ: 1

Имя таблицы РСУ: СП\_1

Строительные нормы: СП 20.13330.2011

Номер загрузки: 1

Вид загрузки: Постоянное(0)

Кoeffициенты для РСУ

#	1 основ.	2 основ.	Особ.(С)	Особ.(б С)	5 сочет.	6 сочет.
1	1.00	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
2	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
3	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
4	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
5	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
6	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
7	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
8	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
9	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00
10	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00

Сводная таблица для вычисления РСУ:

№	Имя загрузки...	Вид	Параметры РСУ	Кoeffициенты РСУ
1	Фундамент	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90
2	Подвал	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
3	1-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
4	2-ой этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
5	3-ий этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
6	4-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
7	5-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
8	6-ой этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
9	7-ой этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
10	8-ой этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
11	9-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
12	10-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
13	11-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
14	12-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
15	13-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
16	14-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
17	15-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
18	16-ый этаж	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
19	17-ый этаж 0.3	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
20	17-й этаж 0.6	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
21	17-й этаж 0.8	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00
22	17-й этаж 1	Постоянное(0)	0 0 0 1 0 0 0 1.10 1.00	1.00 1.00 0.90 1.00

Рисунок 23 – Таблица расчетных сочетаний усилий

По итогам расчета были получены значения продольных усилий в колоннах, а также усилия в плитах перекрытий и их перемещения. Также в



модуле «МОНТАЖ» можно условно задать характер набора бетоном прочности [11] в табличном виде, как показано на рисунке 24.

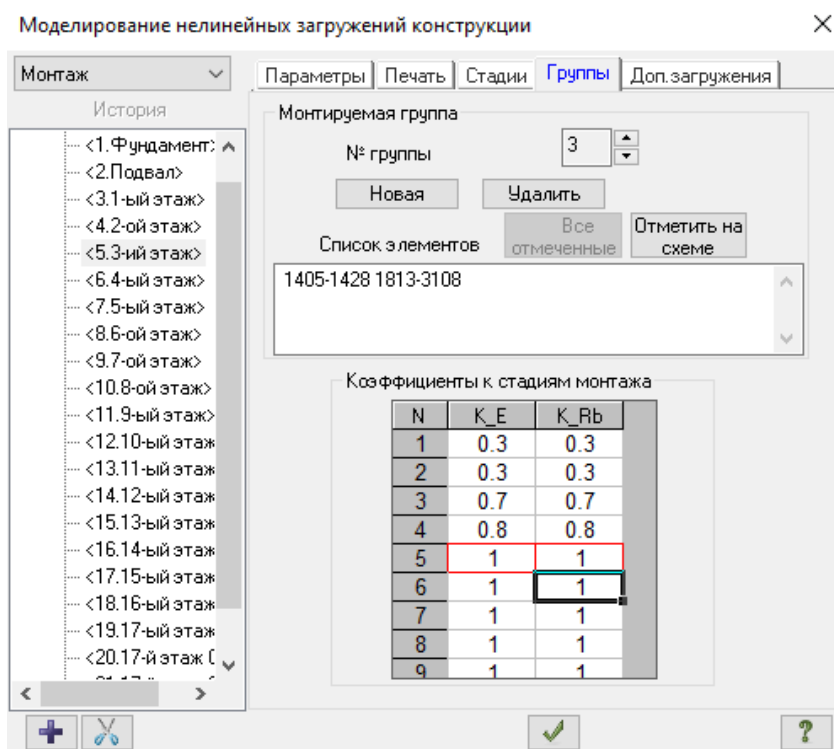


Рисунок 24 – Таблица задания прочности бетона

В данной таблице указываются элементы, которые возводятся в данную стадию, а также набор прочности бетона в долях от единицы. Так можно увидеть, что возведение элементов 1-го этажа (2-я стадия) включает в себя элементы 1405-1428, 1813-3108, прочность которых меняется от 0,3 (30%) в момент возведения первого этажа до 1,0 (100%) после возведения конструкций 4-го этажа (5-я стадия).

После задания всех стадий и прочности бетона выполняется расчёт напряженно-деформированного состояния каркаса здания. Все результаты, полученные в ходе данных расчётов, приводятся и анализируются в третьей главе данной магистерской работы.

В следующей главе отображены основные результаты и выводы по продольным усилиям, перемещениям, прогибам, моментам, армированию в табличной, графической текстовой форме.

#### Выводы по главе 2

- создана расчетная модель железобетонного каркаса высотного здания, состоящая из вертикальных несущих элементов в виде колонн и ядер жесткости и горизонтальных в виде плит перекрытия, плит покрытия и фундаментных плит;
- был произведен сбор нагрузок на весь каркас здания для дальнейшего расчет НДС здания;
- были рассчитаны НДС здания с учетом генетической нелинейности и без её учета.

## **Глава 3 Сравнительный анализ результатов расчета напряженно-деформированного состояния здания**

В данной главе приведены таблицы со сравнительным анализом продольных усилий в колоннах, по этажам, перемещений в плитах перекрытия, а также в фундаментной плите. Также выполнен разбор возможных причин изменения напряженно-деформированного состояния здания.

### **3.1. Результаты расчета и сравнительный анализ**

После проведения расчетов напряженно-деформированного состояния здания были получены разные результаты в соответствующих элементах, это обуславливается особенностью работы системы элементов, которая подразумевает наследование НДС от стадии к стадии.

В таблицах 3, 4 и 5 приведены результаты расчетов по колоннам и плитам перекрытия 3, 10 и 17 этажей, а также в фундаментной плите при отсутствии учета генетической нелинейности и с учетом генетической нелинейности. Для колонн каждого этажа предусмотрены значения для нижней части и для верхней, в таблице они обозначены min и max. А для плит перекрытия и фундаментной плиты позиции min и max обозначают минимальное и максимальное значение параметров для всей плиты. Значения прогибов плит перекрытий снимались с середины участка плиты в осях 5-6/А-Б. Для сравнения результатов традиционного расчёта и расчёта с учётом поэтапности возведения были выполнены также традиционные расчёты моделей:

- фундаментная плита, подвал,
- конструкции до третьего этажа включительно,
- конструкции до шестого этажа включительно,
- конструкции до девятого этажа включительно,

- конструкции до двенадцатого этажа включительно,
- здание целиком.

Все указанные выше стадии наглядно показаны на рисунке 25.

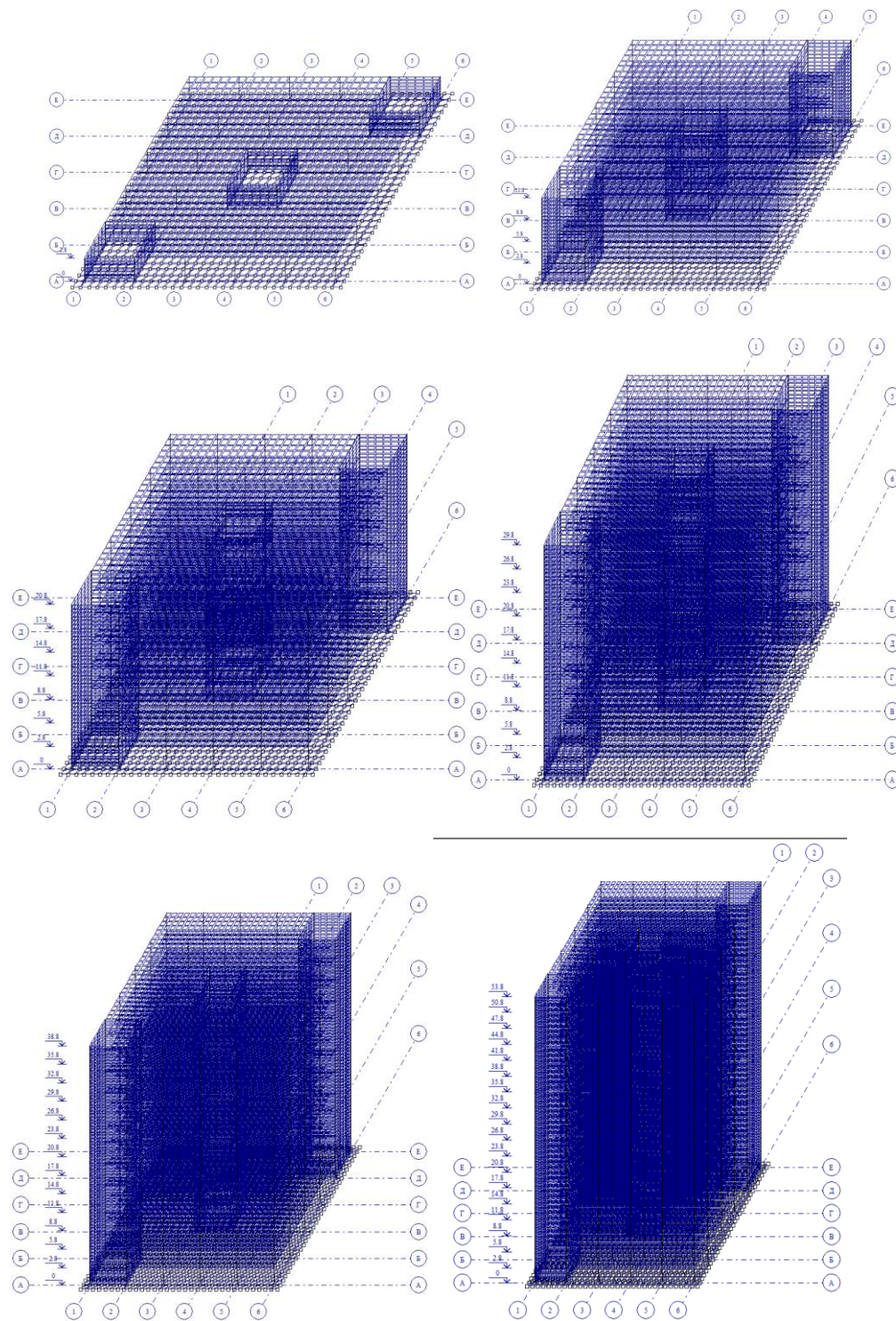


Рисунок 25 – Стадии для традиционного расчёта

Таблица 3 – Продольные усилия в колоннах 1, 10, 17 этажей

Номер колонны	Усилие в колонне N, кН				Разница, %	
	Без учета генетической нелинейности		С учетом генетической нелинейности			
	min	max	min	max	min	max
1	2	3	4	5	6	7
1-ый этаж						
в осях 2/Д	-4680	-4643	-5587	-5553	+19.38	+19.6
в осях 3/Е	-3510	-3470	-2790	-2750	-20.51	-20.75
в осях 4/А	-3470	-3430	-2790	-2750	-19.60	-19.83
в осях 6/Б	-3590	-3560	-2970	-2930	-17.27	-17.70
10-ый этаж						
в осях 2/Д	-2085	-2066	-2466	-2448	+18.27	+18.49
в осях 3/Е	-1620	-1600	-1280	-1260	-20.99	-21.25
в осях 4/А	-1600	-1580	-1280	-1260	-20.00	-20.25
в осях 6/Б	-1640	-1620	-1360	-1340	-17.07	-17.28
17-ый этаж						
в осях 2/Д	-263.8	-245	-319,7	-300,9	+21.19	+22.82
в осях 3/Д	-240	-221	-284	-265	+18.33	+19.91
в осях 4/Б	-240	-221	-284	-265	+18.33	+19.91
в осях 6/Б	-166	-145	-162	-143	-2.41	-1.38

Таблица 4 – Перемещения в плитах перекрытия 1, 10, 17 этажей

Параметр	Значения перемещений	
	Без учета генетической нелинейности	С учетом генетической нелинейности
1-ый этаж		
Перемещение по оси Z, мм	-5,386	-4,516
10-ый этаж		
Перемещение по оси Z, мм	-5,766	-5,051
17-ый этаж		
Перемещение по оси Z, мм	-6,888	-4,26

Таблица 5 – Перемещения и усилия в фундаментной плите

Параметр	Значения усилий и перемещений				Разница, %	
	Без учета генетической нелинейности		С учетом генетической нелинейности			
	min	max	min	max	min	max
Перемещение по оси Z, мм	-17,8	-5,78	-14,2	-1,8	-20,22	-68,86
Mx, (кН*м)/м	-506	+945	-521	+1054	+2,96	+11,53
My, (кН*м)/м	-507	+951	-521	+1047	+2,76	+10,09
Qx, кН/м	-995	+1390	-972	+1368	-2,31	-1,58
Qy, кН/м	-995	+1366	-965	+1368	-3,02	+0,15

Также при увеличении этажности с каждой стадией происходит постепенное увеличение нагрузок на колонны подвала, полученные значения для промежуточных стадий сведены в таблицы 6 и 7 для колонны в осях 2/Д при традиционном методе расчёта и для расчёта с учётом стадийности соответственно, также в таблицы 8 и 9 сведены результаты для колонны в осях 4/А. На рисунках 26 и 27 показаны совмещенный график зависимости усилий в колоннах 2/Д и 4/А от стадии при этих расчётах.

Экстремум максимальных перемещений фундаментной плиты был снят в угловой точке в осях 6/Е, а экстремум минимальных перемещений располагается в осях 1/А. Что касается плит перекрытия, то экстремумы располагаются в середине участка плиты в осях 5-6/А-Б.

Таблица 6 – Усилия в колонне подвала в осях 2/Д при традиционном расчёте

Параметр	Колонна 2/Д					
	Подвал.	3-ий этаж	6-ой этаж	9-ый этаж	12-ый этаж	17-ый этаж
My max, кНм	3.548	-2.221	-4.696	-7.018	-9.101	-11.91
My min, кНм	6.01	15.34	23.7	31.25	38.15	47.54
Mz max, кНм	3.551	-2.219	-4.696	-7.018	-9.097	-11.9
Mz min, кНм	6.009	15.34	23.7	31.25	38.14	47.53
N max, кН	-224,4	-979,3	-1699	-2382	-2996	-3929
N min, кН	-258,7	-1014	-1733	-2416	-3030	-3963

Таблица 7 – Усилия в колонне подвала в осях 2/Д при учёте генетической нелинейности

Параметр	Колонна 2/Д					
	Ст.2.	Ст.5	Ст.8	Ст.11	Ст.14	Ст.21
My max, кНм	7.386	7.064	6.735	7.958	9.653	-7.43
My min, кНм	-2.811	0.288	-4.144	-12.65	-24.06	38.7
Mz max, кНм	7.386	6.3	4.748	3.533	2.243	-8.338
Mz min, кНм	-2.811	2.449	6.479	12.94	20.57	45.79
N max, кН	-224.1	-1035	-1932	-2818	-3663	-5158
N min, кН	-258.4	-1070	-1966	-2852	-3697	-5192

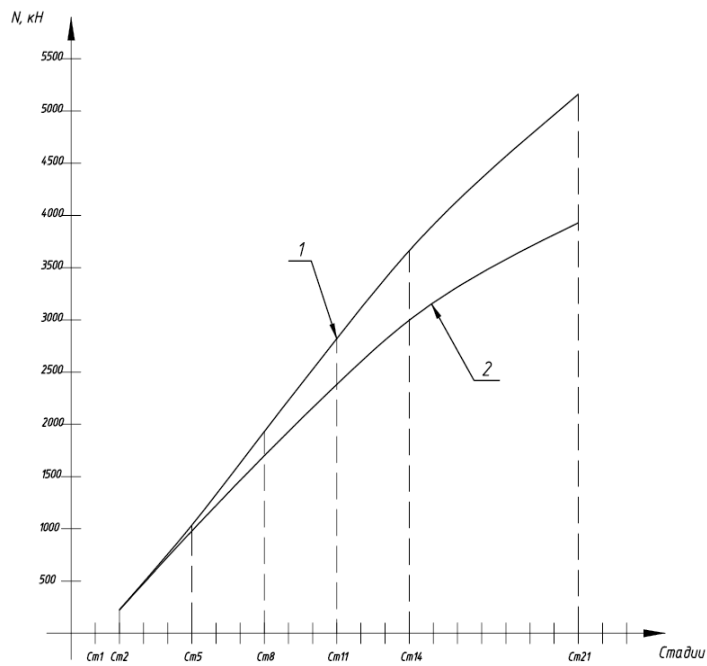
Таблица 8 – Усилия в колонне подвала в осях 4/А при традиционном расчёте

Параметр	Колонна 4/А					
	Подвал.	3-ий этаж	6-ой этаж	9-ый этаж	12-ый этаж	17-ый этаж
My max, кНм	0,925	1,087	1,355	1,546	1,624	1,507
My min, кНм	-1,782	-3,435	-4,895	-5,995	-6,72	-6,965
Mz max, кНм	51,28	22,56	22,08	20,5	18,46	13,7
Mz min, кНм	-25,49	-11,45	-6,975	0,6582	9,764	29,93
N max, кН	-211	-812,6	-1442	-2078	-2693	-3641
N min, кН	-245,3	-846,9	-1476	-2112	-2727	-3675

Таблица 9 – Усилия в колонне подвала в осях 4/А при учёте генетической нелинейности

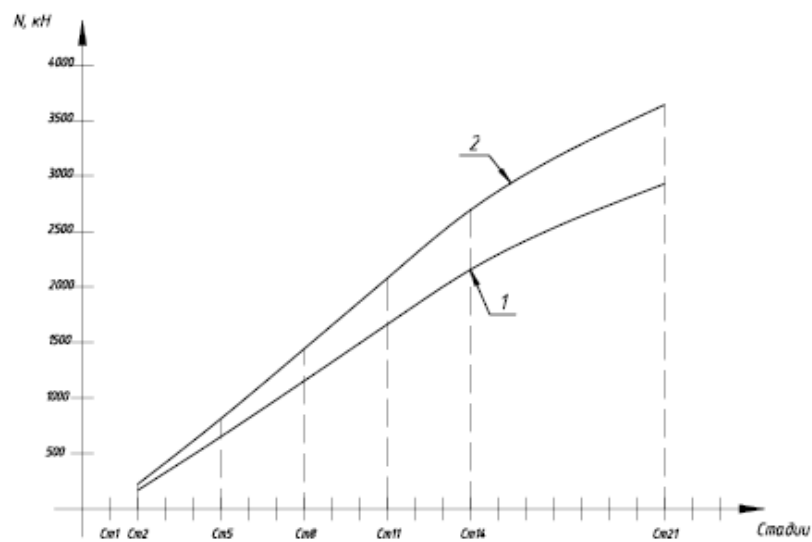
Параметр	Колонна 4/А					
	Ст.2.	Ст.5	Ст.8	Ст.11	Ст.14	Ст.21
My max, кНм	0,768	1,332	1,704	2,34	3,135	4,911
My min, кНм	0,636	-2,441	-5,993	12,28	-21,29	-47,1
Mz max, кНм	50,49	49,36	39,69	32,13	24,48	5,698
Mz min, кНм	-22,66	-13,08	19,92	56,26	93,62	187,1
N max, кН	-168,8	-650,08	-1154	1662	-2154	-2927
N min, кН	-202,8	-683,08	-1187	1695	-2188	-2955





1 – с учетом генетической нелинейности; 2– без учёта генетической нелинейности.

Рисунок 26 – Зависимость усилий в колонне подвала в осях 2/Д от стадии



1 – с учетом генетической нелинейности; 2– без учёта генетической нелинейности.

Рисунок 27 – Зависимость усилий в колонне подвала в осях 4/А от стадии

Из этих графиков и таблиц, по которым они составлены, можем заметить, что усилия в колоннах подвала расходятся при традиционном расчёте и при расчёте с учётом генетической нелинейности, причём в разных колоннах знак расхождений отличается и с увеличением этажности здания расхождения соответственно увеличиваются с учётом соответствующего знака.

По аналогии проверим и сведём в таблицу 10 и 11 значения прогибов фундаментной плиты по стадиям при традиционном методе расчёта и для расчёта с учётом стадийности соответственно.

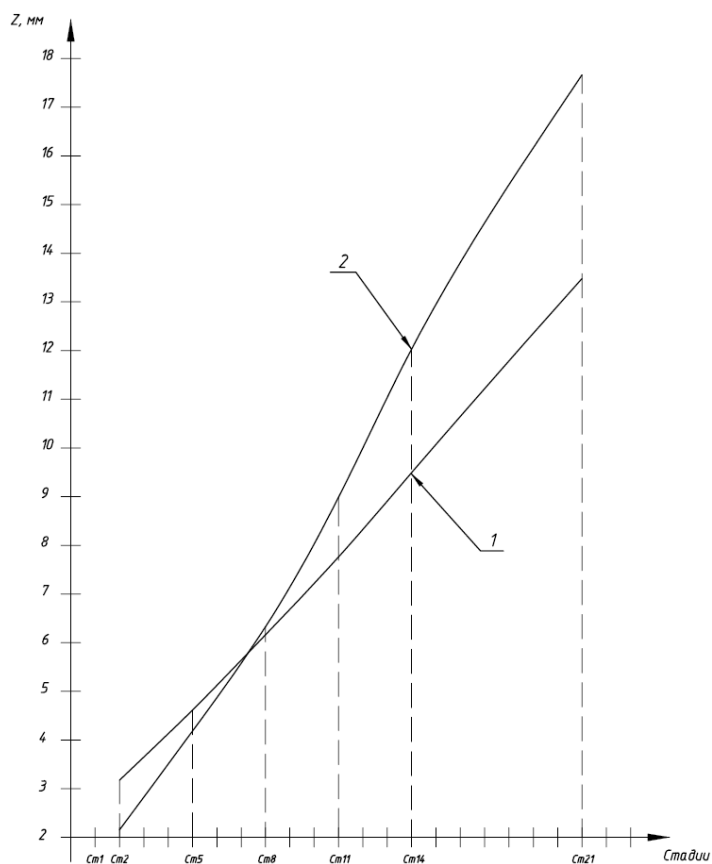
Таблица 10 – Прогибы в фундаментной плите без учёта генетической нелинейности

Параметр	Фундаментная плита					
	Подвал.	3-ий этаж	6-ой этаж	9-ый этаж	12-ый этаж	17-ый этаж
Z max, мм	-2,155	-4,18	-6,328	-8,986	-12,03	-17,66
Z min, мм	-1,772	-3,193	-4,266	-4,954	-5,395	-5,65

Таблица 11 – Прогибы в фундаментной плите с учётом генетической нелинейности

Параметр	Фундаментная плита					
	Ст.2.	Ст.5	Ст.8	Ст.11	Ст.14	Ст.21
Z max, мм	-3,176	-4,616	-6,157	-7,758	-9,491	-13,48
Z min, мм	-2,449	-3,457	-4,78	-6,06	-7,267	-8,908

По приведённым данным был построен совмещенный график зависимости прогибов в фундаментной плите в зависимости от стадии отображенный на рисунке 28.

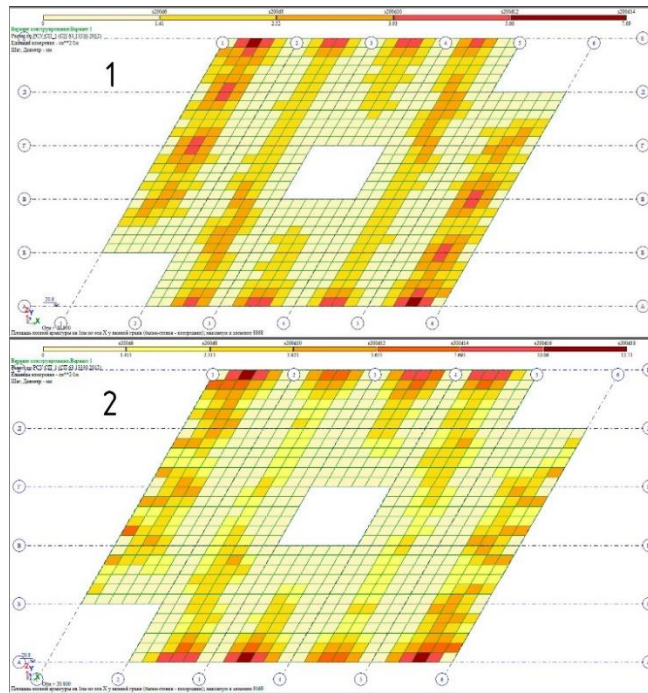


1 – с учетом генетической нелинейности; 2– без учёта генетической нелинейности.

Рисунок 28 – Зависимость прогибов в фундаментной плите от стадии

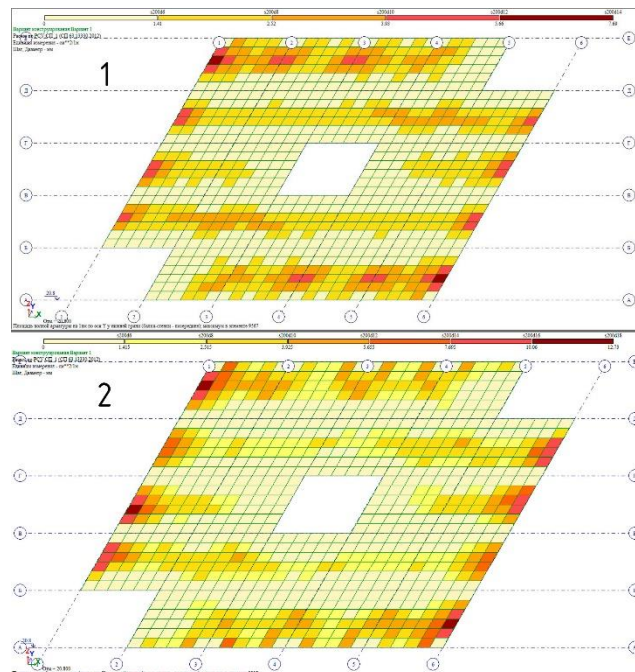
Можно заметить, что прогибы в фундаментной плите также имеют различия, причём при учёте поэтапности возведения здания прогибы меньше, это связано скорее всего с ростом вертикальных перемещений конструкции фундамента под колоннами ввиду увеличения усилия в них.

Для более наглядного результата сравним также армирование в конструкциях здания при различных методах расчёта. Возьмём плиту перекрытия 6-го этажа и сравним полученное армирование с учётом генетической нелинейности и без её учёта. На рисунках 29-32 приведены значения армирования исходной плиты без учёта стадийного возведения и с её учётом.



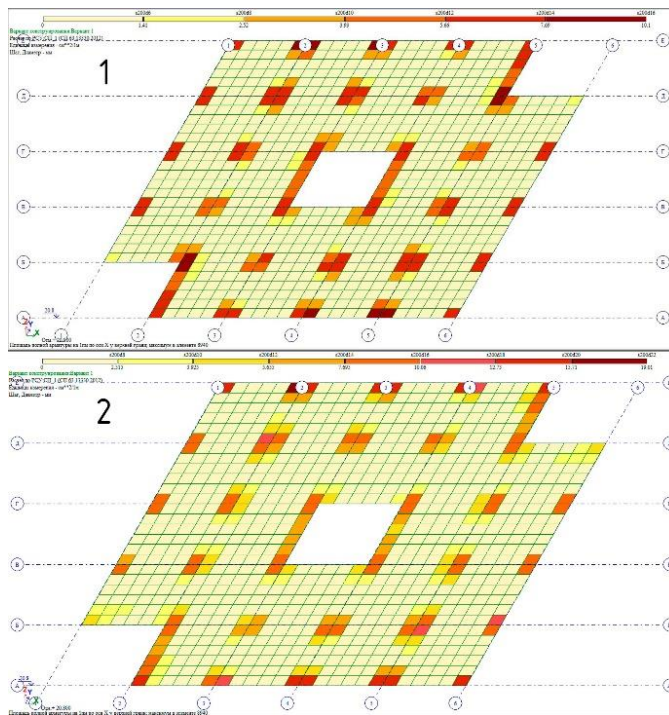
1 – без учёта генетической нелинейности; 2– с учетом генетической нелинейности.

Рисунок 29 – Нижнее армирование по оси X



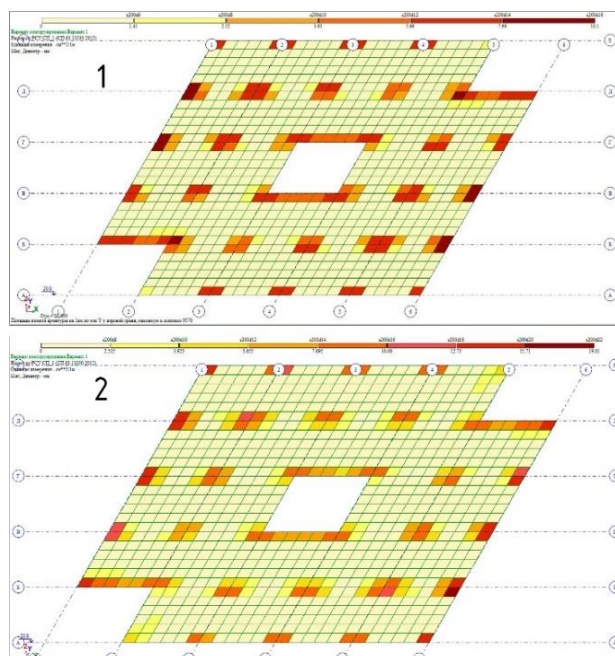
1 – без учёта генетической нелинейности; 2– с учетом генетической нелинейности.

Рисунок 30 – Нижнее армирование по оси Y



1 – без учёта генетической нелинейности; 2– с учетом генетической нелинейности.

Рисунок 31 – Верхнее армирование по оси X



1 – без учёта генетической нелинейности; 2– с учетом генетической нелинейности.

Рисунок 32 – Верхнее армирование по оси Y

При конструировании плиты перекрытия (расчёты приведены в производственной технологической практике) были получены расходы арматуры, которые сведены в таблицу 12.

Таблица 12 – Расход арматуры на плиту перекрытия

Расход	Масса арматуры, кг	
	Без учета генетической нелинейности	С учетом генетической нелинейности
Арматура Ø14A500	–	24476,5
Арматура Ø12A500	18828,8	2853,54
Арматура Ø8A500	560,18	–
Арматура Ø8A240	1087,2	1087,2
Итого:	20476,1	28417,24

Таким образом получаем разницу:  $28417,24 \text{ кг} - 20476,1 \text{ кг} = 7941,14 \text{ кг}$ .

Анализируя полученные результаты расчётов модели с учётом генетической нелинейности и без её учёта, можно отметить заметные различия при определении НДС между традиционным расчётом и расчётом с учётом поэтапного возведения здания.

Значения прогибов плит перекрытия уменьшаются, это может быть обусловлено вертикальным перемещением колонн расположенных ниже плит перекрытия.

При расчёте НДС здания без учёта генетической нелинейности значения перемещения возрастают из-за одновременного приложения всех внешних нагрузок и нагрузок от проектируемых конструкций на здание. При учёте поэтапности все нагрузки прибавляются постепенно, соответственно прогибы плит по этажам уменьшаются.

В фундаментной плите усилия отличаются на 5-10%, что несёт за собой незначительные изменения. Что касается прогибов, то они существенно

отличаются, это может быть обусловлено, как сказано выше, вертикальным перемещением участков фундамента здания под колоннами в связи с изменением усилий в колоннах.

Продольные усилия в колоннах, особенно колонны нижележащих этажей отличаются, так как добавляется нагрузка от этажей, лежащих выше, могут увеличиваться и продольные сжимающие усилия, а также изгибающие моменты. Также можно наблюдать в различных колоннах перемену знака изменений, в одних колоннах увеличиваются на 15-20%, в других уменьшаются на 15-20%, это может обуславливаться перераспределением усилий в колоннах при учёте стадийности возведения здания.

Полученные расходы по армированию показывают, что разница в требуемой арматуре между расчетами составляет около 8 тонн, что является значимым исходом, эти цифры более наглядно показывают расхождения при поэтапном и при обычном (традиционном) расчётах. Прирост арматуры составил примерно 28%.

Итак, сравнительный анализ, полученных в ходе работы, расчётов показывает, что при проектировании зданий с учётом генетической нелинейности, можно увидеть результат отличный от того, который мы видим при традиционном методе расчёта НДС, не учитывающем поэтапность возведения. В некоторых элементах эта разница незначительна, но в других может сильно повлиять на итог проектирования.

Для объектов высотного строительства расчёт с учётом стадийного строительства необходим и требует дальнейшего исследования. Это позволит проектировщикам и инженерам в строительстве более точно оценить работу здания, выполнить расчёты НДС, а также рационально использовать ресурсы бетона, арматуры.

### Выводы по главе 3

- были получены, сведены в таблицу и проанализированы значения продольных усилий в колоннах. Максимальное расхождение: 22,82%.
- были получены, сведены в таблицу и проанализированы значения прогибов в плитах перекрытия. Прогибы уменьшились на 1-2 мм.
- были получены, сведены в таблицу и проанализированы значения изгибающих моментов, поперечных сил и перемещений в фундаментной плите. Прогибы уменьшились на 4 мм. Моменты уменьшились на 5-10%. Поперечные силы увеличились на 0-5%.
- посчитан расход арматуры на плиту перекрытия шестого этажа с учётом генетической нелинейности и без её учёта. При учёте генетической нелинейности плита требует большего армирования чем при традиционном расчете.



## Заключение

В данной диссертационной работе можно убедиться, что при проектировании зданий с учётом генетической нелинейности, получается результат отличный от того, который мы видим при традиционном методе расчёта НДС, не учитывающем поэтапность возведения.

В некоторых элементах эта разница несущественна, но в других может сильно повлиять на итог проектирования. Для объектов высотного строительства расчёт с учётом стадийного строительства необходим и требует дальнейшего исследования. Это позволит проектировщикам и инженерам в строительстве более точно оценить работу здания, выполнить расчёты НДС, а также рационально использовать ресурсы бетона, арматуры.

В соответствии с поставленными целями и задачами, в рамках настоящего диссертационного исследования, получены следующие результаты:

- изучены теоретические сведения о напряженно-деформированном состоянии здания с каркасом из монолитного железобетона с учётом генетической нелинейности;
- выполнен расчёт напряженно-деформированного состояния здания с учётом и без учёта генетической нелинейности;
- произведён анализ полученных результатов и оценка степени влияния генетической нелинейности при проектировании зданий.

В результате исследований генетической нелинейности при проектировании многоэтажного здания с каркасом из монолитного железобетона были сформулированы следующие выводы:

- максимальное расхождение при традиционном расчёте и расчёте с учетом генетической нелинейности значений продольных усилий в колоннах равняется 22,82%;

- расхождение значений прогибов при учёте генетической нелинейности в данной работе уменьшились на 1-2 мм по сравнению с традиционным расчётом;
- были получены, сведены в таблицу и проанализированы значения изгибающих моментов при традиционном методе расчета и расчете с учетом поэтапности возведения здания, поперечных сил и перемещений в фундаментной плите. Прогибы уменьшились на 4 мм. Моменты уменьшились на 5-10%. Поперечные силы увеличились на 0-5%;
- посчитан расход арматуры на плиту перекрытия шестого этажа с учётом генетической нелинейности и без её учёта. При учете генетической нелинейности плита требует большего армирования чем при традиционном расчете.

## Список используемой литературы

1. A. Kaveh, H. Rahami. Nonlinear analysis and optimal design of structures via force method and genetic algorithm // *Computers and Structures*, 84. Pp 770-778.
2. Foad Kiakojouri, Mohammad Reza Sheidaii, Valerio De Biagi, Bernardino Chiaia. Progressive collapse of structures: A discussion on annotated nomenclature // *Structures*, 29. Pp 1417–1423.
3. H. Rahami, A. Kaveh, Y. Gholipour. Sizing, geometry and topology optimization of trusses via force method and genetic algorithm // *Engineering structures*, 30. Pp 2360-2369.
4. Luciano Catallo. Genetic anti-optimization for reliability structural assessment of precast concrete structures // *Computers & Structures*, 82. Pp 1053-1065.
5. Mitsui K., Kanemitsu T. Construction process analysis for structure by genetic algorithm // *Proceedings of the 40 Anniversary Congress "Shell and Structures: From recent Past to the next Millennium"*. Pp. 31-36.
6. Toshin D.S. Perspectives of the application for the nonlinear deformation model in the calculations of reinforced concrete elements // *Materials Science Forum*. – 2019. Т. 974. Pp. 505-509.
7. Барабаш М.С. Обеспечение конструктивной безопасности при проектировании высотных зданий с использованием ПК «ЛИРА-САПР» // Сб. науч. трудов Международного научного семинара, 19-20 сентября 2013 г. Курск, 2013. С. 73-83.
8. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции: учебник для студентов вузов по спец. «Пром. и гражд. стр-во». М. : Высш.шк., 1987. – 384 с.
9. Гвоздев А.А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1978. – 203 с.

10. Гильман Г.Б., Борисенко В.С. Расчет пространственных систем с изменяющейся в процессе нагружения расчетной схемой // ЭВМ в исследованиях и проектировании объектов строительства. Вып. III.— К.: Киев ЗНИИЭП, 1973.— С.27-37.

11. Ерышев В.А., Анпилов С.М., Мурашкин В.Г., Тошин Д.С. Комплексная оценка прочностных свойств бетона монолитного безбалочного каркаса // Эксперт: теория и практика. – 2020. № 5 (8). С. 24-29.

12. Кабанцев О.В., Тамразян А.Г. Учёт изменений расчётной схемы при анализе работы конструкции // Инженерно-строительный журнал. 2014. № 5. С. 15-28.

13. Коянкин А.А. Оценка напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных конструкций с учетом процесса монтажа/ В.М. Митасов // Известия вузов. Строительство. – 2016. №4. С. 101-107.

14. Мкртычев О.В. Анализ изменения усилий в конструкциях при учете стадийности возведения/М.И. Андреев //Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2018. №4. С. 293-298.

15. Назаров Ю.П., Симбиркин В.Н., Городецкий А.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла конструкций // Актуальные проблемы исследований по теории сооружений: Сборник научных статей в 2-х частях / ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Часть 2. – М.: ЦПП, 2009. С. 204-216.

16. Пантелеев И.А. Генетическая нелинейности при определении напряженно-деформированного состояния здания// Научно-образовательный журнал для студентов и преподавателей «StudNet» №5/2022. С. 3682-3688.

17. Пантелеев И.А. Оценка влияния генетической нелинейности при определении напряженно-деформированного состояния здания// Научно-образовательный журнал для студентов и преподавателей «StudNet» №5/2022. С. 3689-3698.

18. Перельмутер А. В. Расчет и проектирование конструкций в среде SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. – 2011. №6. С 3-4.

19. Перельмутер А.В. Проверка устойчивости конструкций, расчет которых выполняется с учетом стадийности монтажа // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2014. №4. С. 22-28.

20. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа – 4-у изд., перераб. – М.:Издательство СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.

21. Сапожников А.К, Григоршев С.М. Учет последовательности возведения зданий методом конечных элементов с поэтажным формированием расчетной модели // Строительная механика и расчет сооружений – 2010. №.1. С. 19-26.

22. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\* [Текст]. – введ. 04.06.2017. – М.: Минстрой России, 2016. – 80 с.

23. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\* (с Изменениями N 1, 2) [Текст]: СП (Свод правил) / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. – Официальное издание. М.: Стандартинформ, 2017. – 228 с.

24. СП 26.13330.2012. Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87\* [Текст]. – введ. 01.01.2013. – М.: Минрегион России, 2012. – 70 с.

25. СП 267.1325800.2016. Здания и комплексы высотные. Правила проектирования. – М.: Минстрой России, 2016. – 122 с.

26. СП 356.1325800.2017. Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий [Текст]. – введ. 14.06.2018. – Москва : Минстрой России, 2018. – 78 с.

27. СП 412.1325800.2018. Конструкции фундаментов высотных зданий и сооружений. [Текст]. – введ. 14.03.2019. – М.: Стандартинформ, 2019. – 50 с.

28. СП 430.1325800.2018 Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования. – М.: Минстрой России, 2018. – 64 с.

29. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий [Текст]. – введ. 15.07.2007. – Москва: Минрегион России, 2007. – 35 с.

30. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Текст]. – введ. 01.01.2013. – М.: Стандартинформ, 2019. – 124 с.

31. СП 70.13330.2012. Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 [Текст]. – введ. 01.07.2013. – М.: Госстрой России, 2012. – 198 с.

32. Уткина В.Н., Безрукова Е.С. Моделирование процесса возведения высотного каркасно-монолитного здания // Эксперт: Теория и практика. – 2020. №4. С. 82-88.

33. Шеин А.И., Завьялова О. Б. Влияние физической нелинейности бетона на напряженно-деформированное состояние элементов монолитных железобетонных рам, рассчитываемых с учетом истории нагружения // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 6. С. 29-31.