

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ  
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ  
«САНКТ-ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ АРХИТЕКТУРНО-  
СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

*На правах рукописи*

**ЕВСЕЕВ НИКОЛАЙ АНДРЕЕВИЧ**

**РАЗВИТИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ЗДАНИЙ МОНОЛИТНОЙ  
КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ ВО ВЗАИМОДЕЙСТВИИ  
С ОСНОВАНИЕМ ПРИ УЧЕТЕ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ  
РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация

на соискание учёной степени кандидата технических наук

Научный руководитель:  
кандидат технических наук, доцент  
Бабанов Владимир Владимирович

Санкт-Петербург – 2021

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
ГЛАВА 1. ТЕОРИИ И ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	12
1.1. Общие сведения о физической нелинейности железобетона.....	12
1.2. Учет физической нелинейности железобетона в отечественных и зарубежных нормах.....	21
1.3. Учет физической нелинейности железобетона в численных расчетах.....	27
1.4. Выводы по главе 1.....	29
ГЛАВА 2. ОЦЕНКА ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ДЛИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК В СООТВЕТСТВИИ С УПРОЩЕННЫМИ НОРМАТИВНЫМИ ПОДХОДАМИ И РАСЧЕТОМ, УЧИТЫВАЮЩИМ НЕЛИНЕЙНУЮ ДЕФОРМАЦИОННУЮ МОДЕЛЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.....	31
2.1. Постановка задач исследования.....	31
2.2. Оценка жесткости железобетонных конструкций при действии длительных нагрузок на основе аналитических методик, предложенных в отечественных и зарубежных нормах.....	32
2.3. Расчет нормального сечения железобетонного элемента с использованием нелинейной деформационной модели при длительном действии нагрузки.....	40
2.4. Сопоставление результатов расчета железобетонного сечения с использованием нормативных подходов к учету нелинейного деформирования железобетона.....	43
2.5. Выводы по главе 2.....	57
ГЛАВА 3. РАЗВИТИЕ МЕТОДА УЧЕТА НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СОВМЕСТНЫХ ЧИСЛЕННЫХ РАСЧЕТАХ ЗДАНИЯ И ОСНОВАНИЯ.....	60
3.1. Постановка задачи разрабатываемой методики. Основные положения, принятые в методике.....	60
3.2. Разработка методики. Формула для оценки величины снижения изгибной жесткости сечения железобетонной балки после трещинообразования при длительном действии нагрузки. Сравнение расчетов с результатами натуральных экспериментов.....	62
3.3. Сравнение общей изгибной жесткости здания при использовании уточненной методики и при использовании нормативных подходов по назначению понижающих коэффициентов жесткости.....	73
3.4. Выводы по главе 3.....	77
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЕ РАСЧЕТЫ СООРУЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.....	78
4.1. Постановка задач исследования.....	78
4.2. Общие сведения о рассматриваемом сооружении. Техническое состояние конструкций.....	79
4.3. Параметры нелинейной модели железобетона расчетной схемы. Сопоставление результатов численного и аналитического расчетов.....	81
4.4. Сравнение результатов численного расчета и данных натуральных измерений.....	84
4.5. Рекомендации по верификации результатов численного нелинейного расчета.....	91
4.6. Выводы по главе 4.....	92
ГЛАВА 5. РАСЧЕТНАЯ ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ МОНОЛИТНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ В УСЛОВИЯХ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ С	

ОСНОВАНИЕМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗЛИЧНЫХ ПОДХОДОВ К МОДЕЛИРОВАНИЮ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ .....	93
5.1. Постановка задач исследований .....	93
5.2. Модельные расчетные схемы зданий .....	96
5.3. Расчет 17-этажного жилого дома в г. Санкт-Петербург .....	118
5.4. Оценка эффективности разработанной методики по сравнению с нелинейным расчетом .....	131
5.5. Выводы по главе 5 .....	133
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	135
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....	139
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Расчет нормального сечения железобетонного элемента с использованием нелинейной деформационной модели по СП 63.13330.2012 .....	149
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Расчёт участка поперечного сечения большепролетного сооружения по СП 63.13330 с использованием нелинейной деформационной модели для сравнения с результатами численного расчета в ПК «Лира-САПР» .....	154
ПРИЛОЖЕНИЕ В. Расчет деформаций модельных задач .....	162
ПРИЛОЖЕНИЕ Г. Формулы для определения изгибной жесткости по <i>ACI 318-14</i> и <i>EUROCODE 2</i> .....	165
ПРИЛОЖЕНИЕ Д. Сравнение изгибной жесткости здания стеновой конструктивной схемы при различном учете жесткости железобетонных конструкций .....	170
ПРИЛОЖЕНИЕ Е. Коэффициенты снижения изгибной жесткости железобетонной колонны по формулам <i>ACI 318</i> по [109] и по результатам нелинейного расчета, проведенного в главе 2 .....	174
ПРИЛОЖЕНИЕ Ж. Акт о внедрении результатов научно исследовательских работ в проектное решение .....	175

## ВВЕДЕНИЕ

Численные методы расчёта зданий, учитывающие взаимодействие надземных конструкций, фундамента и основания, являются наиболее прогрессивными методами расчета, которые согласно последним исследованиям [67] приводят к наиболее правильным результатам при оценке внутренних усилий и деформаций элементов конструктивной системы здания. Необходимость учета взаимодействия здания и основания с учетом их нелинейной работы является одним из основных принципов расчетов при проектировании зданий и сооружений в соответствии с требованиями отечественных норм [116, 117, 121].

**Актуальность темы.** Расчетам системы «основание – фундамент – здание» с учетом совместной работы в последние десятилетия посвящено множество исследований. В настоящее время наиболее перспективным направлением расчетов взаимодействия здания с основанием является расчет конструкций на нелинейно-деформируемом полупространстве [67]. Преимущества подобного подхода к расчетам конструктивных систем зданий и сооружений разрабатывались и рассматривались в работах [31, 41, 56, 64, 67]. При этом в работах основное внимание уделяется нелинейным моделям основания, поскольку деформации основания при практически любых строительных воздействиях являются нелинейными. Материал конструкций же во многих случаях достаточно точно может быть описан линейными моделями [127, 129].

Тем не менее, работа железобетонных конструкций здания в меньшей степени чем основание, но так же неизбежно сопровождается нелинейной связью деформаций и напряжений. Явление физической нелинейности железобетона определяется множеством факторов и связано, в первую очередь, с трещинообразованием и пластическими деформациями бетона, а также его реологическими свойствами. [26]. Поэтому для анализа напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций здания и прогнозирования его деформаций с учетом совместной работы с основанием недопустимо игнорировать нелинейное поведение железобетона. Особенную актуальность учет физической нелинейности работы железобетонных конструкций в совместных расчетах здания с основанием имеет в случаях, когда ожидаются большие осадки зданий и сооружений: при расчетах тяжелых высотных зданий, а также в случаях сложных инженерно-геологических условий, характерных, например, для Санкт-Петербурга. Слабые глинистые грунты инженерно-геологического разреза города, обладающие большой сжимаемостью, под нагрузкой от здания могут приводить к развитию больших неравномерных осадок здания, что сопровождается неупругими деформациями конструкций.

Согласно рекомендациям нормативных документов [117, 118] расчет конструктивной системы, учитывающий нелинейную работу железобетона, выполняется в два этапа. На первом этапе расчет производится с использованием упругой модели железобетона, учет нелинейности производится понижением модуля упругости материала с помощью коэффициентов, обобщен-

но учитывающих различные факторы физической нелинейности железобетона. Из расчета системы по упругой схеме определяются усилия в ее элементах, и назначается армирование элементов. На втором этапе при известном армировании выполняются расчеты с учетом физической нелинейности железобетона в соответствии с требованиями норм.

Однако этап совместного нелинейного расчёта, учитывающего взаимодействие здания с основанием, сопровождается рядом особенностей и проблем, а именно:

- сложность оценки достоверности полученных результатов расчетов, ввиду отсутствия выработанных процедур верификации результатов совместных нелинейных расчетов; необходимость подобной верификации вызвана нетривиальностью ошибок, исходящих из многочисленных программных особенностей вычислительных комплексов при нелинейных расчётах, вызываемых особенностями работы решателя, особенностями учета нелинейной работы материала и т.п;

- система уравнений для расчетной схемы, включающей надземные конструкции и грунтовое основание, может составлять несколько миллионов неизвестных, что для нелинейных задач, связанных с итерационным процессом решения, приводит к большим временным и вычислительным затратам;

- сложность и длительность нелинейного совместного расчёта здания целиком, как правило, не соответствует темпам процесса проектирования, что существенно ограничивает широкое применение такого рода расчетов проектировщиками.

Таким образом, несмотря на высокую степень проработки теории нелинейной работы железобетона, нелинейные расчеты конструктивных схем труднореализуемы для практического применения. Поэтому на практике при расчете зданий ограничиваются нелинейными расчетами отдельных конструктивных элементов и узлов. Оценкой перераспределения усилий в конструкциях за счет нелинейного расчета здания в целом пренебрегают, учитывая её упрощенно, путем понижения жесткостных параметров конструктивных элементов в упругой схеме с помощью понижающих коэффициентов, прописанных в пунктах [117] и [118]. Таким образом, решением квазиупругой задачи инженеры получают представляющие интерес конечные результаты НДС конструктивной системы здания. В России данный подход применяется при расчетах зданий и сооружений всех классов ответственности, в том числе уникальных и технически сложных. Данный подход является также общепринятым в мировой проектной практике, для эффективного расчетного анализа схем в процессе проектирования (комментарий R 6.3.1.1 к ACI 318), о чем утверждается в различных источниках нормативной [120, 127, 128, 129, 130, 131, 132] и научной [98, 101, 105, 113] технической литературы.

В отечественных нормах [117, 118], посвященных упрощенной оценке жесткости железобетонных конструкций, применяются разные подходы к определению понижающих коэффици-

ентов. При этом следует отметить, что распределение внутренних усилий в конструкциях и характер деформаций здания в расчетной схеме, учитывающей взаимодействие с основанием, напрямую зависит от значения жесткостных характеристик её элементов. Таким образом, величина приведенной жесткости упругих элементов на первом этапе расчета непосредственно определяет величину усилий в конструкциях здания и, соответственно, требуемое армирование. Следовательно, неверное назначение понижающих коэффициентов жесткости, а также их соотношений, будет приводить к недооценке величин усилий в одних элементах здания и, соответственно, переоценке в других. Таким образом, вопрос правильного назначения понижающих коэффициентов жесткости железобетонных конструкций является весьма актуальным для теории и практики расчетов конструкций с учетом взаимодействия с основанием.

#### **Степень разработанности темы.**

В отечественных нормах для учета физической нелинейности железобетона предлагается проводить расчёты по нелинейной деформационной модели с использованием нелинейных диаграмм деформирования материалов. Методы расчета железобетонных конструкций, основанные на нелинейной деформационной модели, получили развитие в работах В. М. Бондаренко [8–10], Н. И. Карпенко [32–35], А. С. Залесова [26–28], В. И. Колчунова [8, 11], В. И. Римшина [48], Б. С. Соколова [52–53]. Использование нелинейной деформационной модели приводит к результатам, удовлетворительно согласующимся с испытаниями конструкций [20].

Исследованию величин понижающих коэффициентов жесткости для упрощенного моделирования нелинейной работы железобетона расчетной схемы здания посвящено большое число научных трудов [4, 26, 27, 75, 82, 83, 93, 94, 95, 97, 98, 101, 106, 107], на основании которых разработаны многочисленные рекомендации, представленные в нормативной литературе [120, 127 – 132], и зачастую не соответствующие друг другу.

В численных расчетах используются два основных подхода для описания взаимодействия здания и основания [67]. Первый – расчет здания на упругих опорах, податливость которых определяется «коэффициентами постели», а также различные вариации данного способа [44, 51]. Основным недостатком данного способа учета податливости основания является отсутствие учета взаимного влияния нагруженных областей основания, а также образования мульды оседания и распределительной способности основания [67]. Второй способ – моделирование основания в виде деформируемого полупространства с использованием линейных и упругопластических моделей деформируемой среды для описания работы грунта, является, согласно последним исследованиям [67], более предпочтительным. Передовые инженерные исследования в области взаимодействия конструкции и упругого полупространства выполнены в середине XX века в работах М. И. Горбунова-Посадова, И. А. Симвулиди [14, 50]. В настоящее время наиболее перспективным направлением расчетов

взаимодействия здания с основанием является расчет с использованием упругопластических моделей грунта [67].

Расчеты конструктивных систем зданий и сооружений с учетом взаимодействия с грунтовым основанием в виде нелинейно деформируемого полупространства рассматривались в работах В. М. Улицкого [55–59], А. Г. Шашкина [64, 65], К. Г. Шашкина [73, 74], М. А. Лучкина [41], В. А. Шашкина [67–72], В. С. Камаева [31]. В данных работах исследовались нелинейные модели оснований, а работа конструкций принималась упругой. В работах [5], [31] производились исследования упрощенных способов моделирования здания в виде многослойной балки или плиты при расчете его взаимодействия с основанием. Можно отметить, что подобные упрощения при существующих возможностях вычислительной техники могут считаться устаревшими.

В настоящей работе исследуется исключительно влияние физически нелинейной работы конструкций в эффекты взаимодействия здания с основанием, поскольку несмотря на крайнюю актуальность данной темы, например в сложных инженерно-геологических условиях и большой податливости основания, в научно-технической литературе был выявлен дефицит работ, посвященных анализу эффектов взаимодействия нелинейно-деформируемой конструктивной системы здания и основания.

На основании изложенного, с учетом отмеченных проблем была сформулирована цель и задачи работы.

**Целью** является развитие метода расчета зданий во взаимодействии с деформируемым полупространством при использовании упругой модели железобетонных конструкций, таким образом, чтобы его результаты удовлетворительно соответствовали расчетам с использованием нелинейной деформационной модели железобетона.

Для достижения этой цели сформулированы следующие **задачи**:

- анализ и обобщение отечественных и зарубежных исследований физически нелинейной работы железобетона, подходов по упрощенному математическому моделированию нелинейной работы железобетонных конструкций в численных расчетах упругих схем;
- сравнительный анализ величин понижающих коэффициентов жесткости железобетонных конструкций, приводимых в технической литературе, с результатами, полученными с использованием нелинейной деформационной модели железобетона;
- оценка достоверности численных расчетов с использованием нелинейной деформационной модели железобетона путем сравнения с результатами натурных измерений, а также с аналитическими расчетами по действующим нормам;
- для модельных задач и существующего объекта выполнение цикла численных расчетов системы «основание – фундамент – здание» с использованием упругой (с различными вариан-

тами понижающих коэффициентов жесткости) и нелинейной деформационной моделей работы железобетонных конструкций; количественная и качественная оценка влияния физически нелинейной работы железобетонных конструкций на НДС конструктивной системы (при расчете здания на основании), сравнение с принятыми нормативными подходами;

– разработка методики назначения понижающих коэффициентов жесткости для упрощенного учета физической нелинейности железобетонных конструкций в совместных конечно-элементных расчетах здания на основании в виде деформируемого полупространства;

– оценка эффективности разработанной методики учета физически нелинейной работы железобетонных конструкций по сравнению с традиционно используемыми в проектной практике нормативными методами.

**Объект исследования** – монолитная железобетонная конструктивная система здания.

**Предмет исследования** – изгибная жесткость и НДС железобетонных конструкций здания, взаимодействующего с деформируемым полупространством, с учетом нелинейной работы железобетона.

**Область исследования** соответствует требованиям паспорта научной специальности ВАК: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, а именно: содержанию специальности: совершенствование методов расчета конструкций, научно-технические исследования и разработки в области рационального проектирования конструктивных решений зданий и сооружений. Направление области исследования соответствует п.3 паспорта специальности: «Создание и развитие эффективных методов расчета строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности».

**Научная новизна работы** заключается в следующем:

1. Выявлено несоответствие коэффициентов, упрощенно учитывающих снижение жесткости конструкций за счет физически нелинейной работы железобетона согласно СП 63.13330, СП 430.1325800 и зарубежной литературе, результатам нелинейных расчетов с использованием нелинейной деформационной модели железобетона. Установлено, что использование предложенных в литературе значений понижающих коэффициентов может приводить к завышению жесткости конструкций.

2. На основании обобщения результатов расчетов различных железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели выявлена закономерность изменения коэффициента снижения изгибной жесткости сечения после трещинообразования при длительном действии нагрузки как линейно возрастающей функции, зависящей от параметра, учитывающего соотношение изгибной жесткости бетона сечения к жесткости армирования.

3. Доказано, что результаты совместных расчетов основания и здания в квазиупругой постановке работы железобетона могут с удовлетворительной точностью согласовываться с результатами расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона в том случае, если применить упрощенный учет снижения изгибной жесткости здания по разработанной методике.

4. Произведена оценка влияния физически нелинейной работы железобетонных конструкций на НДС системы «здание – основание», показывающая, что учет физической нелинейности железобетона в совместных расчетах здания и основания значительно влияет на величины деформаций и на усилия в конструкциях здания. При этом использование упругой модели железобетона с нормативными величинами коэффициентов снижения жесткости приводит к недооценке неравномерности осадок здания.

**Теоретическая значимость работы:** конструкций возможно определить понижающие коэффициенты жесткости, позволяющие заменить сложные нелинейные расчеты конструкций с использованием нелинейной деформационной модели железобетона на упрощенные квазиупругие расчеты без существенной потери точности. Установлено, что при корректном назначении коэффициентов понижения жесткости результаты расчета железобетонных конструкций здания с основанием с удовлетворительной точностью согласуются с результатами более сложных расчетов с использованием нелинейной деформационной модели железобетона. Разработанная методика важна для дальнейшего развития методов совместных расчетов взаимодействия здания и основания с учетом физической нелинейности железобетона.

**Практическое значение работы:** Предлагаемая методика учета нелинейной работы железобетонных конструкций позволяет выполнять численное моделирование работы здания на деформируемом полупространстве в квазиупругой постановке. Это дает возможность снизить сложность расчетов и длительность вычислений с учетом нелинейной работы железобетона, что особенно актуально для расчетов конструкций в реальной проектной практике. Разработанная методика использовалась при совместных расчетах с основанием жилых и общественных зданий в г. Санкт-Петербург и г. Омск, что подтверждается актом о внедрении ООО «ПИ Геореконструкция».

**Методология и метод исследования** включают методы численного моделирования задач совместной работы конструкций и деформируемой среды с применением верифицированных сертифицированных программных комплексов, реализующих метод конечных элементов, при этом используются методы строительной механики, теоретические и экспериментальные данные, полученные отечественными и зарубежными учеными в области изучения железобетонных конструкций.

**Положения, выносимые на защиту**

1. Коэффициенты, упрощенно учитывающие снижение жесткости конструкций за счет физически нелинейной работы железобетона согласно СП 63.13330, СП 430.1325800 и зарубежной литературе, не соответствуют результатам нелинейных расчетов с использованием нелинейной деформационной модели железобетона и могут приводить к завышению жесткости конструкций.

2. Формула для оценки величины снижения изгибной жесткости железобетонного элемента после трещинообразования при длительном действии нагрузки, разработанная на основе аппроксимации результатов расчетов с использованием нелинейной деформационной модели, с достаточной степенью точности соответствует результатам нелинейных расчетов и натурных экспериментов.

3. Разработанная методика учета снижения изгибной жесткости здания монолитной конструктивной схемы с удовлетворительной точностью соответствует результатам совместных расчетов системы «здание – основание» с использованием нелинейной деформационной модели железобетона в отличие от нормативных методов, которые приводят к завышению изгибной жесткости здания.

4. При расчетах здания на деформируемом полупространстве физически нелинейная работа железобетона оказывает значительное влияние на деформации и на усилия в конструкциях здания, значения которых существенно отличаются от расчетов, учитывающих физическую нелинейность работы железобетонных конструкций упрощенно по СП 63.13330 и СП 430.1325800.

**Степень достоверности результатов.** Достоверность результатов, выводов и рекомендаций обеспечивается тем, что:

– в качестве эталонного решения задачи о деформировании нормального сечения железобетонного элемента принимается точное решение с использованием нелинейной деформационной модели железобетона в соответствии с СП 63.13330, которая хорошо согласуется с результатами экспериментов по данным многочисленных исследований;

– результаты расчетов прогибов железобетонной балки с использованием предложенной формулы для оценки величины снижения изгибной жесткости изгибаемого сечения железобетонного элемента после трещинообразования соответствуют результатам натурных испытаний изгибаемых элементов, проведенных разными авторами;

– для установления достоверности результатов численных решений нелинейных задач разработана и апробирована многоэтапная процедура верификации, включающая сопоставление результатов расчета с точными решениями, заложенными в действующих нормах, и результатами натурных измерений на существующем объекте.

**Апробация результатов.** Результаты работы докладывались и обсуждались на всероссийских и международных конференциях:

– XII Всероссийская научно-практическая конференция «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации». ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский горный университет», г. СПб, 2016 г.

– Всероссийская научно-техническая конференция «Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований фундаментов и подземных сооружений». ФГБОУ ВО СПбГАСУ, г. СПб, 2017 г.

– 70-я Всероссийская научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства». ФГБОУ ВО СПбГАСУ, г. СПб, 2017 г.

– XIII Всероссийская научно-практическая конференция «Перспективы развития инженерных изысканий в строительстве в Российской Федерации». ФГБОУ ВО РАНХиГС, г. Москва, 2017 г.

– Научно-практическая конференция «Неделя науки – 2018». ФГБОУ ВО ПГУПС, г. СПб, 2018 г.

– Научно-практический семинар по геотехнике с участием президента «*International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*» ISSMGE профессора Чарльза Нг, Проектный институт «Геореконструкция»/ ФГБОУ ВО ПГУПС, г. СПб, 20 апреля 2018 г.

- Международная конференция по геотехнике и архитектуре «Подземная урбанистика: архитектура и геотехника». Санкт-Петербургский Дом Архитектора, г. СПб, 19–21 сентября 2018 г.

- Международная научно-техническая конференция: «Фундаментальные и прикладные вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и расчеты». ФГБОУ ВО СПбГАСУ, г. СПб, 6–8 февраля 2019 г.

**Публикации.** Результаты диссертации изложены в 9 работах, из них 7 опубликованы в изданиях перечня ВАК, 1 статья опубликована в сборнике, индексируемом в международной базе данных *Scopus*.

# ГЛАВА 1. ТЕОРИИ И ИССЛЕДОВАНИЯ В ОБЛАСТИ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

## 1.1. Общие сведения о физической нелинейности железобетона

Исследованию физически нелинейной работы железобетона посвящено большое количество теоретических и экспериментальных работ, все работы в этой области перечислить невозможно. Теоретические предпосылки в области отечественных исследований физической нелинейности железобетона были заложены в работах А. Ф. Лолейта в 1930-х гг. [42]. На базе экспериментально-теоретических исследований, проведенных в 1930–1950-е гг. О. Я. Бергом, А. А. Гвоздевым, В. И. Мурашовым и других авторов, были разработаны принципы расчетов железобетонных элементов по прочности, жесткости, трещиностойкости, которые используются в современных нормативных документах [42]. Наиболее полные сведения о современной теории физически нелинейной работы железобетона собраны в монографиях Н. И. Карпенко [32] и В. М. Бондаренко, В. И. Колчунова [8].

Среди основных факторов, которые обуславливают нелинейную связь между напряжениями и деформациями железобетонных конструкций, можно отметить образование и развитие трещин, нарушение сцепления арматуры с бетоном, неупругие и пластические деформации бетона, ползучесть, усадка бетона [26]. Также нужно отметить, что свойства бетона и арматуры, подвергавшихся тепловым воздействиям, циклическим силовым воздействиям, динамическим воздействиям могут существенно отличаться от свойств материалов в стандартных условиях [40, 122]. Особенности работы и расчета конструкций при таких воздействиях в диссертации не рассматриваются.

Процесс разрушения бетона – «процесс прогрессирующего нарушения его сплошности» [45]. При растяжении происходит хрупкое нарушение сплошности бетона вследствие трещинообразования, а при сжатии – вязко-пластическое [45]. Данная модель «разрыхления» бетона, первоначально развивалась в работах А. А. Гвоздева [15] и О. Я. Берга [7], а необратимые большие деформации бетона данной модели принято называть псевдопластическими [15] или «отрывными деформациями» [62]. Таким образом, работа любого железобетонного элемента неизбежно характеризуется трещинообразованием, которое возникает помимо воздействия внешних нагрузок вследствие температуры, усадки [32]. Параметры трещин существенно влияют на жесткость конструкций и их долговечность. Процесс трещинообразования в железобетонных конструкциях – сложное явление, для описания которого используется большое количество упрощений и гипотез, описывающих совместность работы бетона и арматуры [8]. В инженерных расчетах согласно требованию норм [117] принято допущение, что бетон не работает на растяжение, и растягивающие напряжения воспринимаются исключительно арматурой,

однако фактически бетон работает на растяжение на участках между трещинами и над трещиной, что может оказывать существенное влияние на результат расчета [8] (см. Рисунок 1.3).

На Рисунке 1.1 представлена диаграмма зависимости «нагрузка – продольная деформация» для железобетонного элемента, работающего на растяжение по [79].

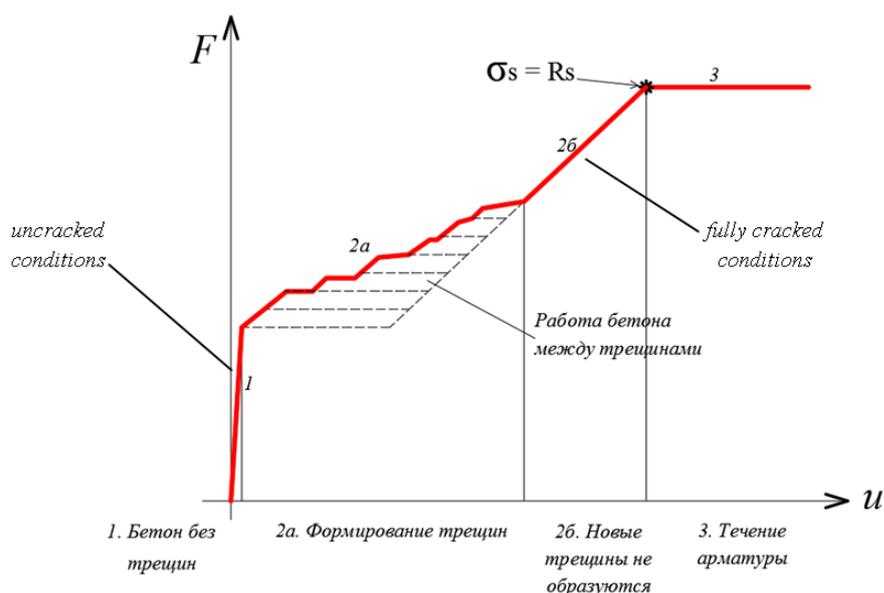


Рисунок 1.1 – Диаграмма зависимости «нагрузка – деформация» для железобетонного элемента, работающего на растяжение по [77, 79, 86]

Участок 1 графика, представленного на Рисунке 1.1, соответствует упругой работе железобетонного сечения до образования трещин, где деформации бетона и арматуры происходят совместно и напряжения в бетоне меньше  $R_{bt}$  (прочности бетона на растяжение).

Участок 2а графика (см. Рисунок 1.1) соответствует достижению растягивающих напряжений в бетоне величины  $R_{bt}$  и началу процесса трещинообразования. После начала трещинообразования распределение напряжений в бетоне и арматуре в продольном направлении элемента перестает быть равномерным. С раскрытием трещины напряжения в бетоне уменьшаются и падают до нуля, когда по всей высоте сечения напряжения достигнут величины  $R_{bt}$  (см. Рисунок 1.5), и растягивающие напряжения в сечении станут восприниматься исключительно арматурой. В зарубежной литературе снижение жесткости бетона вследствие развития трещин называется «softening of the concrete» [100].

Этап работы элемента на участке графика 2а (см. Рисунок 1.1) характеризуется работой бетона на растяжение на участках между трещинами в зонах, где напряжения в бетоне не достигли  $R_{bt}$ . Усилия растяжения бетон воспринимает от арматуры за счет касательных напряжений сцепления арматуры и бетона в околоарматурной зоне. За счет работы бетона на растяжение жесткость сечения на участках между трещинами – больше, чем жесткость в поперечном

сечении с трещиной (см. Рисунок 1.2). В зарубежной литературе этот эффект принято называть *tension stiffening* [78].

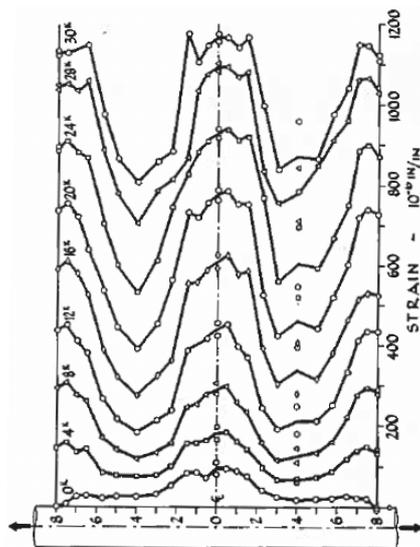


Рисунок 1.2 – Распределение деформаций в арматуре при растяжении по опытам [76]

С увеличением нагрузки за счет действия касательных напряжений сцепления арматуры и бетона в бетоне возрастают напряжения растяжения, и на участках между существующими трещинами образуются новые поперечные трещины. При этом с ростом нагрузки из-за развития микротрещин в околоарматурной зоне уменьшается сцепление арматуры с бетоном. Вследствие этого падают касательные напряжения сцепления арматуры и бетона (см. Рисунок 1.7.), начинает происходить смещение арматуры относительно бетона, и влияние работы бетона на жесткость элемента постепенно уменьшается [100]. Также из-за поперечных деформаций арматуры с возрастанием нагрузки уменьшается сечение арматурных стержней, что также приводит к уменьшению сцепления арматуры с бетоном. Вследствие уменьшения сил сцепления арматуры с бетоном при определенном уровне нагружения новые трещины практически перестают образовываться (участок 2б диаграммы на Рисунке 1.1). Бетон растянутого сечения элемента практически перестает вносить вклад в жесткость железобетонного элемента. При отсутствии в расчетной схеме работы элемента учёта жесткости растянутого бетона между трещинами (что может допускаться нормами) график между этапами 1 и 2б проходит по пунктирной линии (см. Рисунок 1.1). В зарубежной литературе данное состояние конструкции характеризуется как «*fully cracked conditions*».

Этап 3 на Рисунке 1.1 соответствует достижению арматуры предела текучести.

В настоящее время существует большое число предложений по учету работы растянутого бетона между трещинами. Распространенным методом, заложенным в отечественных нормативных документах [117], является метод В. И. Мурашева [42]. Идея метода заключается в том,

что после появления трещин влияние растянутой зоны бетона на жесткость элемента оценивается интегрально введением поправочного коэффициента  $\psi_s$ , увеличивающего жесткость растянутой арматуры и зависящего от величины усилий, действующих в конструкции. Я. М. Немировский [8] выявил принципиальную схему изменения  $\psi_s$  в железобетонных конструкциях при различных воздействиях (см. Рисунки 1.3, 1.4), а также исследовавший работу растянутого бетона над трещиной.

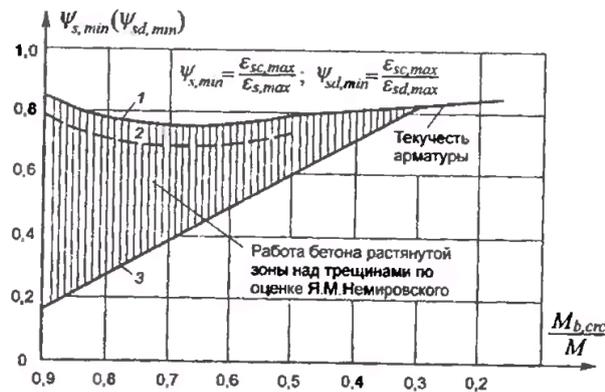


Рисунок 1.3 – Изменение опытных величин  $\psi_s$  (графики 1,2 для балок со средним и малым процентом армирования соответственно) и их сравнение с расчетными значениями, вычисленными без учета работы растянутого бетона над трещинами (график 3) [8]

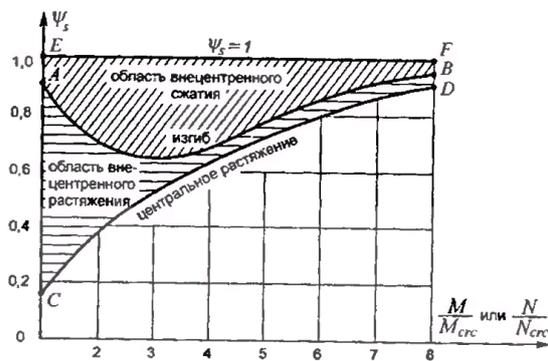


Рисунок 1.4 – Принципиальная схема изменения коэффициента  $\psi_s$  в железобетонных элементах при различных воздействиях [8]

Влияние работы бетона на растяжение между трещинами на жесткость элемента достаточно велико, и чем дальше напряжение в арматуре от предела текучести, тем больше эффект от работы бетона в растянутой зоне между трещинами.

Помимо коэффициента  $\psi_s$  нормами рекомендовано учитывать повышающий коэффициент  $\psi_b$ , учитывающий, что краевые деформации бетона сжатой зоны по длине также распределяются неравномерно: наибольшие в сечении с трещиной, а по мере удаления от краев они уменьшаются. Коэффициент  $\psi_b$  выражает отношение средних деформаций к деформациям в сечении с трещиной [4].

Механизм страгивания трещин заложен в зоне предразрушения [8]. Впервые исследования данной зоны для описания образования и развития трещин в бетоне проводил *Hillerborg* [87], который предположил наличие растягивающих напряжений в трещине по берегам зоны предразрушения. Согласно модели [87] трещина страгивается в зоне, где достигнуто  $R_{bt}$ , по мере раскрытия трещины растягивающие напряжения в трещине падают до 0 в точке критической ширины раскрытия трещины  $w_1$  (см. Рисунок 1.5).

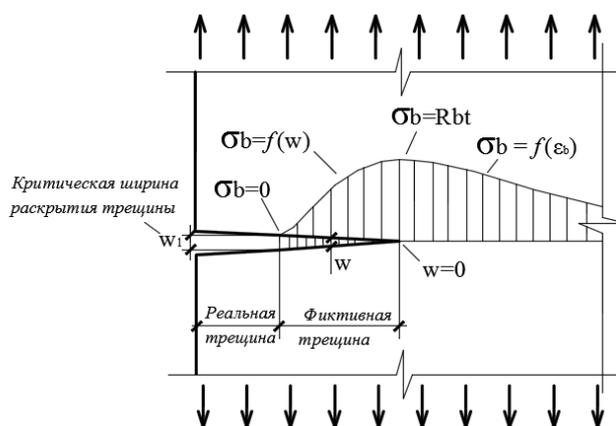


Рисунок 1.5 – Распределение нормальных напряжений в зоне предразрушения бетона по [87]

Существуют различные модели, описывающие зоны предразрушения бетона, во всех них параметром характеризующим страгивание трещин является критическая ширина раскрытия трещины [8]. Согласно рекомендациям Международной федерация по железобетону (*CEB - FIP*) [125] критическая ширина раскрытия трещины установлена в промежутке 0,2–0,3 мм. Нужно отметить, что размеры зоны предразрушения малы и вклад напряженного состояния зоны предразрушения в напряженное состояние поперечного сечения малозаметен и не важен для практических расчетов [8].

Воздействие нагрузки приводит к формированию конических и радиальных микротрещин в околоарматурной зоне бетона, прилегающей к боковой поверхности арматуры [32, 85], что приводит к уменьшению сил сцепления арматуры и бетона (см. Рисунок 1.6).

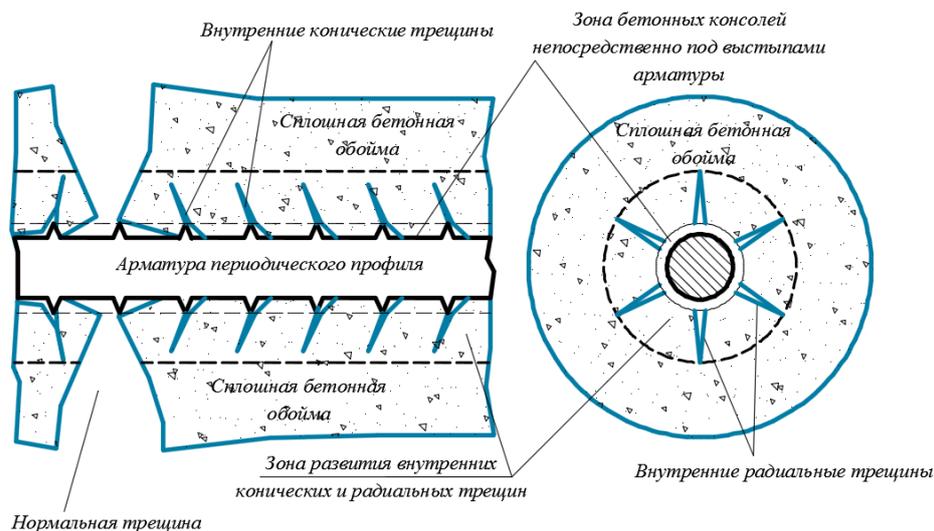


Рисунок 1.6 – Трещины в околоарматурной зоне бетона по [32]

Совместность работы бетона и арматуры оказывает существенное влияние на характер деформирования железобетонного элемента [8]. По результатам многочисленных экспериментальных и численных исследований разработаны различные теоретические линейные и нелинейные модели, учитывающие распределение касательных напряжений сцепления арматуры и бетона как функции, зависящие от неравномерности деформаций арматуры и бетона (их взаимных смещений), ширины раскрытия трещин [8, 32].

На Рисунке 1.7 представлена зависимость касательных напряжений сцепления арматуры и бетона от смещения арматуры относительно бетона по рекомендациям Международной федерации по железобетону (*CEB – FIP*) [125].

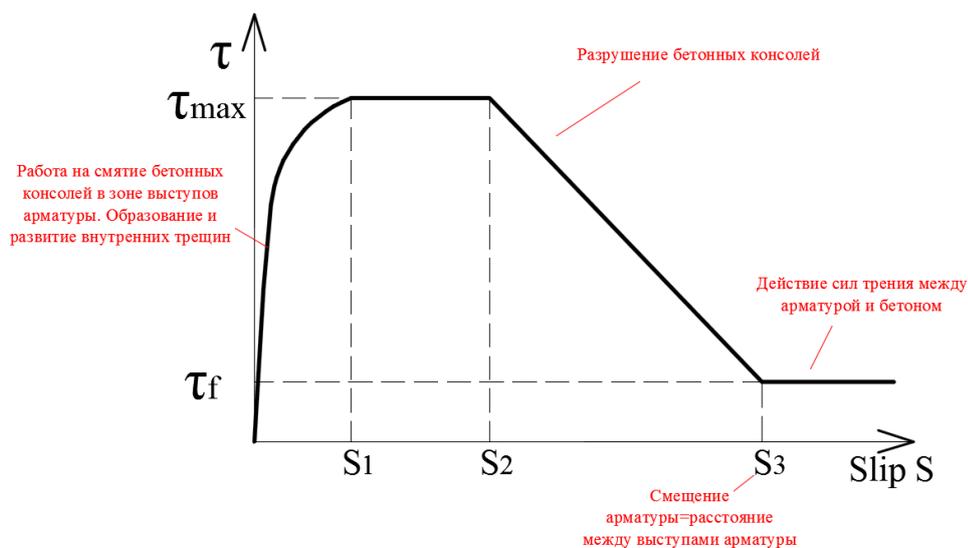


Рисунок 1.7 – Зависимость касательных напряжений сцепления арматуры и бетона от смещения арматурного стержня относительно бетона по [125]

С внутренним трещинообразованием также связана дилатансия бетона. Данный эффект для бетона впервые выявили и исследовали А. А. Гвоздев [15], О. Я. Берг [7], Г. А. Гениев [18]. Учет дилатансии бетона важен при расчетах схем, оценивающих работу конструкции до разрушения при многоосном напряженном состоянии. Данный эффект учитывается практически всеми современными моделями бетона [32].

Нужно отметить, что исследованию трещинообразования в железобетонных конструкциях посвящено большое количество теоретических и экспериментальных работ, которые рассмотрены и сгруппированы по категориям в [8].

Диаграмма деформирования бетона при сжатии носит ярко выраженный криволинейный вид (см. Рисунок 1.13), что также вызвано фактором внутреннего трещинообразования [48]. На диаграмме деформирования бетона при сжатии выделяют две условные точки – нижняя ( $R_{crc}^0$ ) и верхняя ( $R_{crc}^v$ ) границы микротрещинообразования, определяющие на диаграмме три основных этапа с преобладанием различных компонентов полной деформации бетона – упругих, пластических или псевдопластических [30]. При этом нижняя граница микротрещинообразования, определяющая начало интенсивного развития микротрещин и, соответственно, нелинейной работы материала, наступает при относительно малых величинах напряжений в бетоне конструкции. При одноосном сжатии для бетона В25  $R_{crc}^0 = (0,2-0,25) \cdot R_b$  [30] (см. Рисунок 1.8). Величина  $R_{crc}^v$  соответствует началу объединения микротрещин в поверхность разрушения. Для бетона В25  $R_{crc}^v = (0,6) \cdot R_b$  [30] (см. Рисунок 1.8). Существует множество подходов к теоретическому построению графиков деформирования бетона, однако более исследованы эмпирические методы, основанные подборе функций аппроксимирующих результаты испытаний бетона [48].

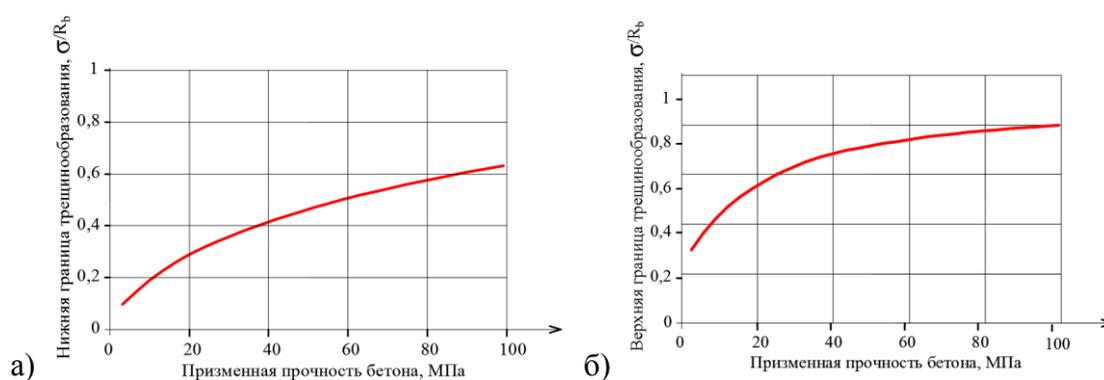


Рисунок 1.8 – Зависимость а) нижней и б) верхней границы трещинообразования сжатого бетона от призмочной прочности при одноосном сжатии [30]

Общие деформации бетона  $\epsilon_{c,tot}$  определяются как сумма мгновенных деформаций бетона (включающих линейную и нелинейную составляющую) и длительных деформаций, вызванных ползучестью и усадкой, поскольку, как известно, зависимость между напряжениями и дефор-

мациями бетона является функцией времени. При этом деформации ползучести могут в несколько раз превосходить мгновенные деформации от нагрузки [96] (см. Рисунок 1.9). Воздействия на здание, обусловленные деформациями основания, согласно СП 20.13330 относятся к длительнодействующим нагрузкам, поэтому при расчетах взаимодействия здания и основания непременно должна учитываться ползучесть бетона.

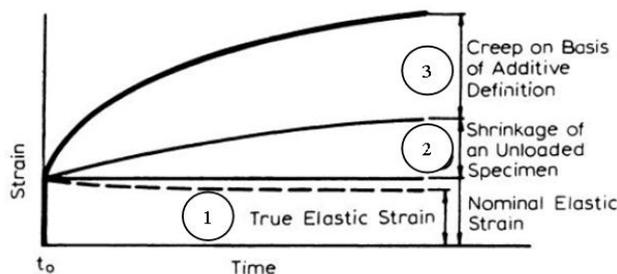


Рисунок 1.9 – Деформации бетона, зависящие от времени, при длительном действии нагрузки (1 – упругая деформация, 2 – деформации ползучести, 3 – деформации усадки) по [96]

Деформация усадки состоит из деформации усадки при удалении воды из бетона на воздухе и аутогенной усадки [126]. Бетон также подвергается усадке за счет карбонизации. Деформация усадки при высыхании развивается медленно, и она зависит от условий миграции воды через затвердевший бетон. Деформация аутогенной усадки развивается во время твердения бетона: большая ее часть реализуется в первые 24 часа [126].

Основными факторами, влияющими на ползучесть бетона и учитываемыми при расчетах конструкций, являются влажность и температура окружающей среды, состав бетона и геометрические характеристики конструкции, зрелость бетона в момент приложения нагрузки, величина и продолжительность действия нагрузки [96]. На развитие деформаций ползучести оказывает влияние фактор развития внутренних трещин в бетоне (нелинейная ползучесть) [32]. Согласно [96] при интерпретации результатов экспериментов по исследованию ползучести бетона возникает проблема выделения влияния любого из факторов от влияния других (см. Рисунок 1.8). Механизмы процессов ползучести и усадки бетона различны, однако данные явления не являются независимыми и связаны со свойствами структуры цементного камня [96].

Скорость развития деформаций ползучести со временем затухает, однако ползучесть протекает в течение очень длительного времени. Развитие деформаций ползучести бетона во времени согласно многолетним экспериментам *Troxell, Raphael, Davis* [108] приведены на Рисунке 1.10. Согласно [108] незначительное увеличение деформаций может быть даже через 30 лет (см. Рисунок 1.10). Из работы [108] следует, что если величина ползучести через один год загрузки равна единице, то средние величины ползучести в следующие годы соответствуют значениям: 1,14 – через 2 года; 1,2 – через 5 лет; 1,26 – через 10; 1,33 – через 20 лет; 1,36 – че-

рез 30 лет [96]. В инженерных расчетах согласно *Neville* [96], допустимо принимать, что окончательная ползучесть равна  $4/3$  от ползучести бетона через один год действия нагрузки.

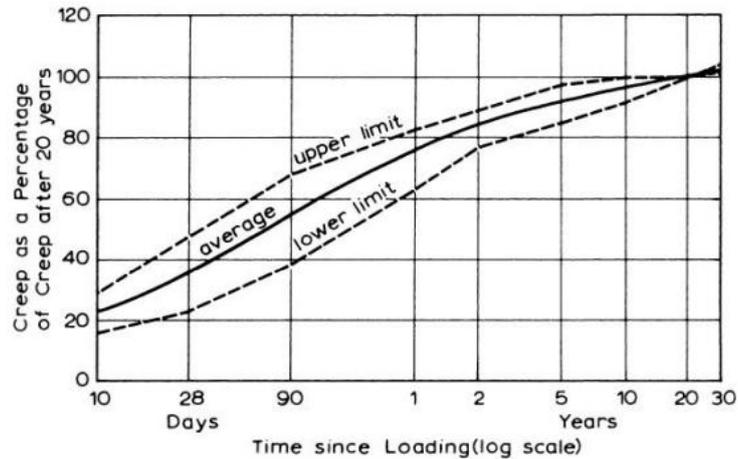


Рисунок 1.10 – Кривые ползучести для бетонов разного состава при хранении в условиях с различной влажностью из [96] по результатам экспериментов [108]. По оси абсцисс – продолжительность нагружения (в логарифмическом масштабе). По оси ординат – ползучесть в процентах от ползучести через 20 лет испытаний

В настоящее время разработаны несколько теорий ползучести (теории упругой наследственности, теорию старения, наследственная теория старения) [46]. Согласно [46] при решении задач расчета железобетонных конструкций эффективна более совершенная теория упруго-ползучего тела (наследственная теория старения). Нужно отметить, что данные теории при расчетах железобетонных конструкций применимы, скорее к решению научных задач. Сведения о различных теориях ползучести можно найти в работах С. В. Александровского [2], К. З. Галустова [16], И. Е. Прокоповича [46], Ю. Н. Работнова [47], В. Д. Харлаба и других авторов [43].

Несмотря на разработанные специальные реологические модели бетона, позволяющие оценивать развитие деформаций ползучести во времени [39], учитывая большое число факторов, от которых зависят ползучесть и приближенный характер расчета железобетонных конструкций, при проектировании используют простой способ оценки ползучести и связанной с ней релаксации напряжений. В практических инженерных расчетах зданий учет ползучести бетона ограничивается использованием параметра  $\phi$  – характеристики линейной ползучести (меры ползучести) (согласно [38] ползучесть, вызываемая напряжениями, не превышающими половины прочности бетона на сжатие призмочной прочности), и предположения линейной зависимости между напряжениями и деформациями. Величина  $\phi$  равна отношению величины приращения деформаций за время действия длительной нагрузки к величине первоначальной упругой деформации и определяется по СП 63.13330 с учетом класса бетона, влажности среды. Согласно [38], а также инструкции по расчету статически

неопределимых конструкций [124] данный подход является вполне допустимым, поскольку линейная ползучесть бетона не вызывает значительного перераспределения усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях без предварительного напряжения арматуры. Деформации элементов статически неопределимой схемы здания за одинаковое время в результате линейной ползучести возрастут в одинаковое число раз, выражаемое коэффициентом  $(1+\phi)$ , также сохраняется пропорциональность между напряжениями и полными деформациями и их приращениями во времени. Следует отметить, что при расчете железобетонных конструкций различие реологических свойств бетона и арматуры вызывает перераспределение напряжений в сечениях между бетоном и арматурой, а различный процент армирования разных частей конструкции приводит к неодинаковому развитию деформаций ползучести в них. Поэтому во времени под постоянной нагрузкой может изменяться и распределение усилий между элементами статически неопределимой системы. Однако ползучесть бетона не будет сильно влиять на распределение усилий в схеме, если армирование для разных элементов схемы различается незначительно.

Согласно [38] данные выводы подтверждаются экспериментальными исследованиями, проведенными в 1930-х гг. в США, проведенными для выявления влияния длительного действия нагрузки на распределение усилий железобетонных рам. Испытывались П-образные замкнутые рамы, разные сечения которых содержали растянутой арматуры от 1,1 до 1,5% и сжатой арматуры от нуля до 1%. За два года испытания рам нагрузкой был зафиксирован большой прирост прогибов и деформаций при практически неизменном распределении усилий [38]. Таким образом, данный инженерный упрощенный подход по учету длительности действия нагрузки будем считать допустимым при расчете НДС здания, взаимодействующего с основанием.

## 1.2. Учет физической нелинейности железобетона в отечественных и зарубежных нормах

### 1.2.1. Учет физической нелинейности в отечественных нормах

В отечественных нормах СП 63.13330 модели нелинейной работы материалов ограничивается исключительно одноосным напряжённым состоянием. Для учета физической нелинейности предлагается проводить расчёты с использованием нелинейной деформационной модели на основе уравнений равновесия в нормальном сечении (см. Рисунок 1.11) железобетонного элемента (1.1–1.3):

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{sxj}, \quad (1.1)$$

$$M_y = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} \cdot Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \cdot Z_{syj}, \quad (1.2)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} \cdot A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} \cdot A_{sj}. \quad (1.3)$$

Методы расчета, основанные на данной модели, приведены в исследованиях В. М. Бондаренко, В. И. Колчунова [8], Н. И. Карпенко [32–35], А. С. Залесова [26–28], В. И. Римшина [48], Б.С. Соколова [52, 53]. Результаты расчетов с использованием нелинейной деформационной модели хорошо согласуются с результатами экспериментов [20].

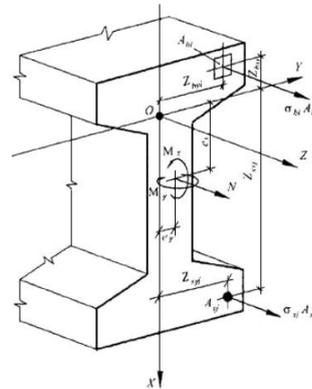


Рисунок 1.11 – Расчетная схема нормального сечения железобетонного элемента [117]

Характеристиками бетона, учитываемыми в расчетах, являются модуль упругости, расчетные сопротивления при растяжении и сжатии, предельные относительные продольные деформации. Эти параметры определяются по диаграммам деформирования бетона и арматуры при растяжении и сжатии. Для учета физической нелинейности на основе деформационной модели в качестве расчетных диаграмм, связывающих относительные деформации и напряжения при одноосном сжатии – растяжении бетона, нормами предложены упрощенные кусочно-линейные (трехлинейная и двухлинейная) диаграммы, параметры которых – табличные значения, представленные в нормах (см. Рисунок 1.12). Учет трещинообразования в сечении происходит при достижении бетоном условной предельной величины относительной деформации  $\epsilon_{br2}$ . Такой подход позволяет учесть работу бетона в растянутой зоне сечения, а при образовании и развитии трещины возможно учитывать напряжения в бетоне на растянутом участке сечения над трещиной.

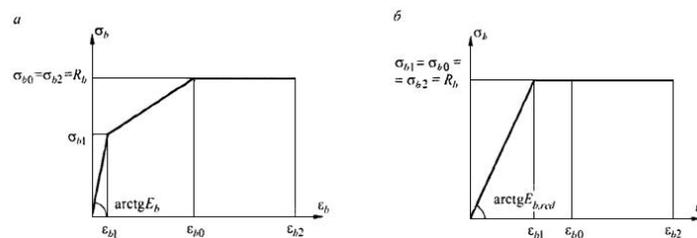


Рисунок 1.12 – Диаграммы деформирования сжатого бетона по СП 63.13330 [117]:

- а) трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона; б) двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

В Приложении Г СП 63.13330 дано описание более сложной (криволинейной) аппроксимации зависимости «напряжения – относительные деформации» бетона, предложенной Н. И. Карпенко [32], включающей ветвь падения напряжений (см. Рисунок 1.13). На Рисунке 1.14 представлено сопоставление ветвей нормативных диаграмм деформирования бетона В50 по СП 63.13330 при сжатии.

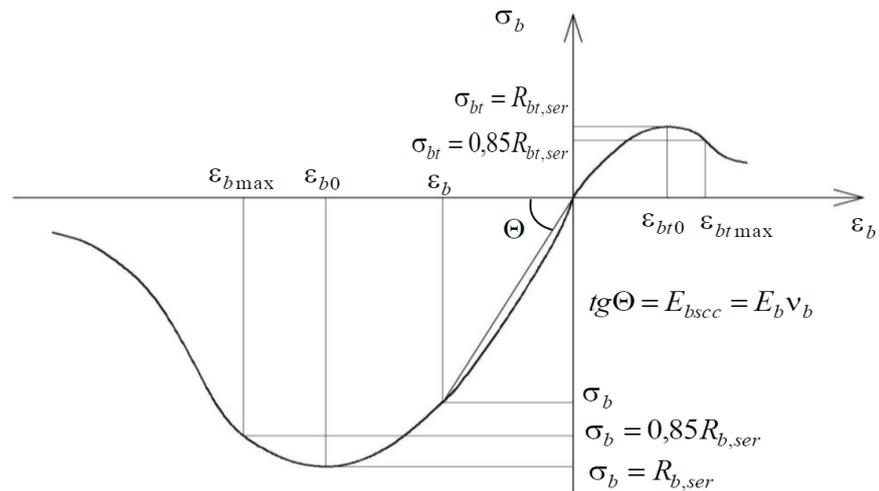


Рисунок 1.13 – Криволинейная диаграмма деформирования бетона по Н. И. Карпенко [32]

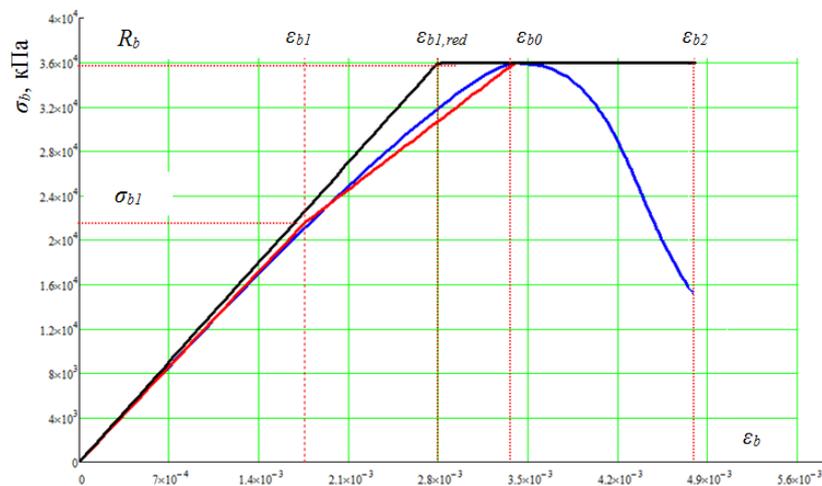


Рисунок 1.14 – Сопоставление ветвей нормативных диаграмм деформирования бетона по СП 63.13330 при сжатии. Класс прочности бетона В50 (черный график – двухлинейная, красный – трехлинейная, синий – диаграмма Карпенко)

Учет ползучести бетона при длительном действии нагрузки осуществляется использованием в формулах нормативных диаграмм деформирования бетона пониженного модуля деформации:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}, \quad (1.4)$$

где  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона, принимаемый в зависимости от класса прочности бетона и относительной влажности окружающей среды.

Для учета нелинейной работы арматуры в [117] предложены двухлинейная и трехлинейная диаграмма, описывающие связь напряжений и относительных деформаций для стали с физическим и условным пределом текучести соответственно (см. Рисунок 1.15).

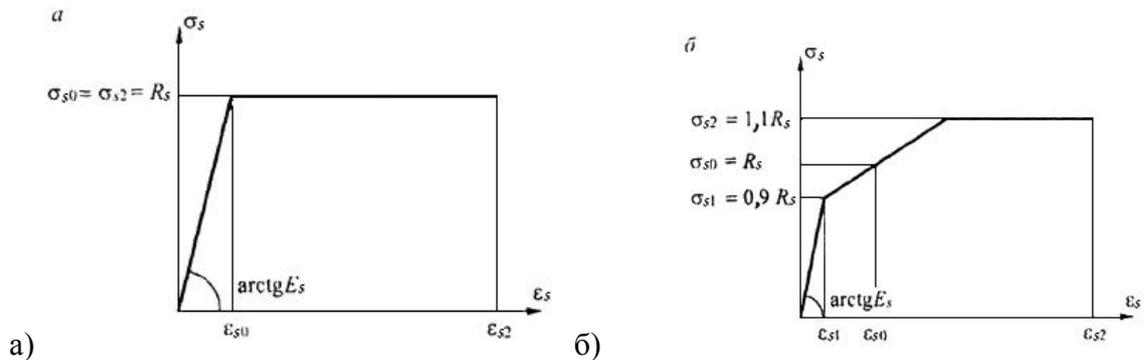


Рисунок 1.15 – Диаграммы деформирования растянутой арматуры по [117]:

- а) двухлинейная диаграмма для стали с физическим пределом текучести, б) трехлинейная диаграмма, принимаемая для стали с условным пределом текучести

Учет работы бетона между нормальными трещинами в растянутой зоне сечения осуществляется методом В. И. Мурашева с использованием коэффициента  $\psi_s$ .

$$E_{s,red} = E_s/\psi_s, \quad (1.5)$$

где  $E_{s,red}$  – приведенный модуль деформации растянутой арматуры, с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами;

$E_s$  – модуль упругости растянутой арматуры;

$\psi_s$  – коэффициент Мурашева, учитывающий работу растянутого бетона между трещинами.

В СП 63.13330 для определения коэффициента  $\psi_s$  при расчете на основе нелинейной деформационной модели предложена формула:

$$\psi_{sj} = 1 - 1/(1 + 0,8 \varepsilon_{sj,cr}/\varepsilon_s), \quad (1.6)$$

где  $\varepsilon_{sj,cr}$  – относительная деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин;

$\varepsilon_s$  – усредненная относительная деформация растянутой арматуры, пересекающей трещины, в рассматриваемой стадии расчета.

Работу бетона в растянутой зоне сечения между трещинами нормами [117] допускается не учитывать ( $\psi_s = 1$ ), что приводит к меньшей изгибной жесткостью конструкции по сравне-

нию с подходом, учитывающим, коэффициент  $\psi_s$ , поскольку влияние данного фактора существенно. На Рисунке 1.16 представлены результаты расчета деформаций сечения, изображенного на Рисунке 2.2, при увеличении изгибающего момента по аналитическим формулам СП 63.13330 с и без учета работы бетона между трещинами.

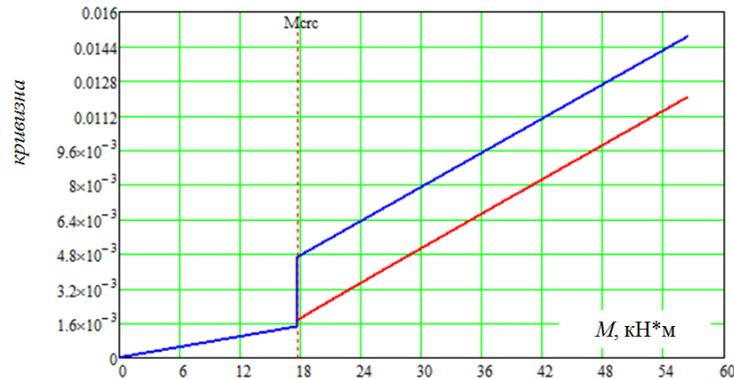


Рисунок 1.16 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» для изгибаемого сечения по результатам расчета с использованием аналитических формул СП 63.13330 с учетом (красный график) и без учета (синий график) работы растянутого бетона между трещинами

### 1.2.2. Учёт физической нелинейности в *Eurocode 2: Design of concrete structures*

На Рисунке 1.17 представлена диаграмма деформирования бетона для одноосного сжатия или растяжения в соответствии с «*Eurocode 2: Design of concrete structures*», аппроксимированная формулой *Sargin* (1.7) [104].

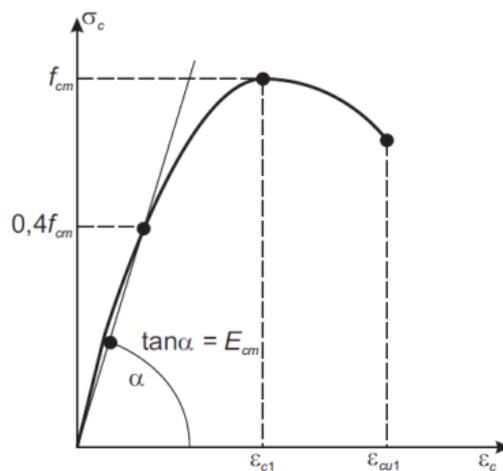


Рисунок 1.17 – Диаграмма деформирования бетона для одноосного сжатия или растяжения в соответствии с [114]

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (1.7)$$

где  $k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$ ;

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ ;

$\varepsilon_{c1}$  – относительная деформация при максимальном значении напряжения (временном сопротивлении), табличное значение;

$f_{cm}$  – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие, табличное значение.

Уравнение (1.7) используется для описания работы бетона в пределах относительных деформаций  $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ , где  $\varepsilon_{cu1}$  – предельная относительная деформация бетона.

В обозначениях принятых в [117], данная зависимость принимает вид [25]:

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \frac{\frac{1,05 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{b0}}{R_b} \cdot \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right)^2}{1 + \left(\frac{1,05 \cdot E_b \cdot \varepsilon_{b0}}{R_b} - 2\right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}}\right)}. \quad (1.8)$$

При длительнодействующих нагрузках общие деформации включают также деформации ползучести, которые определяются по формуле:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \frac{\sigma_c}{E_{c0}}. \quad (1.9)$$

Общие деформации, включающие деформации ползучести определяются при помощи эффективного модуля деформации:

$$E_{c,eff}(\infty, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (1.10)$$

где  $\varphi(\infty, t_0)$  – предельная характеристика ползучести;

$E_{cm}$  – секущий модуль деформации бетона (см. Рисунок 1.17).

Таким образом, при расчёте на длительнодействующие нагрузки табличные величины предельной относительной деформации бетона  $\varepsilon_{cu1}$  и величины  $\varepsilon_c$ , соответствующей относительным деформациям бетона при сжатии при максимальном напряжении  $f_{cm}$ , необходимо умножать на коэффициент  $(1 + \varphi(t, t_0))$ , учитывающий ползучесть.

На Рисунке 1.18 приведено сравнение величины коэффициента, учитывающего ползучесть бетона по СП 63.13330 и величины, определенной по формулам Приложения В *Eurocode 2* для бетонного сечения 0,2×1 м. Рекомендации [126] позволяют учесть развитие деформации ползучести во времени. Как видно, предельное значение коэффициента по [126] близко соответствует к рекомендованной в [117] величине.

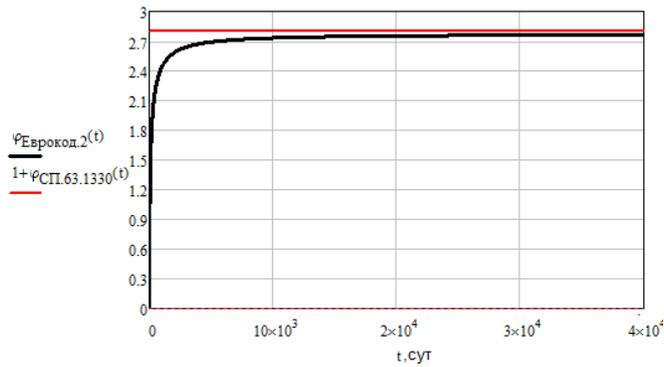


Рисунок 1.18 – Коэффициенты, учитывающие ползучесть бетона по [117] и [126] Приложение В при относительной влажности окружающей среды 75%, бетоне класса прочности В25, поперечном сечении элемента  $0,2 \times 1\text{м}$

В нормах [126] предложены и другие упрощенные модели, описывающие зависимость деформация – напряжения без учета ниспадающей ветви: параболически-прямоугольная и билинейная зависимости. Также в рекомендациях [126] имеются упрощенные рекомендации по модификации предложенных диаграмм для анализа работы бетона при сжатии в условиях запрета поперечного расширения бетона.

### 1.3. Учет физической нелинейности железобетона в численных расчетах

Как было отмечено, нелинейная деформационная модель работы железобетонных конструкций, предложенная в нормах [117], ограничивается одноосным напряженным состоянием материалов конструкции. В настоящее время расчет сложных конструктивных систем с учетом физической нелинейности бетона, а также анализ работы материала в сложном напряженном состоянии осуществляется только численным моделированием. Нужно отметить, что в практике проектирования использование подобных нелинейных расчетов, в лучшем случае, ограничивается анализом работы отдельных элементов и узлов конструкции здания (см., например [6]).

Идеально упругопластические модели – наиболее распространенные модели для описания нелинейной работы бетона. Такие модели предполагают наличие одной стационарной предельной поверхности, основанной на каком-либо критерии прочности. В связи с этим теории прочности играют важную роль в описании развития нелинейных деформаций в материале [1]. Идеально упругопластические модели учитывают упругое поведение бетона и арматуры до достижения предельных напряжений и идеально пластическое при достижении предела текучести [60]. Деформации при этом ограничиваются нормативными величинами. Для плотных бетонов поверхности могут быть разомкнутыми в области всестороннего сжатия [32], и реакция на объемную составляющую напряжений принимается линейной при любой величине напряжений [60]. Однако для пористых бетонов кроме поверхностей текучести, ограничивающих предель-

ные касательные напряжения, вводят шатровые предельные поверхности для учета возможности разрушения материала при всестороннем сжатии (см. Рисунок 1.19 г).

Для более близкого соответствия истинному характеру нелинейной работы бетона после перехода в предельное состояние модель может предусматривать ниспадающую ветвь на диаграмме деформирования (см. Рисунок 1.13). Подобный подход должен приводить к более правильной оценке физически нелинейной работы расчетных схем, учитывающих многоосное напряженное состояние, с объемными конечными элементами.

Современное представление описания прочности бетона [63] при многоосном напряженном состоянии сформулировано в работах М. М. Филоненко-Бородича [61] и Г. А. Гениева, В. Н. Киссюка, Г. А. Тюпина [18]. Наиболее часто применяемая в отечественных расчетах модель прочности бетона разработана Н. И. Карпенко [32]. Предельная поверхность Карпенко – параболоид в меридиальном направлении. Сечения в девиаторной плоскости представляют собой криволинейные треугольники, которые имеют острые, скругленные, а также обращенные внутрь фигуры углы.

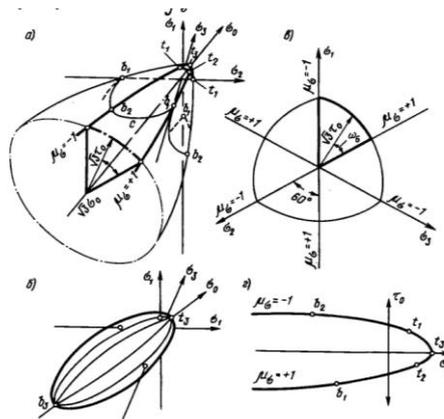


Рисунок 1.19 – Графическая интерпретация современных критериев прочности бетона по [32]: а) для плотных бетонов, б) для пористых бетонов, в) девиаторная кривая, г) меридиональная кривая

В зарубежной литературе все критерии предельного состояния материала, описываемые в осях главных напряжений параболообразными гладкими поверхностями, называют моделями Друкера – Прагера в различных модификациях [122].

В теории Г. А. Гениева, В. Н. Киссюка, Г. А. Тюпина [18] и дальнейшем ее развитии рассматривается нелинейная изотропная модель бетона на этапах до и после трещинообразования. Однако модель железобетонной конструкции более корректно рассматривать как анизотропную, что определяется дискретным характером армирования. Кроме этого, при воздействии нагрузки бетон проявляет так называемую деформационную анизотропию, связанную с развитием

пластических деформаций и трещинообразованием. Ортотропная модель получила развитие в работах А.А.Гвоздева, Н. И. Карпенко [16] и других авторов [36].

При расчете конструкций нужно учитывать, что перед разрушением конструкции бетон работает с явно выраженной деформационной анизотропией, что будет влиять на расчетные усилия в арматуре. Недоучет развития анизотропии железобетона при численном моделировании служит источником ошибок в расчетах железобетонных конструкций при значительной нелинейной работе материала, например, при численных испытаниях прочности конструкций [122]. Развитие деформационной анизотропии в процессе нелинейного деформирования элемента в моделях, представленных в конечно-элементных программах, обычно не учитывается [36, 37, 122]. Однако, согласно [36, 37], в расчетных комплексах, есть возможность задания либо линейного анизотропного материала, либо нелинейного изотропного материала.

#### **1.4. Выводы по главе 1**

1. Согласно последним исследованиям наиболее перспективным методом численного расчета взаимодействия конструктивной системы здания и основания является моделирование основания в виде деформируемого полупространства с использованием упругопластических моделей работы грунта. Анализ эффектов взаимодействия нелинейно-деформируемой конструктивной системы здания и основания особенно актуален при расчетах зданий в сложных инженерно-геологических условиях, когда ожидаются большие осадки основания, однако недостаточно освещен в научно-технической литературе и нуждается в исследовании.

2. На основании анализа исследований в области физической нелинейности железобетона установлено, что численная или аналитическая модель железобетонных конструкций, описывающая зависимость деформаций от усилий, должна учитывать основные факторы физической нелинейной работы железобетона: трещинообразование и пластические деформации бетона. При выполнении расчетов взаимодействия здания с основанием должна учитываться ползучесть бетона, поскольку воздействия, обусловленные деформациями основания, относятся к длительным нагрузкам.

3. В СП 63.13330 нелинейная работа материала ограничивается описанием работы исключительно одноосного напряжённого состояния. Нелинейные расчеты железобетона в численных расчетах конструктивных систем зданий и сооружений возможно производить с использованием нелинейной деформационной модели с нелинейными диаграммами деформирования бетона и стали согласно СП 63.13330. Результаты расчетов с использованием нелинейной деформационной модели хорошо согласуются с результатами экспериментов. В дальнейших расчетах данная модель работы железобетонных конструкций рассматривается как эталонная.

Учет ползучести бетона в расчетах статически неопределимых схем при длительном действии нагрузки допустимо осуществлять использованием в нормативных диаграммах пониженного модуля деформации, определяемого при помощи коэффициента ползучести бетона ( $\varphi_{b,cr}$ ) в зависимости от класса прочности бетона и относительной влажности окружающей среды.

4. Для описания развития нелинейных деформаций бетона при объемном напряженном состоянии, наиболее популярными являются поверхности прочности Г. А. Гениева, Н. И. Карпенко и модифицированные поверхности Друкера – Прагера. При этом для плотных бетонов допускается использовать модели, разомкнутые в области гидростатического сжатия. В практике проектирования использование нелинейных моделей, в лучшем случае, ограничивается расчетами отдельных элементов и узлов конструкции здания.

5. При выполнении расчетов железобетонных конструкции зданий и сооружений совершенно необходим учет физической нелинейности железобетона. Теория нелинейной работы железобетона досконально проработана на базе многочисленных экспериментов, однако имеется большой разрыв между результатами научных исследований и их применением при проектировании. Применение нелинейных моделей железобетона весьма ограничено в расчетах конструктивных систем при проектировании ввиду сложности самих моделей и длительности вычислительного процесса. Это приводит к необходимости использования в практических расчетах упрощенных методик по моделированию нелинейной работы железобетонных конструкций, расчетный анализ которых производится в главе 2.

## **ГЛАВА 2. ОЦЕНКА ЖЕСТКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ДЛИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗОК В СООТВЕТСТВИИ С УПРОЩЕННЫМИ НОРМАТИВНЫМИ ПОДХОДАМИ И РАСЧЕТОМ, УЧИТЫВАЮЩИМ НЕЛИНЕЙНУЮ ДЕФОРМАЦИОННУЮ МОДЕЛЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА**

### **2.1. Постановка задач исследования**

Согласно рекомендациям СП 430.1325800 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования» и СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» жесткость железобетонных элементов при численных расчетах конструктивных систем необходимо принимать в зависимости от напряженно-деформированного состояния элемента. Расчет рекомендуется [27] производить методом последовательных приближений в несколько этапов.

На первой стадии численного расчета, когда армирование железобетонных элементов неизвестно, в расчетной схеме используется линейная модель работы железобетонных элементов. Нелинейность деформаций вследствие различных факторов учитывается путем понижения жесткости упругих элементов обобщенными коэффициентами, принимаемыми по рекомендациям норм СП 430.1325800 и СП 63.13330. По результатам решения задачи в упругой постановке определяются внутренние усилия в элементах системы и выполняется подбор арматуры.

После определения требуемого армирования выполняется следующая стадия расчета в новой расчетной схеме. Расчет производится с учетом физически нелинейной деформационной модели работы железобетона согласно указаниям СП 63.13330. На этом этапе расчета учитываются геометрические параметры сечения, площадь и расположение арматуры, образование трещин и развитие неупругих деформаций в бетоне. По результатам данного расчета получается новое распределение внутренних усилий в конструктивной системе, по которым осуществляется расчет принятых параметров сечений железобетонных элементов по прочности, трещиностойкости и деформациям. Если по результатам нелинейного расчета условия первой или второй группы предельных состояний не выполняются, производится уточнение принятых параметров сечений элементов, например армирования, и выполняется новый этап расчета.

Однако в практике совместных расчетов взаимодействия зданий и сооружений с грунтовым основанием такой подход не используется. Более того, подобный подход, как правило, не применяется даже в более простых расчетных схемах зданий, не учитывающих деформируемое основание. В связи со сложностью и длительностью нелинейного расчета при проектировании ограничиваются совместными расчетами зданий и сооружений с использованием линейной модели работы надземных конструкций здания, учитывая характер распределения усилий в конструкциях здания исключительно введением понижающих коэффициентов. Нужно подчеркнуть, что такой подход является общепринятым и применяется для расчетов зданий всех классов от-

ветственности. Применение же нелинейной деформационной модели работы железобетона ограничивается расчетами отдельных элементов конструктивной системы по прочности, трещиностойкости, деформациям.

При расчете внутренних усилий в элементах статически неопределимой системы характер распределения усилий в ней зависит от соотношения жесткостей элементов расчетной схемы, включая элементы грунтового основания. Таким образом, величины принятых понижающих коэффициентов, будут непосредственно влиять на результаты расчета. При этом в рекомендациях СП 430.1325800 и СП 63.13330 по упрощенной оценке жесткости железобетонных конструкций применяются принципиально разные подходы к определению этих коэффициентов.

Исходя из вышеизложенного, основная задача исследований главы 2 может быть сформулирована следующим образом: необходимо оценить правильность имеющихся в отечественных нормах методов по упрощенной оценке нелинейной работы железобетонных конструкций, применяемых в численных расчетах упругих схем.

Для решения данной задачи необходимо:

- проанализировать рекомендации СП 63.13330 по расчету элементов с использованием нелинейной деформационной модели;
- разработать программу для расчета железобетонного элемента на основе нелинейной деформационной модели;
- проанализировать имеющиеся в СП 430.1325800 и СП 63.13330 и зарубежной нормативной литературе рекомендации по упрощенной оценке жесткости железобетонных конструкций на основе сопоставления с расчетами с использованием нелинейной деформационной модели и выявить недостатки имеющихся решений.

## **2.2. Оценка жесткости железобетонных конструкций при действии длительных нагрузок на основе аналитических методик, предложенных в отечественных и зарубежных нормах**

### **2.2.1. Методика СП 430.1325800**

Самые простые указания по оценке приведенной жесткости упругих конечных элементов при упругом анализе расчётной схемы приведены в СП 430.1325800. В этих нормах предложено в первом приближении принимать модуль упругости материала равным начальному модулю упругости бетона  $E_b$  с понижающими коэффициентами. Величины данных коэффициентов были предложены в работе [26]. В [26] указано, что при определении усилий в элементах конструктивной схемы величина этих усилий зависит от соотношения жесткостей элементов, а деформаций также от абсолютного значения жесткости. Значения коэффициентов снижения жесткости конструкций по данной работе приведены в Таблице 2.1. За счет большего трещинооб-

разования в горизонтальных несущих конструкция для них предложено принимать меньшие величины понижающих коэффициентов, что согласуется с рекомендациями зарубежных нормативных документов [127, 128, 129,131].

Таблица 2.1 – Понижающие коэффициенты жесткости по [26]

Расчеты усилий	
Вертикальные несущие конструкции	Горизонтальные несущие конструкции
1	1–0,8
Расчеты по деформациям	
Вертикальные несущие конструкции	Горизонтальные несущие конструкции
0,8 – Кратковременная нагрузка 0,6 – Длительная нагрузка	0,4 – Кратковременная нагрузка 0,2 – Длительная нагрузка

При расчете усилий рекомендуется принимать модуль упругости материала с понижающими коэффициентами относительно начального модуля упругости бетона  $E_b$ : 0,6 – для вертикальных сжатых элементов; 0,3 – для плит перекрытий (покрытий) с учетом длительности действия нагрузки.

При расчете деформаций их рекомендуется принимать с учетом длительности действия нагрузки: для вертикальных несущих элементов – 0,6, а для плит перекрытий (покрытий) – 0,2 при наличии трещин или 0,3 – при отсутствии трещин.

Упрощенный подход к учету нелинейности железобетона при расчетах упругих схем, предлагаемый в СП 430.1325800, является общепринятым при расчетах зданий всех классов ответственности, в том числе уникальных и технически сложных объектов.

#### 2.2.2. Методика СП 63.13330

Более сложные рекомендации по назначению жесткости элементов схемы предложены в СП 63.13330. Рекомендации по назначению жесткости изгибаемых и сжато-изогнутых элементов, заложенные в нормах, основаны на результатах экспериментальных и теоретических исследований, проведенных в ЦНИПС и в Институте пути и строительства М.П.С. в 1930–1950-е гг [42]. В СП 63.13330 указано, что жесткостные характеристики элементов конструктивной системы следует принимать с учетом армирования, наличия трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре по упрощенной методике. В [117] предложена упрощенная аналитическая модель работы изгибаемого и сжато-изгибаемого элемента. В ней предлагается рассматривать 2 стадии работы конструкции с разными параметрами сечения: этап работы элемента без трещин и этап работы с трещинами в растянутой зоне. Для этих этапов работы в зависимости от геометрических характеристик сечения и таких параметров сечения, как армирование, класс бе-

тона по прочности, определяется изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента  $D$ .

На этапе работы конструкции без трещин изгибная жесткость сечения определяется по формулам:

$$D = I_{red} \cdot E_{b1}, \quad (2.1)$$

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + \Gamma_s \cdot \alpha_s, \quad (2.2)$$

$$\alpha = E_s / E_{b1}, \quad (2.3)$$

где  $D$  – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента на этапе работы без трещин в растянутой зоне;

$I_{red}$  – момент инерции приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону;

$I$ ,  $I_s$ ,  $\Gamma_s$  – моменты инерции бетонного сечения, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры соответственно относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

$\alpha$  – коэффициент приведения арматуры к бетону.

Модуль деформации бетона в расчетах  $E_{b1}$  в расчетах при непродолжительном действии нагрузки:

$$E_{b1} = 0,85 \cdot E_b, \quad (2.4)$$

При продолжительном действии нагрузки  $E_{b1}$  учитывает ползучесть бетона и определяется по формуле:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}. \quad (2.5)$$

На этапе работы конструкции с трещинами изгибная жесткость сечения определяется по формуле (2.1) и принимается не более жесткости без трещин с учетом момента инерции приведенного поперечного сечения элемента  $I_{red}$ , определяемого с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны.

$$I_{red} = I_b + I_s \cdot \alpha_{s1} + \Gamma_s \cdot \alpha_{s2}, \quad (2.6)$$

где  $\alpha_{s1} = E_s / E_{b,red}$ ,  $\alpha_{s2} = E_{s,red} / E_{b,red}$  – коэффициенты приведения растянутой и сжатой арматуры к бетону;

$I_b$ ,  $I_s$ ,  $\Gamma_s$  – моменты инерции площадей сечения соответственно сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения без учета бетона растянутой зоны;

$E_{b,red} = R_b / \varepsilon_{b1,red}$  – приведенный модуль деформации сжатого бетона ( $\varepsilon_{b1,red}$  – табличное значение, см. Рисунок 1.12 б);

$E_{s,red} = E_s/\psi_s$  – приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами, где  $\psi_s = 1-0,8 (M_{cre}/M)$ . Нормы допускают принимать  $\psi_s = 1$ . Соответственно, при этом  $\alpha_{s1} = \alpha_{s2}$ .

Для изгибаемых прямоугольных сечений с растянутой и сжатой арматурой высоту сжатой зоны  $x_m$  определяют по формуле:

$$x_m = h_0 \left[ \sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s1} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1})^2 + 2 \cdot (\mu_s \cdot \alpha_{s2} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1} \cdot \frac{\alpha'}{h_0})} - (\mu_s \cdot \alpha_{s1} + \mu'_s \cdot \alpha_{s1}) \right], \quad (2.7)$$

где  $\mu_s, \mu'_s$  – процент армирования растянутой и сжатой арматуры соответственно.

Допускается для элементов прямоугольного сечения высоту сжатой зоны при действии изгибающих моментов  $M$  и продольной силы  $N$  определять по формуле:

$$x_m = x_m \pm \frac{I_{red} \cdot N}{A_{red} \cdot M}, \quad (2.8)$$

где  $I_{red}, A_{red}$  – момент инерции и площадь приведенного поперечного сечения, определяемые для полного сечения без учета трещин. Знак «плюс» принимают при сжимающей, а знак «минус» при растягивающей продольной силе.

Значения геометрических характеристик сечения элемента определяют по общим правилам расчета сечения упругих элементов.

Жесткость элемента после образования трещин не может быть больше, чем у элемента до образования трещин.

Предложенные формулы позволяют в дальнейшем определить коэффициент снижения модуля упругости материала элемента конструкции по формуле:

$$k = D_{nl}/D_{el}, \quad (2.9)$$

где  $D_{nl}$  – жесткость элемента, учитывающая физически нелинейную работу железобетона по указанным выше формулам;  $D_{el}$  – жесткость элемента, учитывающая линейную работу материала, которую можно принять с начальным модулем упругости бетона  $E_b$ .

Нужно, однако, отметить, что изложенная методика применима для аналитической оценки жесткости конструкции с известным армированием, при численном моделировании конструктивной системы на первом этапе расчета ограничиваются использованием формул (2.4) и (2.5), принимая для всех конструкций здания одинаковые понижающие коэффициенты относительно начального модуля упругости бетона ( $E_b$ ) при непродолжительном действии нагрузки по формуле (2.4), а при продолжительном действии нагрузки – по формуле (2.5). Данный подход также является общепринятым и применяется при проектировании зданий всех классов ответственности, в том числе уникальных и технически сложных объектов. Также данный подход соответствует рекомендациям *Eurocode 2* (п. 5.8.7.2 (4)) (см. Приложение Г).

2.2.3. Рекомендации зарубежной литературы<sup>1</sup>

Согласно *ACI 318 п. R 6.3.1.1* приведенная жесткость элементов (*effective stiffness*) должна отражать уровень трещинообразования и неупругую работу конструкции, однако сложность в назначении различных жесткостей для разных конструкций будет приводить к «неэффективности расчетов в процессе проектирования». Для этого потребовались упрощенные подходы для моделирования жесткости. В Таблице 2.2 приведены коэффициенты понижения жесткости (*effective stiffness multiplier*) железобетонных конструкций при расчетах определения усилий в расчетной схеме согласно рекомендациям, встреченным в различной технической литературе.

Таблица 2.2 – Коэффициенты понижения жесткости железобетонных конструкций без предварительного напряжения при упругих статических расчетах конструктивных систем

Источник	Балка	Плоская плита	Стена	Колонна	
СП 430.1325800 «Железобетонные монолитные конструкции зданий»	0,2 с трещинами 0,3 без трещин		0,6		
СП 63.13330 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» $\phi_{b,cr}$ – мера ползучести	$1/(1 + \phi_{b,cr})$ (B25 – B40 при отн. влажн. более 75% – 0,360...0,417)				
<i>Eurocode 2</i> (п. 5.8.7.2 (4))	$1/(1 + \phi_{ef})$				
А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков (2005) [26]	Усилия	1–0,8		1	
	Деформации	0,4 – Кратк. 0,2 – Длит.		0,8 – Кратк. 0,6 – Длит.	
<i>American concrete institute. Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI code 318-14</i>	п. 6.3.1.1.	0,5	–	–	1
	Таблица 6.6.3.1.1 (а)	0,35	0,25	0,7 без трещин 0,35 трещин.	0,7
<i>National Standard of Canada. Design of Concrete Structures. CSA A23.4-14</i>	0,35	0,25	0,7 без трещин 0,35 с трещин.	0,7	
<i>New Zealand Standard. CONCRETE STRUCTURES STANDARD Part 2 – Commentary on the Design of Concrete Structures .NZS 3101: Part 2 (2006 Edition)</i>	0,5	–	–	0,8	
<i>Norma Brasileira. Design of structural concrete. ABNT NBR 6118:2003</i>	0,4–0,5	0,3	–	0,8	
<i>Indian Standard plain and reinforced concrete – code of practice. IS.456: 2000 ( Reaffirmed 2005 )</i>	Допускается принимать 1				
<i>National standard of the people’s republic of China. Code for Design of Concrete Structures. GB 50010–2010</i>	Допускается принимать 1				

<sup>1</sup> Основные результаты анализа, рассматриваемого в данном разделе, опубликованы в работе Н. А. Евсеева [21]

Продолжение Таблицы 2.2

Источник	Балка	Плоская плита	Стена	Колонна
<i>Paulay and Priestley</i> (1992) [98]	Допускается принимать 1			
Строительные нормы республики Беларусь. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции	0,35	0,25	0,7 – без трещин 0,35 – с трещинами	0,7
<i>Yongzhen Li</i> (2010) [113], <i>Ranjana Soekhoe</i> (2015) [101]	0,33		–	–

Как видно, в технической литературе существует большой разброс значений коэффициентов снижения жесткости. Однако во всех рекомендациях указаны одинаковые предпосылки упругого расчета схемы.

1) Конструктивную систему допускается считать в упругой постановке; указывается, что важны относительные, а не абсолютные значения жесткостных параметров конструкций для оценки распределения усилий в конструкциях [98, с. 183], что соответствует рекомендациям [26]. При назначении жесткостей допускается не учитывать армирование. При расчете на основное сочетание нагрузок обычно трещинообразование незначительно, и допускается не учитывать трещинообразование (не снижать жесткость) [98];

2) Рекомендуется разделение коэффициентов снижения жесткости для вертикальных и горизонтальных конструкций, жесткость вертикальных конструкций принимается больше. Отношение понижающих коэффициентов жесткостей изгибаемых и сжато-изогнутых элементов обычно составляет 0,5...1;

3) Коэффициенты используются для уточнения геометрических характеристик сечений: момента инерции и площади (подход с использованием *effective moment of inertia* ( $I_{c,eff}$ )). Таким образом производится учет различного снижения изгибной и продольной жесткости элемента за счет физической нелинейности, что не отражено в отечественных нормах; альтернативно предлагается снижать модуль упругости элементов, поскольку это удобнее в конечноэлементных программных комплексах [101] (подход с использованием *effective modulus of elasticity for concrete* ( $E_{c,eff}$ )) – данный подход соответствует рекомендациям отечественных норм;

4) Коэффициенты снижения изгибной жесткости стен допускается принимать в зависимости от уровня продольного нагружения  $N/N_{ult}$  (*axial load ratio*); с ростом данного коэффициента изгибная жесткость вертикальных конструкций увеличивается. Также встречается разделение коэффициентов снижения изгибной жесткости стен в зависимости от их положения по высоте здания (подвальная стена – более нагруженная и более жесткая, стена надземной части – менее жесткая).

В рекомендациях (Таблицы 2.2) можно выделить два принципиальных подхода:

1) учитывать более выраженную нелинейную работу горизонтальных несущих конструкций за счет трещинообразования, принимать для них понижающий коэффициент в 1,5–2 раза меньше чем для вертикальных;

2) не учитывать снижение жесткости железобетонных конструкций, либо снижать одинаково на величину  $(1/(1+\phi_{b,cr}))$ .

Наибольший практический интерес представляет анализ рекомендаций отечественных норм: СП 430.1325800, которые относим к группе 1, и подход с учетом рекомендаций СП 63.13330, который относится к группе 2.

Можно также отметить многочисленные зарубежные эмпирические работы по упрощенной аналитической оценке жесткости конструкций на основе аппроксимаций данных натуральных экспериментов [89, 92, 94, 95, 97, 106, 111, 112], например, представленные на Рисунке 2.1 [103]. В [127] предложены эмпирические формулы понижающих коэффициентов разработанные в [90, 91]. Для колонн и стен величина понижающего коэффициента изгибной жесткости составляет:

$$k = \left(0,8 + 25 \cdot \frac{A_{st}}{A_g}\right) \cdot \left(1 - \frac{M_u}{P_u \cdot h} - 0,5 \cdot \frac{P_u}{P_o}\right), \quad (2.10)$$

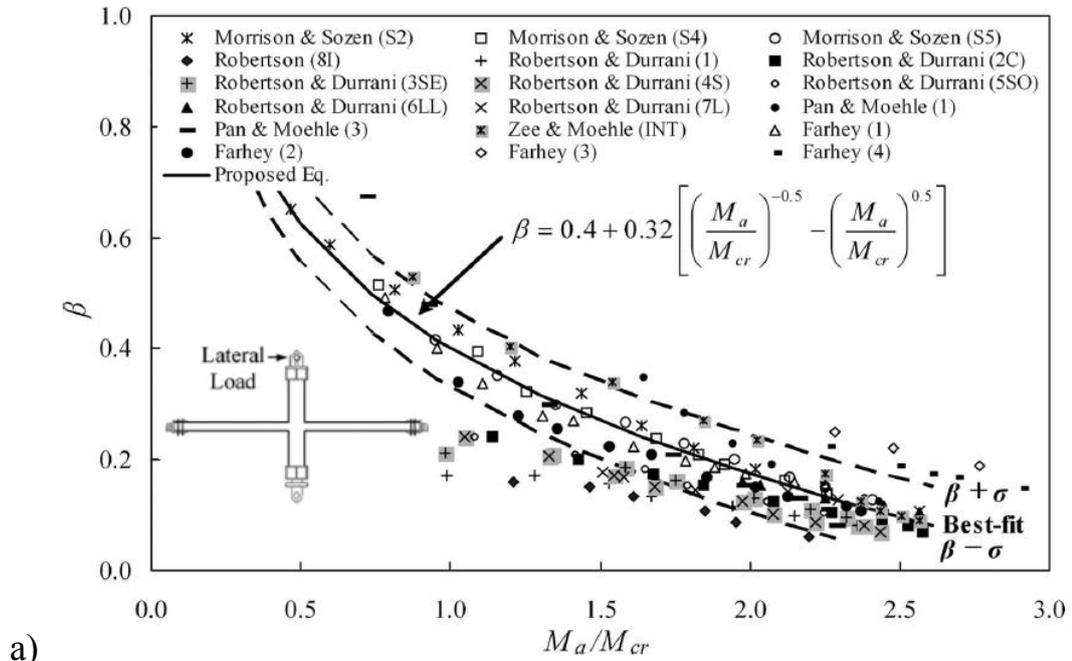
где  $A_{st}$  – площадь арматуры;  $A_g$  – площадь бетона;  $h$  – высота сечения;  $M_u$ ,  $N_u$  – соответственно расчетная величина продольной силы и изгибающего момента;  $P_o$  – предельная величина продольной силы, воспринимаемой колонной. При этом величина понижающего коэффициента должна приниматься не менее 0,35 и не более 0,875.

Для балок и плит перекрытий величина понижающего коэффициента по [127] составляет:

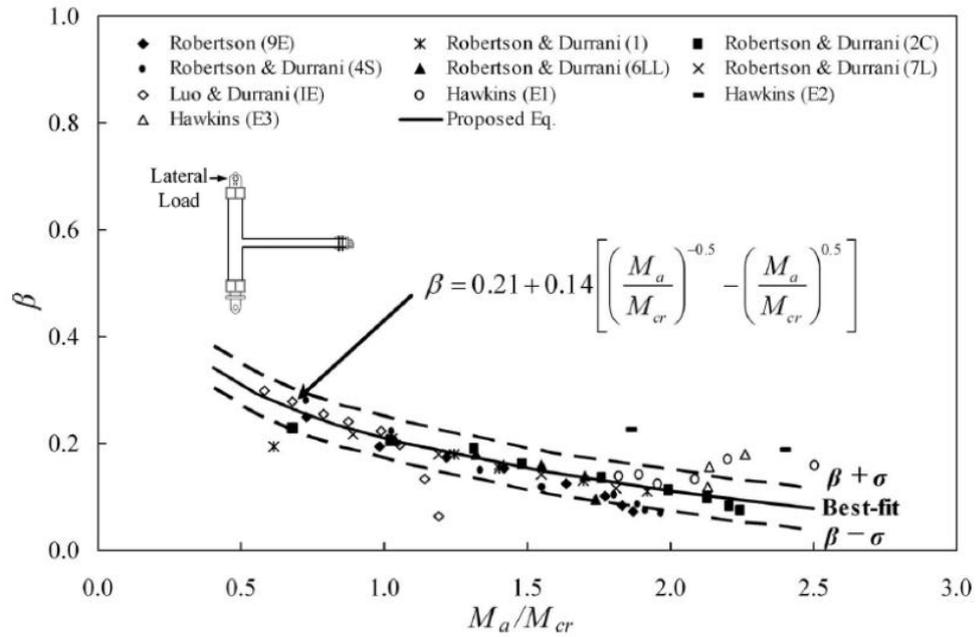
$$k = (0,1 + 25 \cdot \rho) \cdot \left(1,2 - 0,2 \cdot \frac{b_w}{d}\right), \quad (2.11)$$

где  $\mu_s$  – процент армирования (растянутой арматуры);  $d$  – рабочая высота сечения;  $b_w$  – ширина сечения или ребра (для ребристой плиты). При этом величина понижающего коэффициента должна приниматься не менее 0,25 и не более 0,5.

Среди других аналитических методов расчёта, учитывающих приведенную жесткость изгибаемого железобетонного сечения, нужно отметить упрощенные методы прогибов изгибаемого элемента в соответствии с европейскими стандартами [126] и рекомендациями [127] (формула *Branson*) (подобно методу [117] основанные на билинейной аппроксимации работы железобетонного сечения), которые анализируются в Приложении Г.



a)



б)

Рисунок 2.1 – Эмпирические аппроксимации коэффициентов снижения изгибной жесткости плиты в зоне рамного узла  $\beta$  от соотношения действующего момента ( $M_a$ ) к моменту трещинообразования ( $M_{cr}$ ) (а – внешнего, б – внутреннего) при горизонтальном воздействии на раму [103]

### 2.3. Расчет нормального сечения железобетонного элемента с использованием нелинейной деформационной модели при длительном действии нагрузки<sup>2</sup>

Выполнено сравнение результатов расчета железобетонного сечения с использованием рекомендуемых СП 430.1325800 и СП 63.13330 величин снижения жесткости с результатами расчета сечения с использованием нелинейной модели железобетона при длительном действии нагрузки. Нелинейную деформационную модель работы сечения, рекомендованную СП 63.13330, принимаем в качестве эталонного расчета, с которым и будут сравниваться результаты расчета. Поэтому результаты расчетов, более близко соответствующие данной модели, будем считать более «достоверными» или «корректными». На основании методики норм составлена программа (см. Приложение А) и выполнены расчеты сечений, изображенных на Рисунке 2.2 и в Приложении А, с использованием нелинейной деформационной модели.

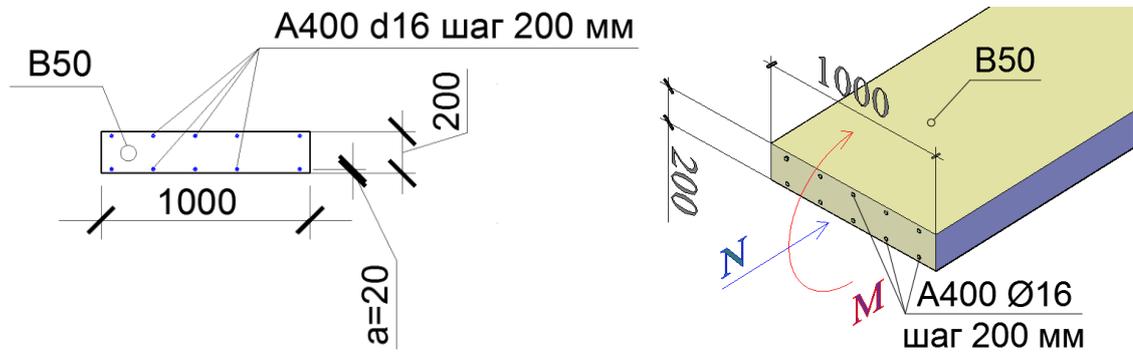


Рисунок 2.2 – Расчетное сечение

Для сечения, изображенного на Рисунке 2.2, в расчетах принимался класс прочности бетона В50 при проценте армирования  $\mu = 1,05\%$ . Армирование – симметричное.

Для учета физической нелинейности работы бетона использовался трехлинейный вариант аппроксимации кривой деформирования бетона с модулем деформации бетона при продолжительном действии нагрузки (см. Рисунок 2.3.). Учет длительности действия нагрузки осуществлялся заданием пониженного модуля деформации по формуле (2.5). Для бетона В50 значение коэффициента, учитывающего длительность действия нагрузок при относительной влажности воздуха окружающей среды выше 75%, составит:  $1/(1+1,6) = 0,38$ .

<sup>2</sup> Основные результаты исследования, рассматриваемого в данном разделе, опубликованы в работе Н. А. Евсеева [21], [23]

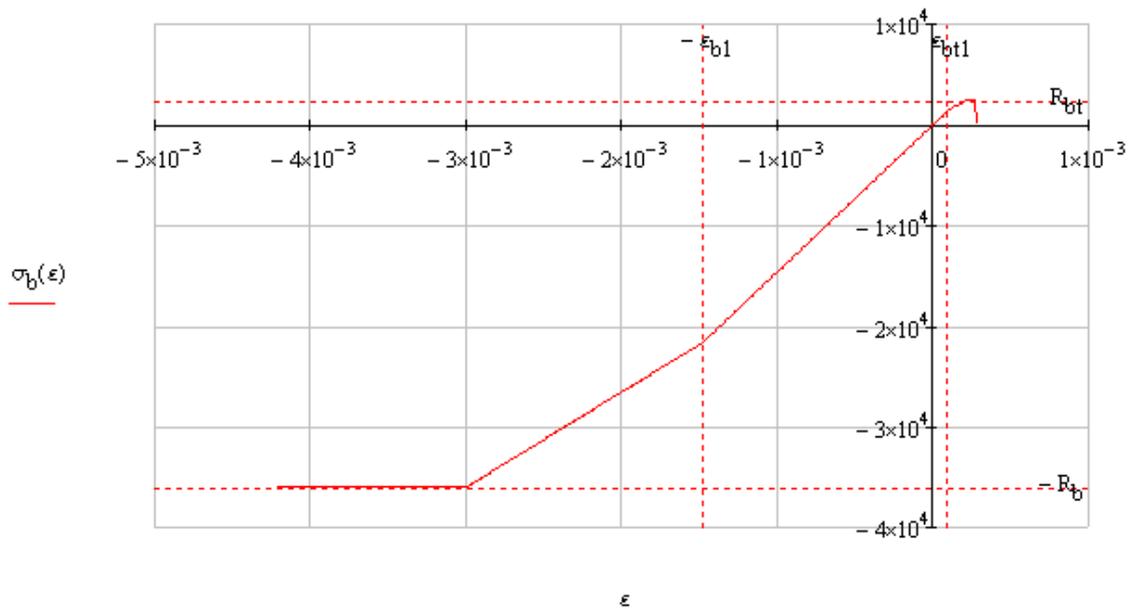


Рисунок 2.3 – Трехлинейная диаграмма аппроксимации кривой деформирования сжатого и растянутого бетона В50 по СП 63.13330 с учетом длительного действия нагрузки

Для учета нелинейной работы арматуры класса А400 использовалась двухлинейная диаграмма, описывающая связь напряжений и относительных деформаций стали с физическим пределом текучести (см. Рисунок 2.4).

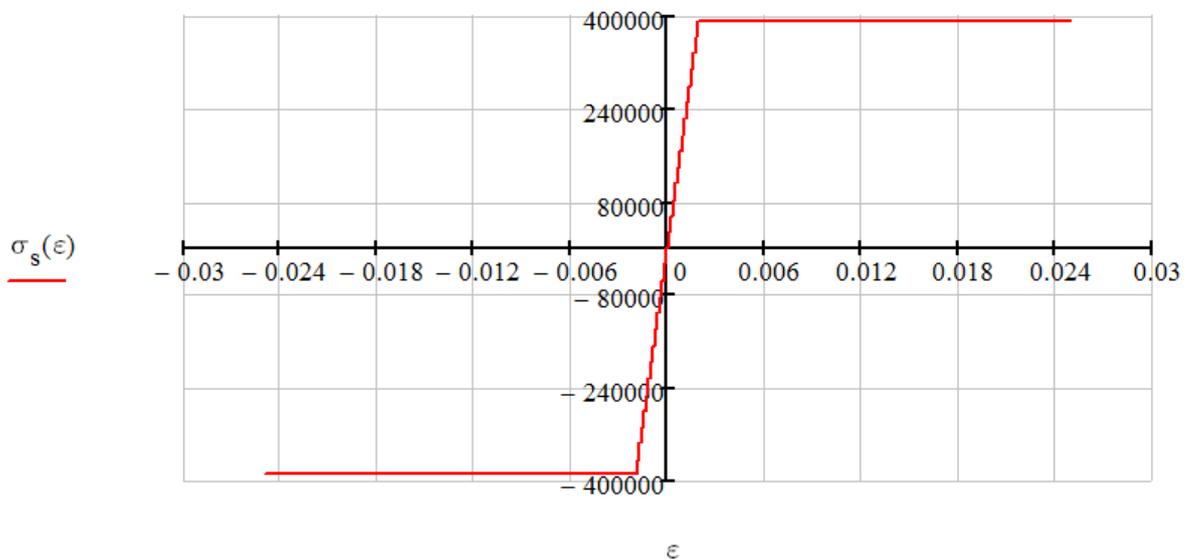


Рисунок 2.4 – Двухлинейная диаграмма деформирования стали по СП 63.13330

На Рисунке 2.5 – 2.6 представлены результаты расчета сечения, изображенного на Рисунке 2.2 с использованием нелинейной деформационной модели:

– зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна сечения» при отсутствии продольной силы в сечении (см. Рисунок 2.5);

– графики напряжений в бетоне (см. Рисунок 2.6 а) и арматуре (см. Рисунок 2.6 б) по высоте сечения при  $M = M_{cr}$ ;

– графики напряжений в бетоне (а) и арматуре (б) по высоте сечения при  $M = M_{ult}$  (см. Рисунок 2.7).

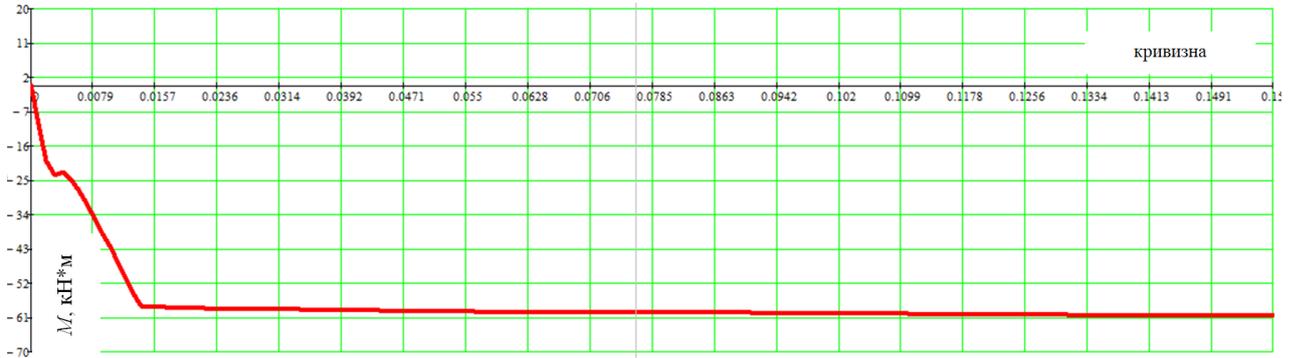


Рисунок 2.5 – Графики зависимости «момент – кривизна» для изгибаемого сечения

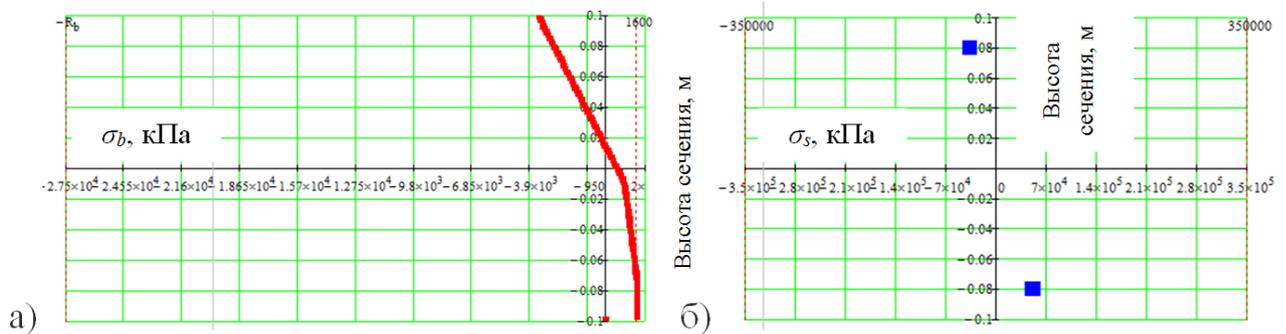


Рисунок 2.6 – Графики напряжений в бетоне (а) и арматуре (б) по высоте сечения при действии изгибающего момента трещинообразования  $M = M_{cr}$

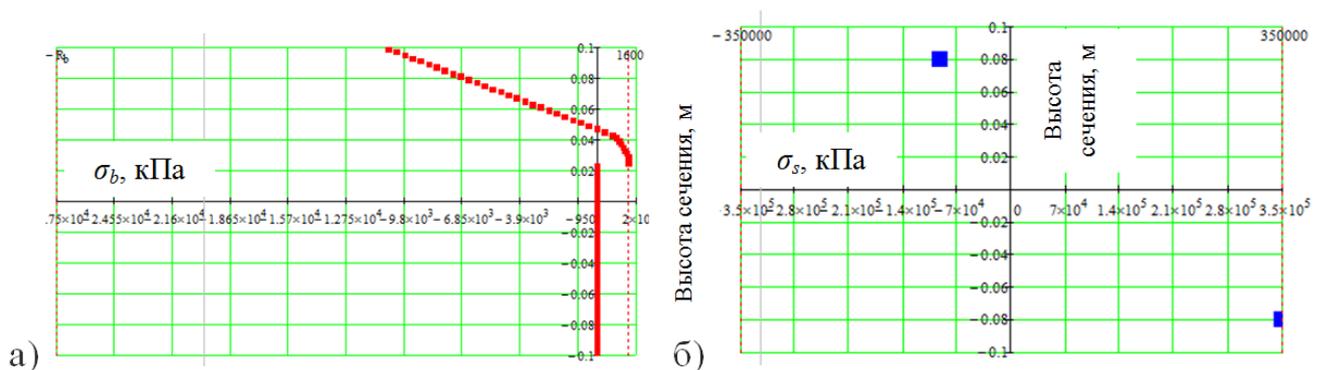


Рисунок 2.7 – Графики напряжений в бетоне (а) и арматуре (б) по высоте сечения при действии предельного изгибающего момента  $M = M_{ult}$  (нормативной величины)

В Приложении А рассмотрено железобетонное сечение с другими характеристиками бетона и армирования (бетон В25,  $\mu = 0,7\%$ ).

## 2.4. Сопоставление результатов расчета железобетонного сечения с использованием нормативных подходов к учету нелинейного деформирования железобетона

Проанализируем снижение изгибной  $EI$  и продольной  $E\cdot A$  жесткостей сечения за счет физически нелинейной работы конструкции и выполним сравнительный анализ значений коэффициентов, описанных в СП 430.1325800 и СП 63.13330, с нелинейным расчетом, основанным на деформационной модели, на примере сечения, представленного на Рисунке 2.2.

На Рисунке 2.8 представлен график предельных значений силовых факторов  $M$  (кН·м) и  $N$  (кН) для рассматриваемого сечения.

При анализе изгибной жесткости сечения рассмотрим случай изгибаемого сечения горизонтального элемента, который на Рисунке 2.8 соответствует линии 1–1. Кроме этого, проанализируем работу сжато-изгибаемого (вертикального) элемента – колонны/стены. На Рисунке 2.8 работа элемента на внецентренное сжатие соответствует линии 2–2.

Анализ продольной жесткости в рамках настоящей работы выполнен для наиболее общего случая сжатия вертикального элемента при нагружении продольной силой по линии 3–3 на Рисунке 2.8.

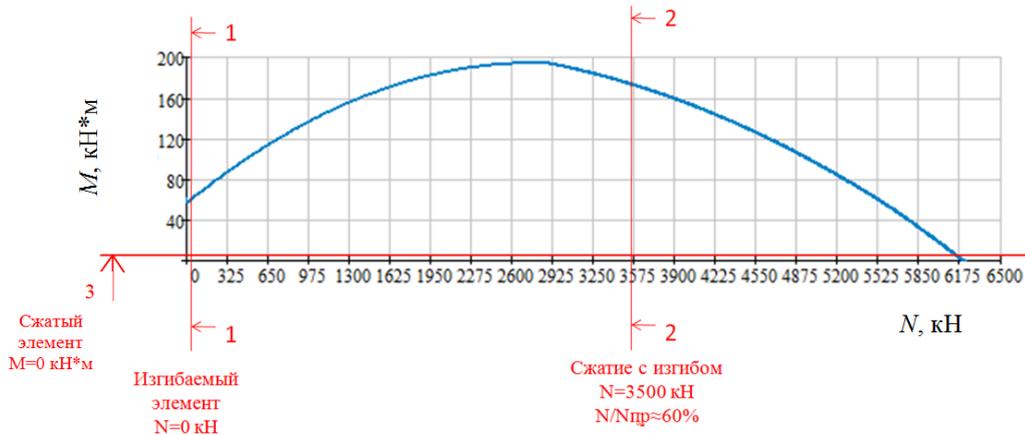


Рисунок 2.8 – График предельных значений силовых факторов  $M$  (кН·м) и  $N$  (кН) для рассматриваемого сечения

Расчет по СП 430.1325800 выполнен с понижающими коэффициентами относительно начального модуля упругости бетона 0,6 для сжато-изгибаемых конструкций, 0,3 и 0,2 для изгибаемых конструкций соответственно до и после образования трещин без учета армирования.

При анализе величины понижающего коэффициента жесткости по СП 63.13330, как отмечено в п. 2.2.3, следует рассмотреть, в первую очередь, общепринятый подход с использованием только формулы (2.5). Снижение жесткости задано относительно расчетной схемы,

учитывающей упругую работу элемента с начальным модулем упругости бетона без учета армирования (график 1 на Рисунках 2.10, 2.11, 2.13, 2.14, 2.20). Понижающий коэффициент для изгибаемых и сжато-изгибаемых элементов по СП 63.13330 для сечения, рассматриваемого на Рисунке 2.2, составит:  $1/(1+1,6)=0,38$ .

Коэффициенты снижения изгибной жесткости сечения определяются по формуле (2.9):

$$k = D_{nl}/D_{el},$$

где  $D_{el} = E_b \cdot I$  – жесткость элемента, определяемая как для упругого сплошного тела с начальным модулем упругости бетона без учета армирования;

$D_{nl}$  – изгибная жесткость элемента с учетом трещин и неупругих деформаций, определяемая как отношение действующего момента к кривизне (см. Рисунок 2.9).

$$D_{nl} = M/\kappa. \quad (2.12)$$

Оценим также снижение касательной изгибной жесткости сечения ( $D_{el,tan}$ ).

$$k_{tan} = D_{nl,tan}/D_{el}. \quad (2.13)$$

По формулам (2.9) и (2.13) определялись коэффициенты снижения жесткости сечения на сжатие. При этом в формуле (2.9) принималось:

$D_{el} = E_b \cdot A$  – жесткость элемента на сжатие, представляющего собой упругое сплошное тело с начальным модулем упругости бетона без учета армирования;

$D_{nl} = N/\varepsilon$  – жесткость элемента на сжатие с учетом неупругих деформаций, определяемая как отношение продольной силы к продольной деформации (см. Рисунок 2.9).

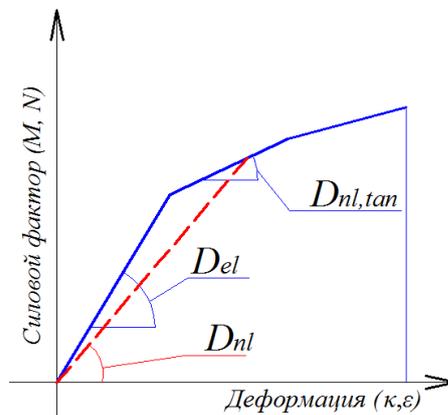


Рисунок 2.9 – Зависимость между усилием и деформацией

Кроме этого, выполним расчет деформаций элемента на изгиб и сжатие по аналитическим формулам (2.1) – (2.8) СП 63.13330 с учетом фактического армирования для двух случаев: с учетом и без учета коэффициента  $\psi_s$ .

В первую очередь рассматриваем случай работы изгибаемого элемента без сжатия.

На Рисунках 2.10 и 2.11 представлены диаграммы зависимости «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» и «изгибная жесткость (кН·м<sup>2</sup>) – изгибающий момент (кН·м)» по результа-

там упругого расчета бетонного сечения без учета армирования с использованием  $E_b$  (график 1), с коэффициентом ползучести по СП 63.13330 (график 2), с использованием коэффициентов СП 430.1325800 (график 3), а также по результатам расчета с использованием нелинейной деформационной модели работы железобетона (график 4). Результаты расчета с использованием аналитических формул (2.1) – (2.8) СП 63.13330 с учетом и без учета  $\psi_s$  представлены на графиках 5 и 6. В нелинейном расчете изгибная жесткость сечения определялась по формуле (2.12).

На Рисунке 2.12 представлены графики «понижающий коэффициент изгибной жесткости по формулам (2.9) и (2.13) – изгибающий момент (кН·м)» по результатам расчета по различным методикам.

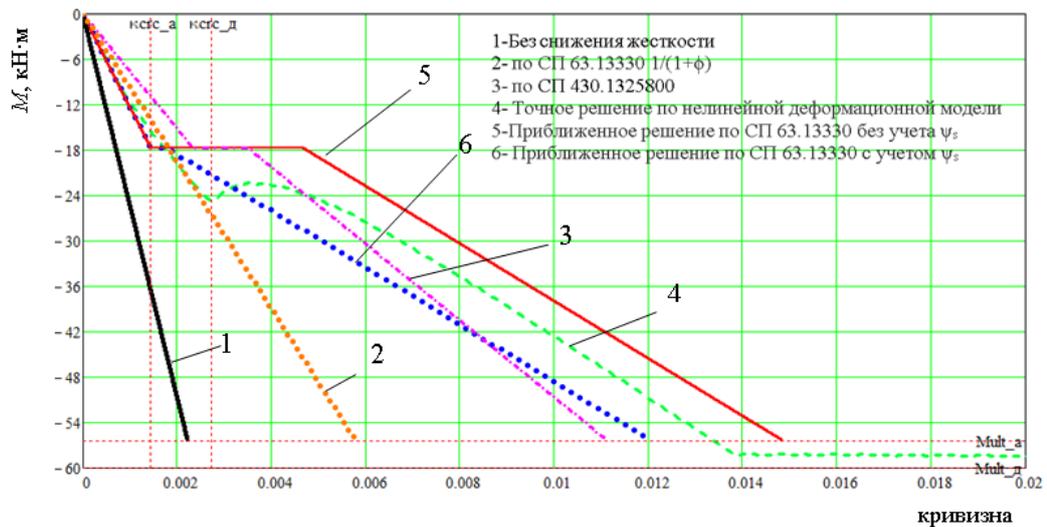


Рисунок 2.10 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» для изгибаемого сечения

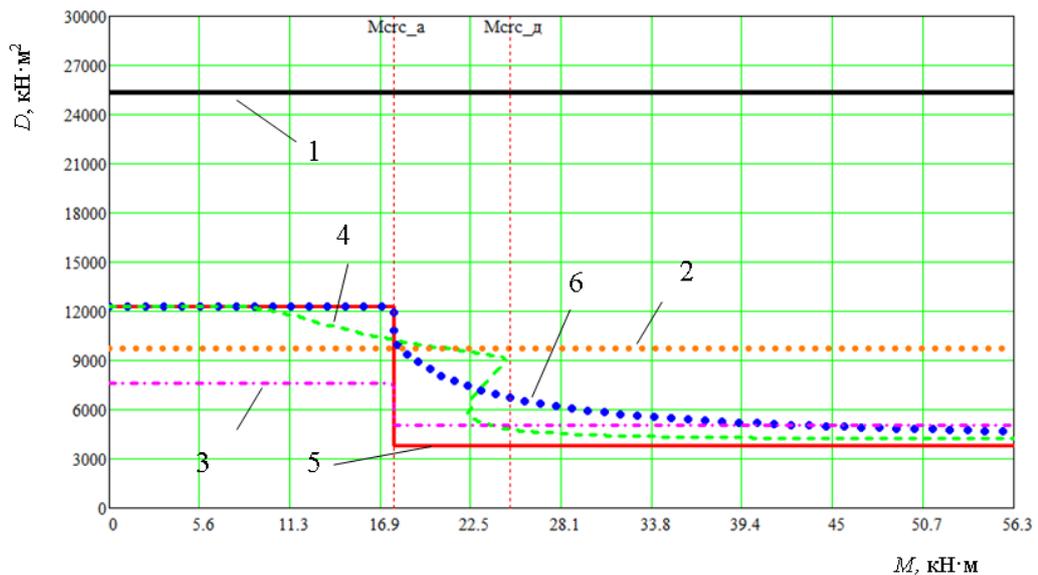
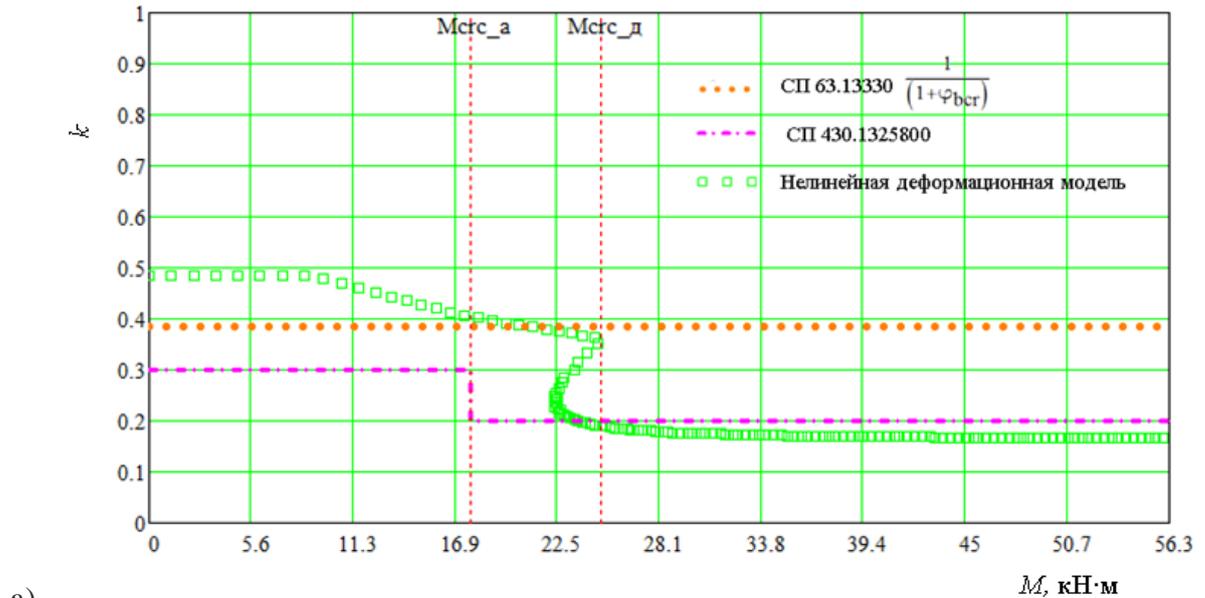
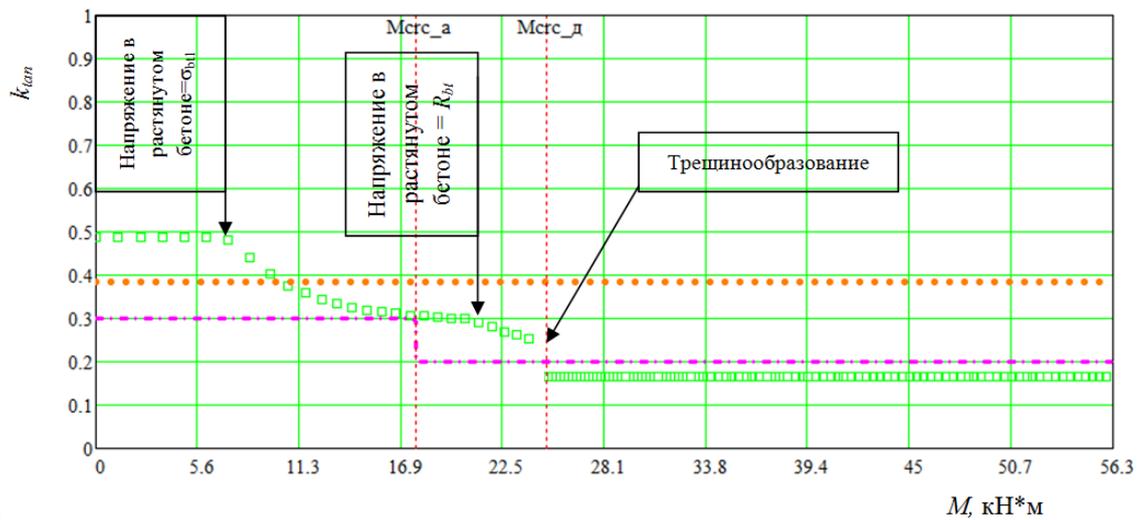


Рисунок 2.11 – Зависимость «изгибная жесткость (кН·м<sup>2</sup>) изгибающий момент (кН·м)» для изгибаемого сечения



а)



б)

Рисунок 2.12 – Зависимость «понижающий коэффициент изгибной жесткости – изгибающий момент (кН·м)» для изгибаемого сечения: а) для секущей изгибной жесткости; б) для касательной изгибной жесткости

Величина предельного изгибающего момента, определенная по аналитическим формулам СП 63.13330 ( $M_{\text{ult}_a} = 56,3$  кН·м), достаточно близко соответствует значению предельного изгибающего момента, полученного при расчете по нелинейной деформационной модели ( $M_{\text{ult}_d} = 58,1$  кН·м). Величина изгибающего момента образования трещин, определенная по формулам СП 63.13330 ( $M_{\text{crc}_a} = 17,8$  кН·м), отличается от значения изгибающего момента трещинообразования, полученного при расчете по нелинейной деформационной модели ( $M_{\text{crc}_d} = 25,0$  кН·м). Это различие объясняется недоучетом в формуле СП 63.13330 работы участка растянутого бетона, расположенного выше трещины. Можно отметить близкое соответствие формул (2.1) – (2.8) СП 63.13330 по оценке деформаций изогнутого элемента (графики 5,

б на Рисунках 2.10, 2.11) нелинейному расчету (графики 4, на Рисунках 2.10, 2.11). Также следует отметить, что учет работы растянутого бетона между трещинами при помощи нормативного коэффициента  $\psi_s$  оказывает значительное влияние на изгибную жесткость сечения.

До достижения момента трещинообразования в сечении  $M_{cr\_д}$  на графиках, построенных по результатам нелинейного деформационного расчета (см. Рисунок 2.12 б), явно выделяются два участка снижения касательной изгибной жесткости. Переломы на графиках появляются при малых значениях изгибающих моментов и соответствуют началу пластических деформаций в растянутой зоне бетона. Точка первого перелома на графике соответствует изгибающему моменту, вызывающему в растянутой зоне напряжения, равные  $\sigma_{bt1}$ , которые характеризуют точку перелома на ветви растяжения принятой нормативной диаграмме работы бетона (см. Рисунок 2.3). Точка второго перелома графика соответствует изгибающему моменту, вызывающему напряжения в наиболее растянутом волокне сечения равные принятой прочности бетона на растяжение  $R_{bt}$ .

Момент трещинообразования соответствует достижению в бетоне растянутой зоны сечения предельной деформации  $\varepsilon_{bt2}$ . В момент трещинообразования происходит резкое снижение изгибной жесткости сечения практически до минимального значения. Нормами [117] допускается развитие трещин в железобетонных конструкциях. В связи с тем, что в изгибаемых несущих конструкциях, как правило, возникают трещины, область работы горизонтальных элементов на графиках (см. Рисунки 2.10, 2.11, 2.12) располагается после момента трещинообразования сечения. Как видно из Рисунка 2.12, недоучет снижения жесткости вследствие трещинообразования при использовании понижающего коэффициента изгибной жесткости по СП 63.13330 (понижающий коэффициент изгибной жесткости равен 0,38) приводит к значительному завышению жесткости сечения по сравнению с нелинейным расчетом (в последнем случае понижающий коэффициент изгибной жесткости равен 0,17). Как можно заметить, величина понижающего коэффициента изгибной жесткости, принятая равной 0,2 по СП 430.1325800, после момента трещинообразования для данного сечения достаточно близка значению понижающего коэффициента (0,17), полученному по результатам нелинейного расчета.

На Рисунках 2.13 и 2.14 представлены диаграммы зависимости «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» и «изгибная жесткость (кН·м<sup>2</sup>) – изгибающий момент (кН·м)» по результатам упругого расчета бетонного сечения без учета армирования с использованием значения  $E_b$  (график 1), с коэффициентом ползучести по СП 63.13330 (график 2), коэффициентами СП 430.1325800 (график 3), а также расчета с использованием нелинейной деформационной модели работы железобетона (график 4). Результаты расчетов с использованием аналитических формул (2.1) – (2.8) СП 63.13330 с учетом и без учета  $\psi_s$  представлены на графиках 5 и 6.

На Рисунке 2.15 представлены графики «понижающий коэффициент изгибной жесткости – изгибающий момент (кН·м)» по результатам расчета по различным методикам. Коэффициенты снижения изгибной жесткости (см. Рисунок 2.15) сечения определялись по формулам (2.9) и (2.13).

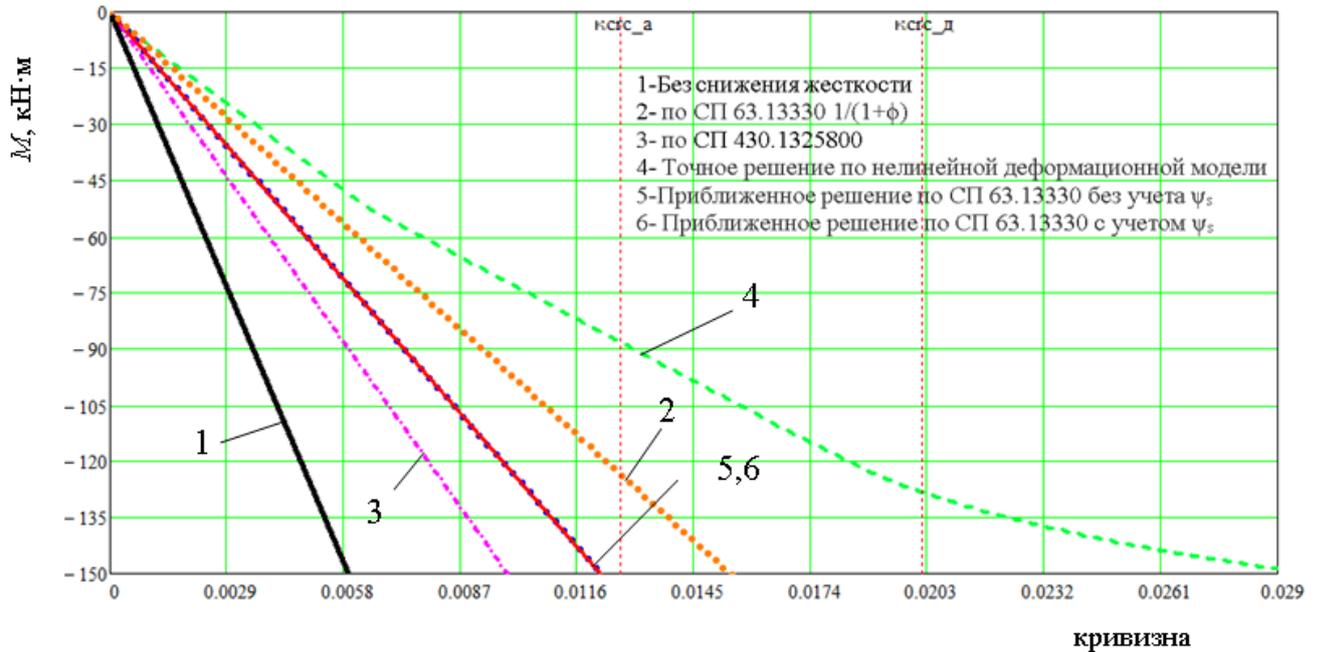


Рисунок 2.13 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» для сжато-изгибаемого сечения

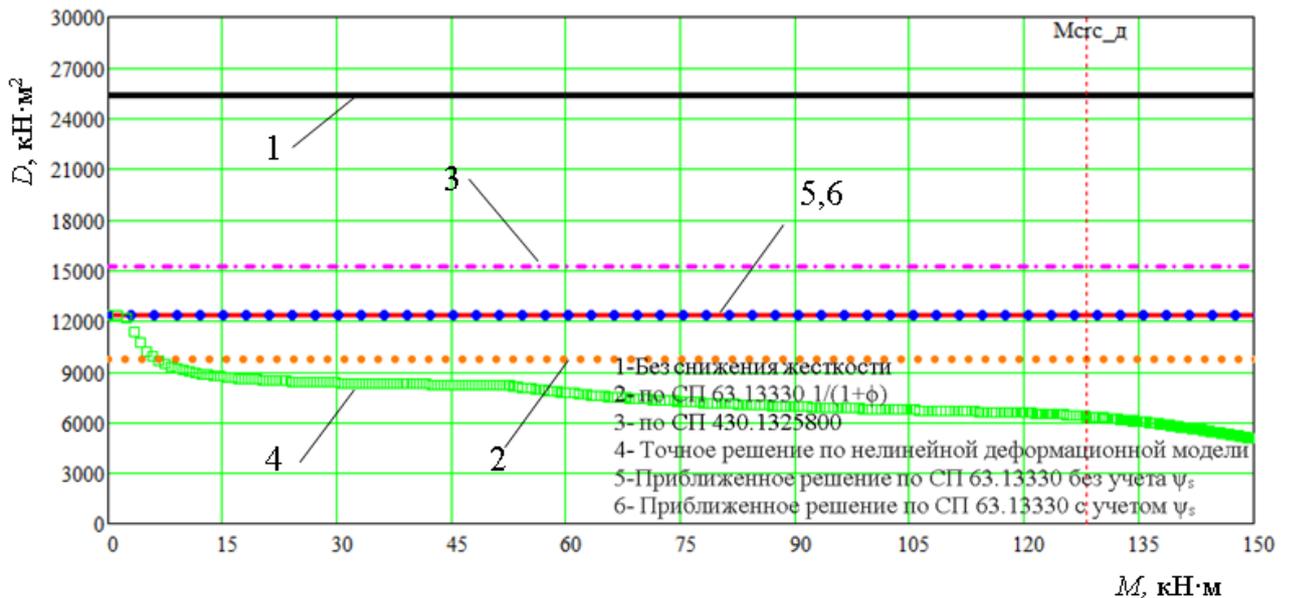


Рисунок 2.14 – Зависимость «изгибная жесткость (кН·м<sup>2</sup>) изгибающий момент (кН·м)» для сжато-изгибаемого сечения

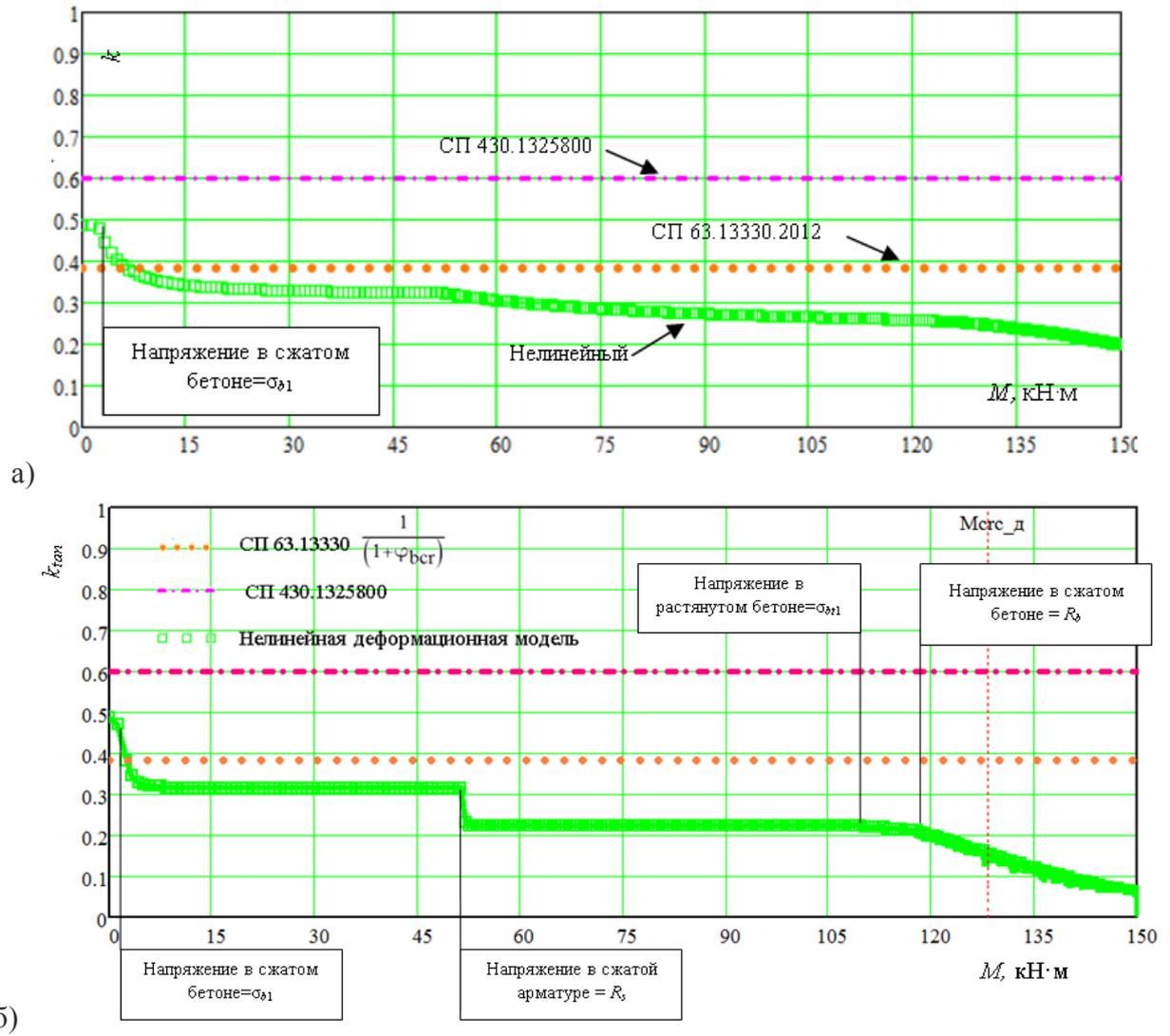


Рисунок 2.15 – Зависимость «понижающий коэффициент изгибной жесткости – изгибающий момент ( $\text{kN}\cdot\text{м}$ )» для сжато-изгибаемого элемента: а) для секущей изгибной жесткости; б) для касательной изгибной жесткости для сжато-изгибаемого сечения

Анализ графиков показывает, что нормативные методы упрощенной оценки жесткости для сжато-изгибаемого элемента завышают изгибную жесткость сечения по сравнению с оценкой жесткости по нелинейной методике расчета. В наибольшей степени завышается жесткость при использовании коэффициентов по СП 430.1325800 (0,6). Как видно (см. Рисунок 2.14, 2.15), при использовании этой методики даже на начальном этапе упругой работы сечения жесткость оказывается завышенной вследствие недоучета ползучести бетона (коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузок 0,38). С увеличением изгибающего момента разница между расчетом по СП 430.1325800 и нелинейным расчетом увеличивается вследствие недоучета развития пластических деформаций при достижениях напряжениями в сжатой зоне бетона величины  $\sigma_{b1}$ . После достижения данного уровня напряжений в бетоне величина коэффициента понижения жесткости по нелинейному расчету снижается до  $\sim 0,3$ . Таким образом, использование рекомендаций [118] может приводить к завышению жесткости

вертикальных несущих конструкций при учете длительного действия нагрузки, что необходимо при выполнении расчета взаимодействия здания и основания согласно СП 20.13330. С учетом того, что распределение усилий в статически неопределимой конструктивной системе здания зависит от соотношения жесткостей конструкций, рекомендуемое [118] соотношение понижающих коэффициентов жесткостей горизонтальных и вертикальных элементов, составляющее 0,2:0,6, будет приводить к завышению жесткости опорных моментов в вертикальных несущих элементах, а пролетные моменты в балках и перекрытиях будут занижены.

Результаты упрощенного расчета по СП 63.13330 на этапе упругой работы сечения занижают жесткость сечения. Большая изгибная жесткость сечения на данном этапе работы при нелинейном расчете объясняется учетом жесткости арматуры. С увеличением изгибающего момента при достижении напряжениями в сжатой зоне бетона величины  $\sigma_{b1}$  изгибная жесткость сечения при нелинейном расчете снижается вследствие развития пластических деформаций бетона. На данной стадии работы сечения использование понижающего коэффициента по СП 63.13330 будет приводить к завышению изгибной жесткости сечения.

При дальнейшем увеличении изгибающего момента учет нелинейной работы материалов приводит к резкому снижению понижающего коэффициента при достижении сжатой арматуре напряжений  $R_s$ . Однако этот этап работы сечения не представляет интереса в реальном проектировании.

При анализе графиков, представленных на Рисунке 2.14, можно отметить, что аналитические формулы (2.1) – (2.8) СП 63.13330 по оценке деформаций сжато-изгибаемого элемента также могут завышать изгибную жесткость сжато-изгибаемой конструкций ввиду недоучета пластических деформаций бетона.

На Рисунке 2.16 представлена диаграмма, описывающая фактические величины понижающих коэффициентов изгибной жесткости при длительном действии нагрузки в зависимости от сочетания силовых факторов  $N/N_{ult}$  и  $M/M_{ult}$ , построенная на основании расчета с использованием нелинейной деформационной модели по формуле (2.9). Как видно из Рисунка 2.16, при достижении величины продольной силы, составляющей порядка 60% от предельного значения, изгибная жесткость сжато-изогнутого элемента начинает снижаться и может быть в несколько раз ниже регламентированной нормами СП 430.1325800 и СП63.13330 величины. При этом коэффициент снижения изгибной жесткости сжато-изогнутого элемента может быть меньше, чем для чисто изогнутого элемента.

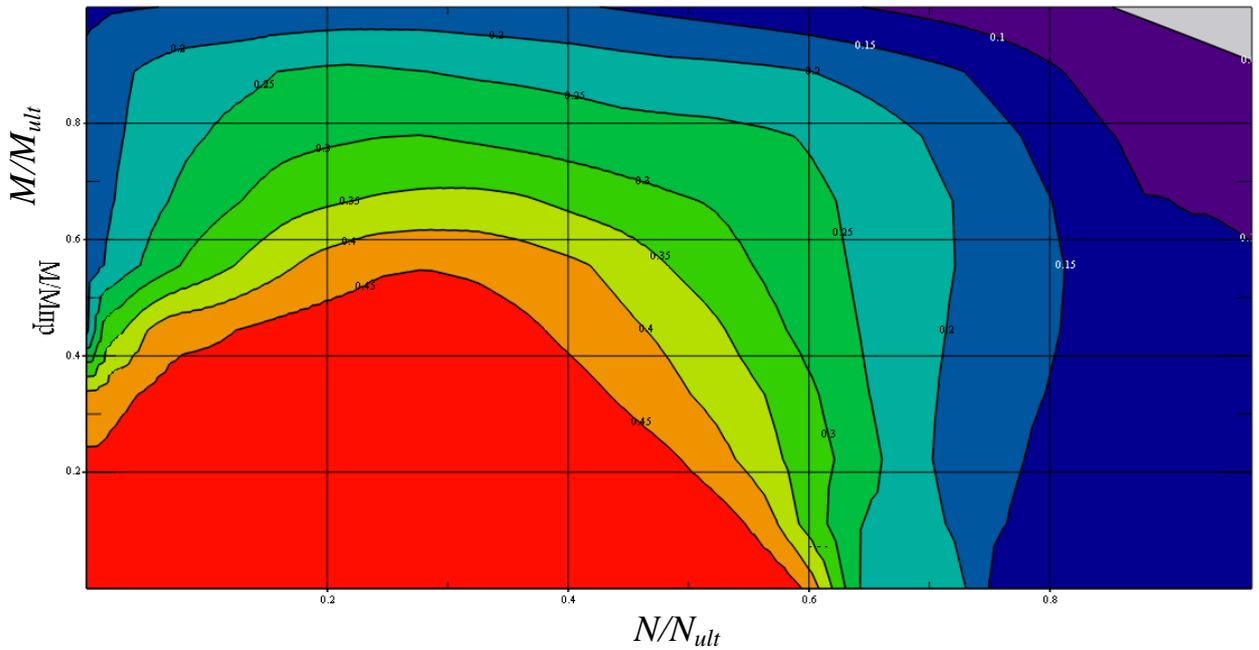


Рисунок 2.16 – Диаграмма зависимости понижающего коэффициента изгибной жесткости  $k$ , учитывающего неупругую работу элемента, от величины силовых факторов  $N/N_{ult}$  и  $M/M_{ult}$  для рассматриваемого сечения при длительном действии нагрузки

На схеме (см. Рисунок 2.17) отмечены области диаграммы (см. Рисунок 2.16), которые соответствуют основным этапам нелинейной работы сечения по результатам нелинейного расчета. Область упругой работы ограничена линиями  $\sigma_b = \sigma_{bt1}$  (синяя линия) и  $\sigma_b = \sigma_{b1}$  (коричневая линия), которые соответствуют перелому на нормативной трехлинейной диаграмме работы растянутого и сжатого бетона соответственно.

На диаграмме зеленой линией отмечено начало трещинообразования в конструкции, когда деформация наиболее растянутого волокна сечения достигает величины предельно допустимой деформации  $\varepsilon_{bt2}$ . Для изгибаемых элементов данная линия соответствует усилиям, вызывающим страгивание трещины, что приводит к значительному снижению жесткости (см. Рисунок 2.10). Горизонтальные несущие конструкции, как правило, проектируются для работы в состоянии выше этой линии – при раскрытии трещин. Ниже границы трещинообразования отмечена линия  $\sigma_{bt} = R_{bt}$ , после которой бетон работает идеально пластически до достижения предельной деформации на растяжение и образования трещины. Также на диаграмме указана граница (бирюзовая линия), выше которой напряжения в растянутой арматуре напряжений равны  $R_s$ .

На Рисунке 2.17 также показаны области достижения в сжатой арматуре напряжений  $R_{sc}$ , достижения в сжатом бетоне напряжений  $R_b$ .

Пунктиром на Рисунке 2.17 указана условная граница «рационально» запроектированных конструкций, рассчитанных по прочности, выше которой коэффициент использования материала сечения будет не менее 0,7. Как видно из диаграммы, в случае учета длительно действующих

нагрузок понижающий коэффициент жесткости для горизонтальных и вертикальных несущих конструкций может быть принят не более  $\sim 0,2$ .

Можно отметить, что использование в расчетах близкой величины понижающего коэффициента жесткости для вертикальных и горизонтальных несущих элементов допускается зарубежной литературой [105, 127]. В работе [105] сравнивались различные подходы по учету коэффициента понижения изгибной жесткости стен (*effective stiffness multiplier*). При этом в расчетах сравнивались два предельных значения понижающих коэффициентов для стен 0,8 и 0,2, встреченные в технической литературе. Результаты упругого анализа показали, что для определения пониженной жесткости конструкций (*effective stiffness*) необходимо учитывать уровень нагружения конструкции продольной силой. Было установлено, что использование коэффициентов снижения изгибной жесткости для стен «наиболее распространенный подход» с учетом коэффициента 0,8 для стен, 0,5 для перекрытий приводит к завышению жесткости конструкций по сравнению с данными натурных испытаний схемы. Использование коэффициентов 0,2 для стен нижних уровней, 0,3 для стен верхних уровней и 0,1 для перекрытий привело лучшему согласованию результатов и результатов испытания сооружения горизонтальной нагрузкой и численных расчетов. То есть было установлено, что фактическая величина жесткости может быть в несколько раз значительно ниже рекомендуемых нормами [120, 127–132] значений.

На Рисунках 2.18 – 2.19 представлено сравнение понижающего полученного значения коэффициента изгибной жесткости  $k$  с рекомендациями различных источников. Для примера рассматриваются зависимости « $k - (N/N_{ult})$ » для стены/колонны (см. Рисунок 2.17) и « $k - (M/M_{ult})$ » для балки/плиты, (см. Рисунок 2.18).

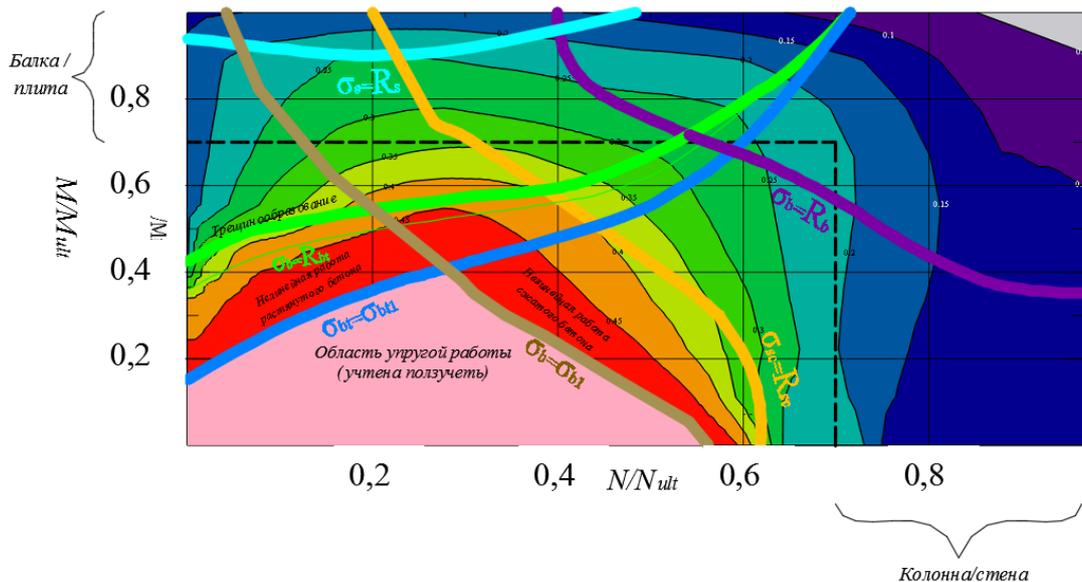


Рисунок 2.17 – Диаграмма зависимости понижающего коэффициента изгибной жесткости  $k$ , учитывающего неупругую работу элемента, от силовых факторов  $N/N_{ult}$  и  $M/M_{ult}$  для сечения на Рисунке 2.2

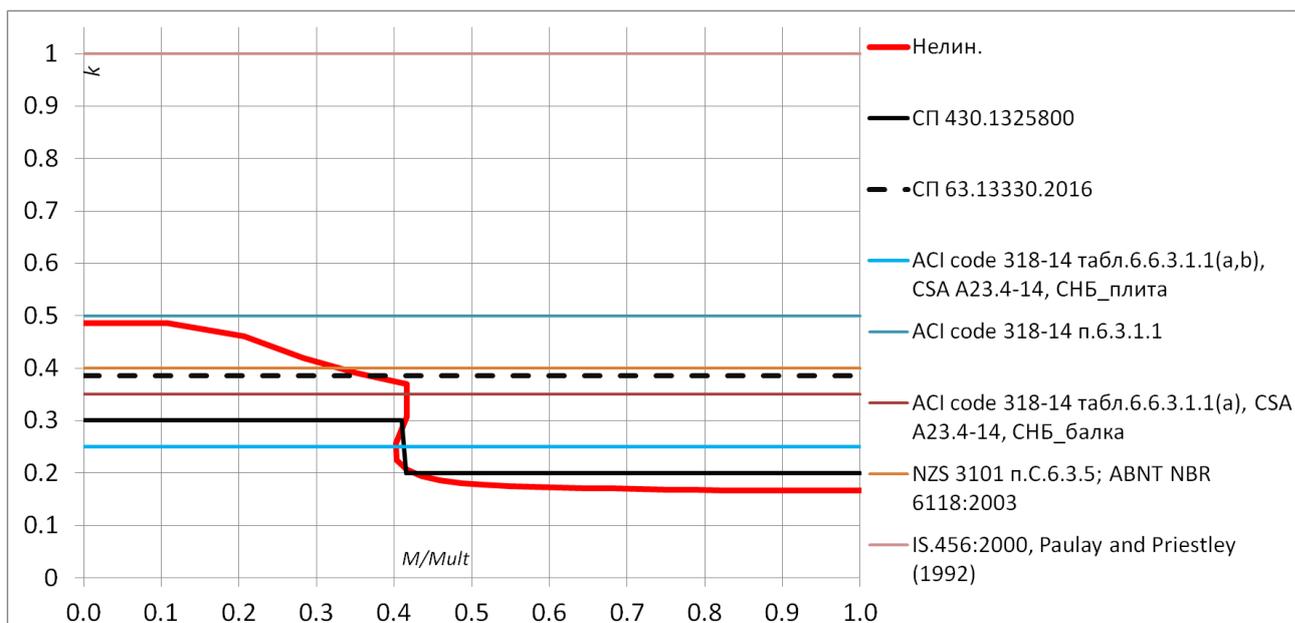


Рисунок 2.18 – Зависимость « $k - (M/M_{ult})$ » для секущей изгибной жесткости изгибаемого сечения по рекомендациям различных источников

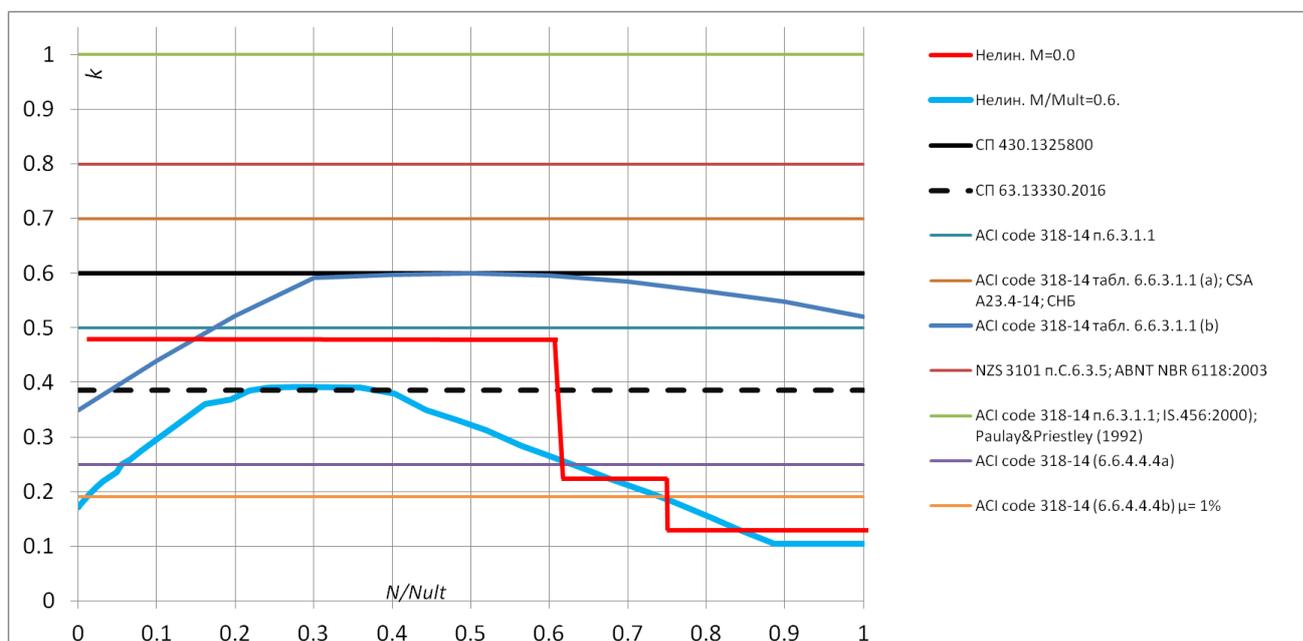


Рисунок 2.19 – Зависимость « $k - (N/N_{ult})$ » для секущей изгибной жесткости сечения, подверженного изгибу со сжатием, по рекомендациям различных источников

Как видно из Рисунков 2.18, 2.19 рекомендации зарубежных стандартов также предлагают завышенные значения понижающих коэффициентов жесткости. Причина недостатков рекомендаций, по всей видимости, исходит из того, что в нормах не предполагается учет взаимодействия здания и основания. В литературе указывается, что при расчетах конструктивных схем зданий распределение усилий зависит от соотношения жесткостей элементов статически неоп-

ределимой системы, а не от их абсолютного значения. Однако, нужно помнить, что распределение усилий в элементах расчетной схемы, учитывающей взаимодействие с основанием, будет также зависеть от соотношения жесткостей здания и основания. Таким образом, в совместных расчетах здания и основания требуется знать абсолютную величину жесткости железобетонных конструкций, а не только их относительные величины.

Следует отметить, что формулы *ACI 318-14 6.6.4.4.4a-b* (см. Рисунок 2.19) предназначенные для оценки абсолютного значения жесткости колонны при расчете на устойчивость при длительном действии нагрузки (в них учитывается коэффициент ползучести) будут соответствовать результатам проведенного нелинейного расчета изгибной жесткости рассматриваемой конструкции при  $N/N_{ult}$  более 60% [109] (см. Рисунок 2.19 и Приложение Е).

Проанализируем значения понижающих коэффициентов продольной жесткости сжатого элемента по рекомендациям отечественных норм при расчете на длительное действие нагрузки.

На Рисунке 2.20 представлена диаграмма зависимости «продольная сила (кН) – относительная продольная деформация» для вертикальной несущей конструкции по результатам упругого расчета бетонного сечения без учета армирования с использованием  $E_b$  (график 1), с учетом коэффициента ползучести по СП 63.13330 (график 2), с учетом коэффициентов СП 430.1325800 (график 3), а также расчета с использованием нелинейной деформационной модели работы железобетона (график 4). Как видно из Рисунка 2.20, график нелинейного деформирования имеет близкий к трехлинейному вид, соответствующий принятой трехлинейной диаграммой деформирования бетона. Отличие диаграммы от нормативной трехлинейной вызвано учетом арматуры.

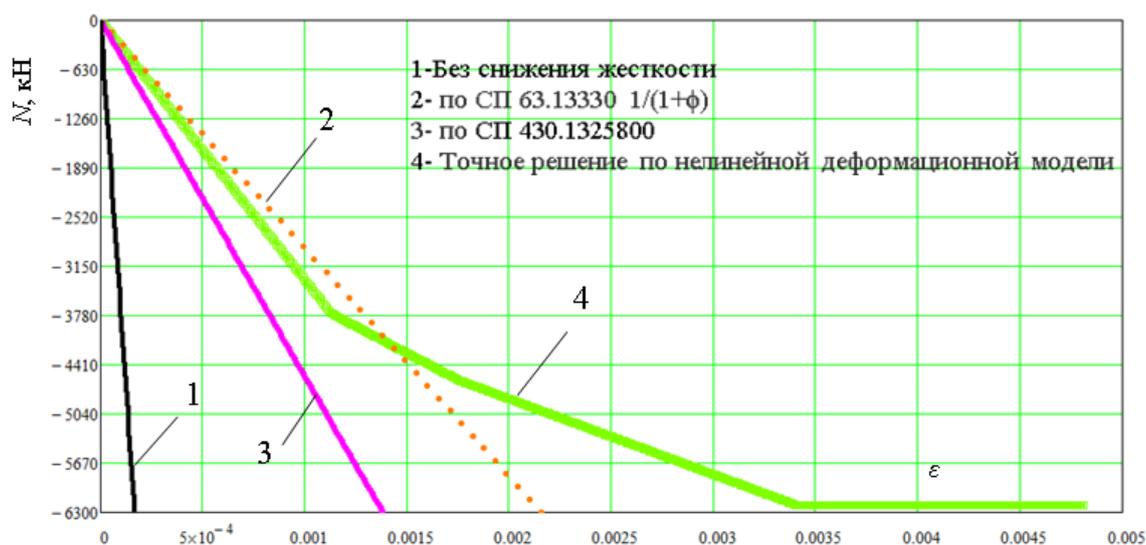


Рисунок 2.20 – Зависимость «продольная сила (кН) – продольная деформация» при сжатии

На начальном этапе нагружения сечение работает упруго. На стадии упругой работы жесткость сечения, вычисленная через понижающие коэффициенты по СП 430.1325800, даже без учета жесткости арматуры, выше, чем по результатам нелинейного расчета. Это объясняется тем, что понижающий коэффициент 0,6 для вертикальных элементов по СП 430.1325800 больше коэффициента, учитывающего релаксацию напряжений за счет ползучести при длительном действии нагрузки ( $1/(1+\varphi_{b,cr})$ ), в данном расчетном случае равному 0,38. Результаты упрощенного расчета по СП 63.13330 на данном этапе работы сечения близки к результатам нелинейного расчета. Большая жесткость сечения при нелинейном расчете объясняется учетом жесткости арматуры.

На графике (см. Рисунок 2.20) четко выражен перелом, соответствующий моменту достижения в бетоне напряжения  $\sigma_{b1}$ . На данном этапе нагружения величина понижающего коэффициента по нелинейному расчету составила 0,2. Можно отметить, что при данном уровне напряжений недоучет пластических деформаций бетона приводит к значительной переоценке жесткости железобетонного сечения при расчете по нормативной методике по сравнению с нелинейным расчетом.

Второй перелом на графике наблюдается в момент достижения арматурой напряжения  $R_s$ .

На Рисунке 2.21 представлены графики зависимости понижающего коэффициента продольной жесткости по формулам (2.9) и (2.13) от продольной деформации сечения по результатам расчета по различным методикам.

Из графиков видно, что принятые нормативные подходы по назначению понижающих коэффициентов отличаются от полученных в результате моделирования нелинейной работы железобетона и ведут к завышению жесткости конструкций вследствие недоучета указанных факторов нелинейной работы железобетона.

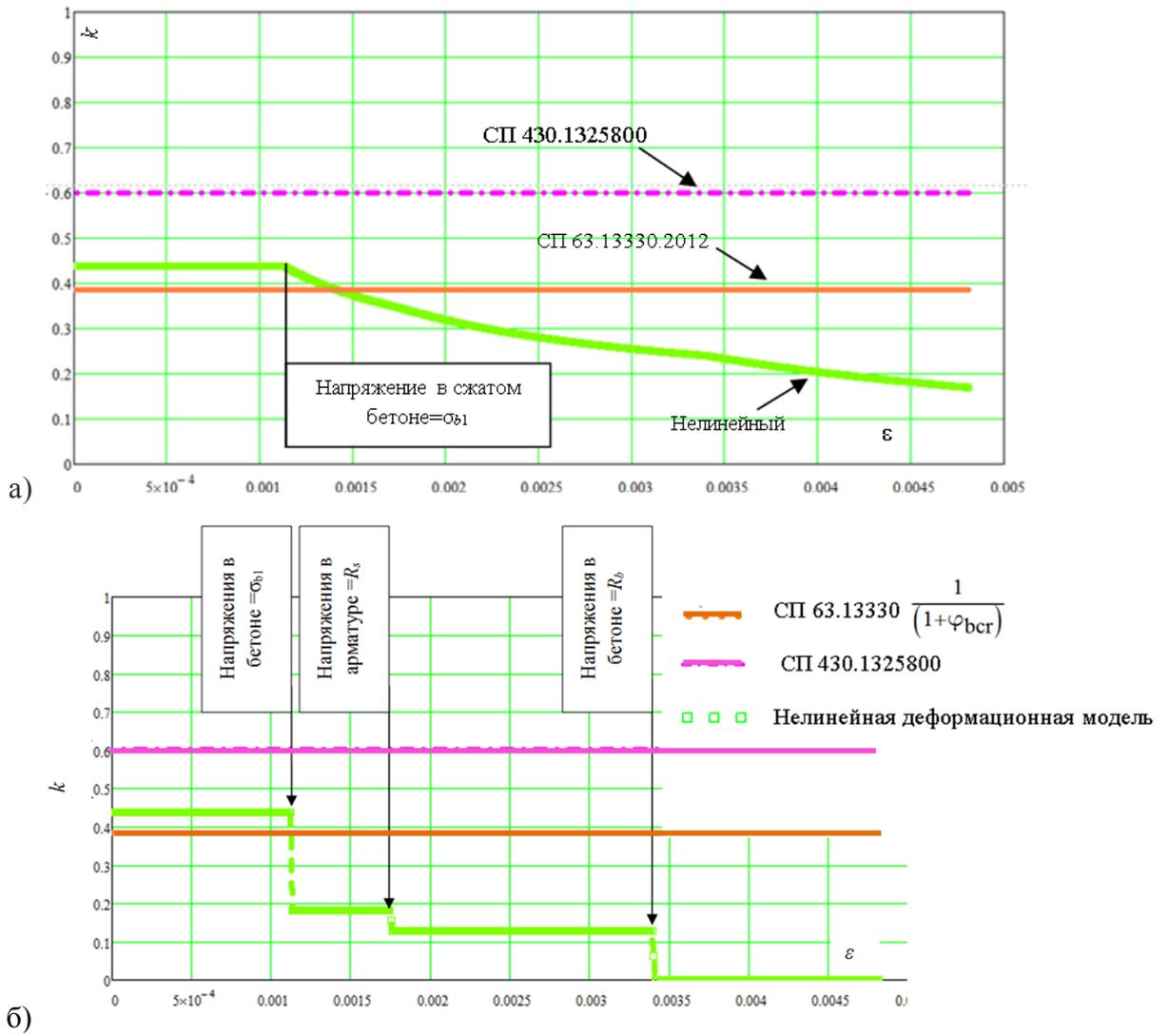


Рисунок 2.21 – Графики зависимости понижающего коэффициента жесткости на сжатие от продольной деформации при сжатии: а) по формуле (2.9); б) по формуле (2.13)

## 2.5. Выводы по главе 2

1. При выполнении конечно-элементных расчетов взаимодействия зданий и сооружений с основанием учет физической нелинейности железобетона в практике проектирования выполняется упрощенно. При расчетах зданий всех категорий ответственности, включая уникальные и технически сложные объекты, виду сложности и длительности нелинейного расчета, как правило, ограничиваются расчетами несущих конструктивных систем зданий и сооружений с использованием упругой модели работы железобетонных конструкций. Учет физически нелинейной работы конструкций осуществляется понижением модуля деформации материала конструкций в упругой схеме коэффициентами, обобщенно учитывающими нелинейную работу железобетона. В рекомендациях отечественных норм СП 430.1325800 и СП 63.13330 используются два различных подхода по назначению понижающих коэффициентов жесткости.

2. Согласно рекомендациям отечественных норм применяются понижающие коэффициенты жесткости относительно начального модуля упругости бетона  $E_b$ . Таким образом, игнорируется различное снижение изгибной и продольной жесткости элемента за счет физической нелинейности.

3. По результатам анализа диаграмм «изгибающий момент – кривизна» и «нормальное напряжение – продольная деформация» установлены существенные несоответствия рекомендаций СП 430.1325800 и СП 63.13330 по назначению понижающих коэффициентов жесткости расчетам с использованием нелинейной деформационной модели железобетона. В ряде случаев рекомендации норм ведут к завышению жесткости несущих конструкций из-за недоучета основных факторов нелинейной работы железобетонных конструкций – трещинообразования, ползучести, пластических деформаций бетона и могут приводить к получению неверного распределения усилий в элементах расчетной схемы.

4. Выявлено завышение изгибной жесткости сжато-изгибаемых элементов при использовании аналитических формул (2.3 – 2.9), описанных в СП 63.13330.

5. В рекомендациях СП 430.1325800 понижающий коэффициент жесткости для вертикальных несущих конструкций недооценивает эффект ползучести бетона, а также пластических деформаций бетона при достижении уровня напряжений в бетоне более величины  $\sigma_{b1}$ , что может приводить к завышению жесткости конструкций при длительном действии нагрузок более чем в два раза.

6. Использование рекомендаций СП 430.1325800 по назначению понижающего коэффициента жесткости для горизонтальных несущих конструкций в ряде случаев может приводить к результатам близко соответствующим нелинейному расчету.

7. Поскольку балки и плиты, как правило, проектируются с учетом ограниченной ширины раскрытия трещин, назначение жесткости элементов расчетной схемы в соответствии с рекомендациями СП 63.13330 приводит к недооценке трещинообразования, возникающего в горизонтальных железобетонных конструкциях. Это может приводить к завышению жесткости конструкций здания, работающих на изгиб, более чем в два раза.

8. Использование рекомендаций СП 63.13330 по назначению понижающего коэффициента приводит к недооценке пластических деформаций бетона при превышении напряжениями в бетоне величины  $\sigma_{b1}$ , что может приводить к завышению жесткости конструкции.

9. При нагружении железобетонного элемента продольной силой до достижения порядка 60% от предельного значения изгибная жесткость сжато-изогнутого элемента начинает резко снижаться и может быть в несколько раз ниже рекомендуемой нормами СП 430.1325800 и СП 63.13330 величины, при этом изгибная жесткость сжато-изогнутого элемента может быть ниже, чем при изгибе без сжатия. Это может весьма существенно влиять на перераспределение усилий между вертикальными и горизонтальными несущими конструкциями. Рекомендуемое СП 430.1325800 соотношение понижающих коэффициентов жесткостей изгибаемых и сжато-изогнутых элементов, составляющее 0,2:0,6, будет приводить к завышению опорных моментов в вертикальных несущих элементах, а пролетные моменты в балках и перекрытиях будут занижены. При более правильном учете нелинейной работы железобетона большее снижение изгибной жесткости сжатых элементов может приводить к увеличению изгибающих моментов в балках и плитах перекрытий. В результате расчеты по рекомендациям норм могут привести к дефициту прочности балок и плит в конструкциях зданий и сооружений.

10. Выявленные недостатки имеющихся рекомендаций отечественных норм будут приводить к тому, что результаты расчета с квазиупругими характеристиками бетона будут существенно отличаться от результатов, полученных по расчету с использованием нелинейной модели железобетона.

11. Рекомендации зарубежных стандартов также предлагают завышенные значения понижающих коэффициентов жесткости. В литературе указывается, что при расчетах конструктивных схем зданий распределение усилий зависит от соотношения жесткостей элементов статически неопределимой системы, а не от их абсолютного значения. Данный подход будет справедлив при расчете схемы на неподатливых опорах либо основания в виде не связанных между собой податливых связей. Однако распределение усилий в элементах расчетной схемы, учитывающей взаимодействие с основанием в виде деформируемого полупространства, будет также зависеть от соотношения жесткостей здания и основания. Таким образом, в случае подобных расчетов требуется правильно оценить общую величину жесткости конструктивной системы здания, а не только относительные величины жесткостей её элементов. Следовательно, исполь-

зование указанных в нормах величин понижающих коэффициентов жесткости железобетонных конструкций не предполагается в расчетах, учитывающих взаимодействие здания и основания в виде деформируемого полупространства.

12. Следовательно, необходимо развитие метода расчета, который позволил бы описывать напряженно-деформированное состояние системы «здание – основание» при упрощенном учете физически нелинейной работы железобетонных конструкций в численных расчетах, в соответствии с результатами расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона.

### ГЛАВА 3. РАЗВИТИЕ МЕТОДА УЧЕТА НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СОВМЕСТНЫХ ЧИСЛЕННЫХ РАСЧЕТАХ ЗДАНИЯ И ОСНОВАНИЯ<sup>3</sup>

#### 3.1. Постановка задачи разрабатываемой методики. Основные положения, принятые в методике

По результатам анализа, проведенного в главе 2, выявлена существенная разница результатов расчетов жесткости железобетонных конструкций по упрощенным методикам, учитывающим физическую нелинейность железобетона представленных в нормах, с результатами расчета при использовании нелинейной деформационной модели.

Задача 1. В расчетах деформации здания на основании необходимо правильно назначить общую жесткость расчетной схемы здания с учетом нелинейной работы конструкций. Поэтому выявленные недостатки норм свидетельствуют о необходимости уточнения методики по назначению понижающих коэффициентов жесткости конструкций в упругой расчетной схеме для более близкого соответствия результатам нелинейного расчета с целью использования в расчетах, учитывающих взаимодействие здания и основания.

Задача 2. Выявленное завышение жесткости сечений отдельных элементов здания должно приводить к завышению жесткости его конструктивной системы в целом, что скажется на результатах расчетов, учитывающих взаимодействие с основанием в виде деформируемого полупространства. Требуется расчетное подтверждение данного положения, а также количественная оценка общего снижения изгибной жесткости здания при учете физически нелинейной работы железобетона с использованием нелинейного расчета, разработанной методики оценки жесткости конструкций и с использованием нормативных подходов по назначению понижающих коэффициентов жесткости.

Разработанная методика предполагает учет описанных ниже исходных положений.

– При назначении приведенной жесткости железобетонным элементам следует различать жесткость на изгиб и жесткость на продольное сжатие. Это можно осуществлять введением понижающих коэффициентов жесткости относительно геометрических характеристик элемента  $I$  и  $A$ . Однако данная процедура может быть затруднена при моделировании стен и плит, поскольку в программных комплексах может быть не предусмотрена возможность подобного описания жесткости оболочки (например, ПК «Лира-САПР», ПК «SCAD», ПК «FEMmodels»). Поэтому в данном разделе рассматривается наиболее удобный для практического применения и являющийся общепринятым подход – использование понижающего коэффициента жесткости,

---

<sup>3</sup> Основные результаты исследования, рассматриваемого в данном разделе, опубликованы в работах Н. А. Евсеева [23], [24]

вводимого относительно модуля упругости конечного элемента (*effective modulus of elasticity for concrete*).

– В связи с тем, что изгибаемым (горизонтальным) конструкциям здания более свойственно трещинообразование, чем вертикальным, логичным представляется общепринятое правило разделения понижающих коэффициентов жесткостей для таких элементов, в соответствии с рекомендациями СП 430.1325800 и ACI 318. Это положение подтверждается анализом нелинейной работы изгибаемого и сжато-изгибаемого элемента, проведенного в главе 2 (см. Рисунки 2.11, 2.14): при сжимающей нагрузке, составляющей 60% от  $N_{ult}$ , момент трещинообразования вырастает в 5 раз по сравнению с моментом трещинообразования в изгибаемом элементе (при  $N = 0$ ). Таким образом, например, для рамного узла монолитного сопряжения перекрытия и стены следует ожидать, что трещинообразование вследствие действия изгибающего момента будет развиваться в горизонтальном элементе – в перекрытии.

– Предлагаемые величины понижающих коэффициентов предполагается использовать для упрощенного моделирования нелинейной работы железобетонных конструкций в совместных конечноэлементных расчетах здания и основания. Наиболее интересным в таких расчетах будет анализ НДС конструктивной системы при учете длительных деформаций основания. Такие расчеты особенно актуальны при проектировании сооружений на основаниях, сложенных слабыми грунтами, деформации которых под нагрузкой от здания развиваются в течение длительного времени и связаны с фильтрационной консолидацией и ползучестью грунта. Такие инженерно-геологические условия характерны, например, для центра Санкт-Петербурга, где наличие слабых глинистых озерно-морских и озерно-ледниковых отложений текучепластичной и пластичной консистенции, обладающих значительной сжимаемостью и малой водопроницаемостью, может приводить к значительным, неравномерным осадкам зданий, которые могут продолжаться десятилетиями и даже столетиями. В этом случае требуется оценка длительной работы конструкций здания, для чего и необходим учет ползучести бетона. Также согласно классификации СП 20.13330 «Нагрузки и воздействия» воздействия, обусловленные деформациями основания, относятся к длительным нагрузкам. Поэтому при расчете деформации здания на основании для получения решения в квазиупругой постановке, соответствующего решению в нелинейной постановке, при длительном действии нагрузки, значение понижающих коэффициентов жесткости элементов не должно превышать величины  $1/(1+\varphi_{b,cr})$  по СП 63.13330.

– Методика применима для расчетов здания монолитной конструктивной системы на основании при проектировании нового строительства. В этом случае расчет здания в нелинейной постановке ожидаемо должен достаточно близко соответствовать расчету в линейной постановке, так как при проектировании не допускается существенная нелинейная работа железобетонных конструкций вследствие ограничения ширины раскрытия трещин, ограничения от-

носительных неравномерностей осадок и кренов здания. Вследствие существенного нормативного ограничения неравномерности осадок здания трещинообразование в стенах от изгиба здания отсутствует. Вследствие ограничения ширины раскрытия трещин считаем, что в горизонтальных конструкциях трещины локализуются в опорных зонах и центре пролета.

– Корректная оценка жесткости схемы важна при расчетах взаимодействия здания и основания в связи с известным характером формы осадок зданий в виде «гамака» (см. Рисунок 3.14). Изгиб здания будет приводить к возникновению продольных растягивающих усилий в нижних уровнях здания и сжимающих в верхних. При этом нужно учитывать, что жесткость сечений перекрытий в зонах трещинообразования будет существенно снижена.

### **3.2. Разработка методики. Формула для оценки величины снижения изгибной жесткости сечения железобетонной балки после трещинообразования при длительном действии нагрузки. Сравнение расчетов с результатами натуральных экспериментов**

#### **3.2.1. Понижающий коэффициент жесткости вертикальных конструкций**

Анализ графиков зависимости изгибной жесткости от изгибающего момента (см. Рисунок 2.14) и продольной силы от продольной деформации (см. Рисунок 2.17) сжато-изогнутого и сжатого сечения соответственно, полученных на основе расчета с использованием нелинейной деформационной модели, позволяет уточнить рекомендации по назначению понижающих коэффициентов для вертикальных несущих конструкций. Как видно из графиков, резкое снижение жесткости сечения происходит после достижения в сжатом бетоне напряжениями величины  $\sigma_{b1}$ , соответствующей точке перелома на трехлинейной диаграмме деформирования бетона, после которого касательный модуль упругости бетона уменьшается более чем в 2 раза (см. Рисунок 2.14 и Рисунок 2.17) вследствие развития пластических деформаций бетона. Поэтому в процессе расчета при достижении в несущих конструкциях напряжений, соответствующих перелому на графике нелинейной работы бетона (т.е. нормативному значению  $\sigma_{b1}$ ), величина приведенного понижающего коэффициента должна назначаться с учетом данного фактора. В связи с тем, что арматура работает в упругой стадии, жесткость железобетонного элемента будет выше, чем бетонного, и снижение жесткости не будет аналогично снижению модуля упругости бетона на трехлинейной диаграмме. Из графиков (см. Рисунок 2.14, Рисунок 2.17) следует, что значение понижающего коэффициента жесткости  $k$  для начального модуля упругости бетона может приниматься меньше величины  $1/(1+\phi_{b,cr})$  (порядка 0,25...0,35). Эта рекомендация может в первую очередь относиться к вертикальным несущим конструкциям – стенам, колоннам, в которых возникают наибольшие усилия сжатия в нижних уровнях здания.

Однако в случае реального проектирования стен здания соотношение  $N/(A \cdot R_b)$  как правило, не превышает 50% (согласно [105] для стен высотного здания в  $N/(A \cdot R_b) = 0,06-0,13$ ), таким образом жесткость стен вполне допустимо определять с понижающим коэффициентом  $k=1/(1+\varphi_{b,cr})$ .

Анализируя графики на Рисунке 2.9–2.17, заметим, что наибольший вклад в жесткость конструкции на продольное сжатие и изгиб вносит бетон. Это связано с тем обстоятельством, что оптимальный процент армирования, принимаемый при проектировании рядовых конструкций, незначителен и составляет 0,5–2,5% [105]. Поэтому для сечения допустимо принимать упрощенно понижающий коэффициент относительно начального модуля упругости бетона без учета арматуры:

$$E_{np} = k \cdot E_b \quad (3.1)$$

В случае представленного на Рисунке 2.2 сечения на этапе упругой работы сечения при учете ползучести бетона армирование увеличивает жесткость сечения на продольное сжатие до 12%, а на изгиб до 25% по сравнению с учетом чисто бетонного сечения. По мере развития трещинообразования и пластических деформаций в бетоне влияние армирования на увеличение жесткости будет возрастать. Поэтому для получения результатов расчета в квазиупругой постановке, соответствующих нелинейному расчету, допустимо пользоваться приведенным модулем упругости бетона и арматуры:

$$E_{np} = k \cdot E_b \cdot (1-\mu) + \mu \cdot E_s, \quad (3.2)$$

где  $E_s$  – модуль упругости арматуры;  $\mu$  – коэффициент армирования;  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона;  $k$  – приведенный коэффициент понижения жесткости, учитывающий физическую нелинейность.

### 3.2.2. Понижающие коэффициенты жесткости горизонтальных конструкций

Основным силовым фактором, характеризующим напряженное состояние горизонтальных несущих конструкций, является изгибающий момент. Поэтому понижающий коэффициент жесткости для горизонтальных конструкций – балок и плит – следует принимать в соответствии с диаграммами для изгибаемого элемента, представленными на Рисунке 2.10 – 2.12. Из этих диаграмм видно, что на стадии упругой работы конструкции (до момента трещинообразования) приведенную жесткость конструкции вполне допустимо задавать с учетом понижающего коэффициента жесткости  $k$ , учитывающего ползучесть, по формуле (2.7). Однако поскольку балки и плиты, как правило, проектируются с учетом ограниченной ширины раскрытия трещин, понижающий коэффициент должен учитывать трещинообразование в конструкции. Как видно из графика на Рисунке 2.12, построенного на основе нелинейного деформационного расчета, в мо-

мент трещинообразования происходит резкое снижение изгибной жесткости конструкции до своего минимального значения. [38], это полностью соответствует результатам расчетов произведенных в главе 2 (см. Рисунки 2.10 – 2.12). В [38] для оценки полученного при испытании балок распределения усилий была предложена расчетная модель балки, состоящая из жестких дисков, соединенных в зонах действия наибольшего изгибающего момента (в пролете балки и в надпорной зоне) упруго-податливыми связями (см. Рисунок 3.1), что согласно [38] «дает возможность избежать при расчетах последовательных приближений и этим упростить расчет».

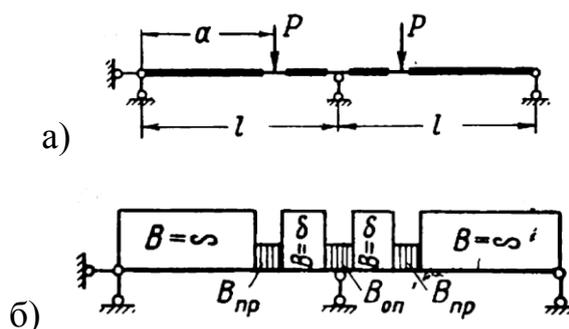


Рисунок 3.1 – Расчетная схема двухпролетной балки с трещинами:

а) схема нагружения; б) эпюра жесткостей [38]

В дальнейших расчетах примем обозначение коэффициента снижения изгибной жесткости конструкции  $k_1$ . На основании расчета с использованием нелинейной деформационной модели для основных типов сечений железобетонных плит была построена зависимость коэффициента снижения изгибной жесткости сечения после трещинообразования  $k_1$  при длительном действии нагрузки от комплексного параметра  $(E_s \cdot I_s)/(E_b \cdot I_b)$  (см. Рисунок 3.2 а), где:  $I_b$ ,  $I_s$  – моменты инерции бетонного сечения и арматуры соответственно относительно центра тяжести поперечного сечения элемента;  $E_s$ ,  $E_b$  – модуль упругости арматуры, начальный модуль упругости бетона соответственно. Расчет производился для плит со следующими параметрами сечения: высота сечения: 0,15...0,60 м; толщина защитного слоя: 10...40 мм; арматура А400; процент армирования сечения: 0,5 ... 1,5%; класс прочности бетона: В25...В50; относительная влажность воздуха свыше 75%.

На графике отчетливо прослеживается линейная зависимость коэффициента снижения жесткости сечения после трещинообразования  $k_1$  от параметра  $(E_s \cdot I_s)/(E_b \cdot I_b)$ , достоверно аппроксимируемой функцией представленной на Рисунке 3.2 а.

$$k_1 = 1,25 \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E_b \cdot I_b} + 0,03, \quad (3.3)$$

где  $I_b, I_s$  – моменты инерции соответственно бетонного сечения и арматуры относительно центра тяжести поперечного сечения элемента;  $E_s, E_b$  – соответственно модуль упругости арматуры, начальный модуль упругости бетона.

Данную функцию (3.3) рекомендуется использовать для определения коэффициента  $k_1$  и снижения изгибной жесткости сечения в зонах трещинообразования. Коэффициент  $k_1$  позволит точно оценить снижение жесткости сечения после трещинообразования и будет соответствовать расчету сечения по нелинейной деформационной модели (на Рисунке 3.3 представлены результаты нелинейного расчета и упругого расчета с использованием формулы (3.3)).

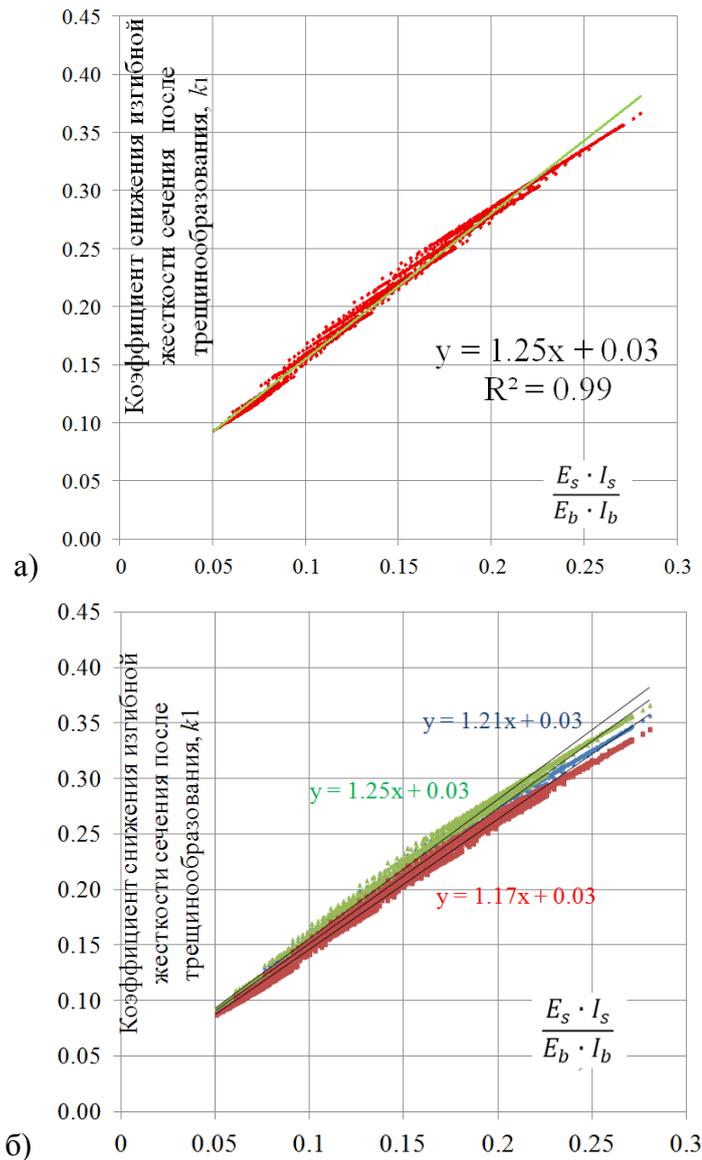


Рисунок 3.2 – Зависимость «понижающий коэффициент изгибной жесткости сечения  $k_1 - E_s \cdot I_s / E_b \cdot I_b$ » для различных конструкций изгибаемого сечения при длительном действии нагрузки при относительной влажности воздуха свыше 75% [24] (а); то же при трех различных типах относительной влажности воздуха, в соответствии с таблицей 6.12 СП 63.13330 (б)

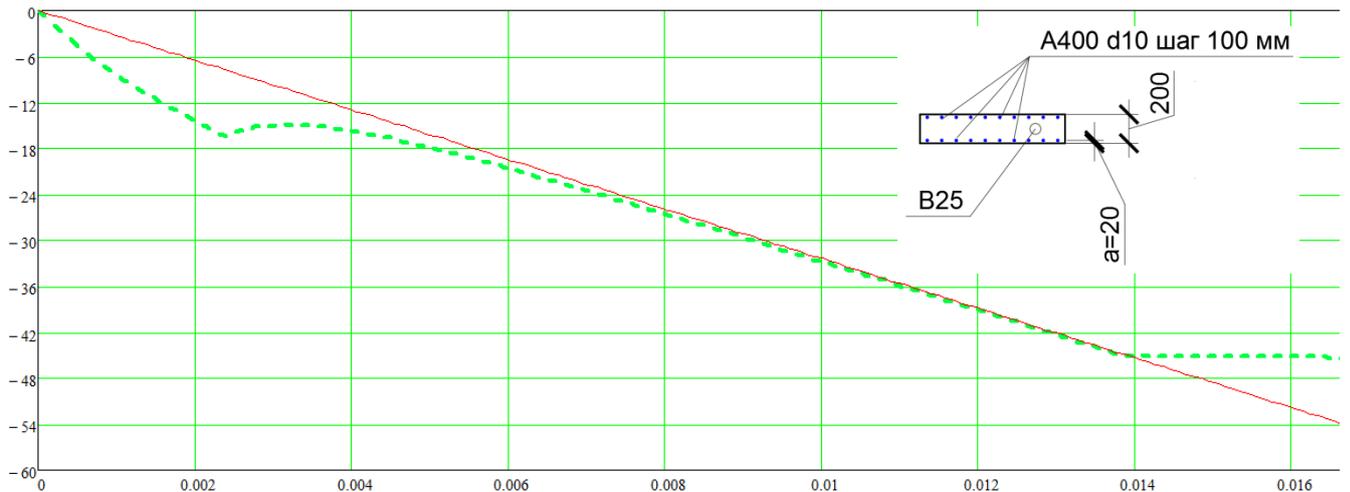


Рисунок 3.3 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» для изгибаемого сечения, представленного на Рисунке, по данным нелинейного расчета (зеленый) и упругого с использованием полученного по разработанной формуле (3.3) коэффициента  $k_1 = 0,162$  (красный)

Также на основании расчета с использованием нелинейной деформационной модели для основных типов сечений железобетонных плит была построена зависимость коэффициента снижения продольной жесткости сечения после трещинообразования ( $k_2$ ) от процента армирования сечения  $\mu$  при длительном действии нагрузки (см. Рисунок 3.5). Расчет производился для плит с аналогичными рассмотренным выше параметрами сечения.

Поскольку при проектировании относительные неравномерности осадок схемы существенно ограничиваются, деформации сжатия и растяжения перекрытий также очень незначительны. В этом случае коэффициенты снижения жесткости на продольное сжатие и растяжение сечения после трещинообразования примерно равны (см. Рисунок 3.4).

На графике (см. Рисунок 3.5) отчетливо прослеживается линейная зависимость  $k_2$  (коэффициента снижения жесткости сечения на продольное усилие после трещинообразования при длительном действии нагрузки) от величины процента армирования, достоверно аппроксимируемая функцией представленной на Рисунке 3.5:

$$k_2 = 9,46 \cdot \mu + 0,07, \quad (3.4)$$

где  $\mu$  – процент армирования сечения, д.е.

Данную функцию рекомендуется использовать для определения коэффициента  $k_2$  для снижения продольной жесткости сечения перекрытий.

Для участков горизонтальных конструкций без трещин жесткость определяется исключительно понижающим коэффициентом  $k = 1/(1+\varphi_{b,cr})$ .

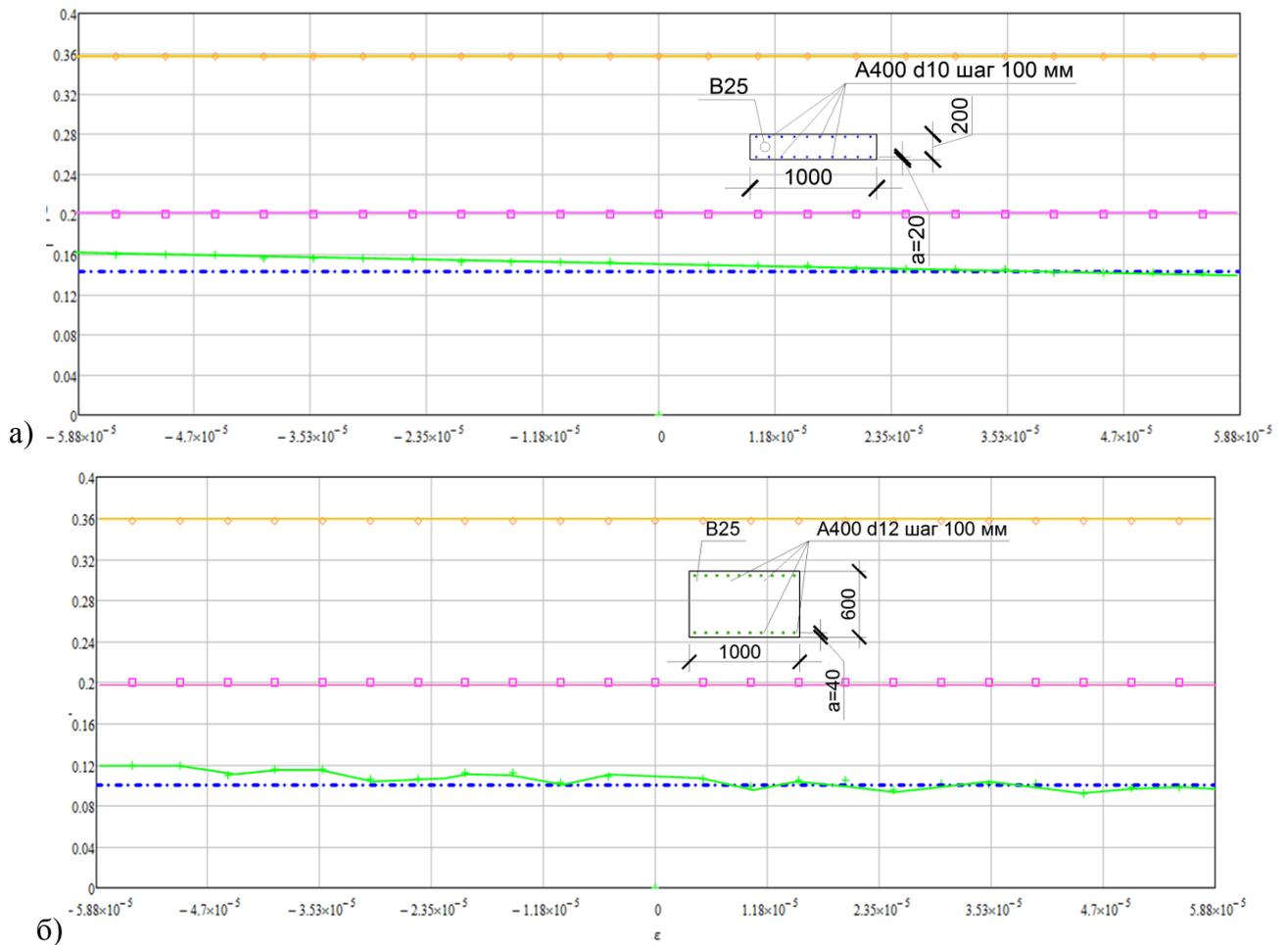


Рисунок 3.4 – Графики зависимости понижающего коэффициента продольной жесткости сечения после трещинообразования ( $k_2$ ) от продольной деформации в диапазоне от  $-\epsilon_{bt1}$  до  $+\epsilon_{bt1}$  для сечений, представленных на Рисунке (оранжевая линия – коэффициент  $1/(1+\varphi_{b,cr})$ ; розовая линия – коэффициент 0,2 по СП 430.1325800; зеленая линия – коэффициенты по нелинейному расчету; синяя линия – коэффициент  $k_2 = 0,143$  (а);  $k_2 = 0,093$  (б))

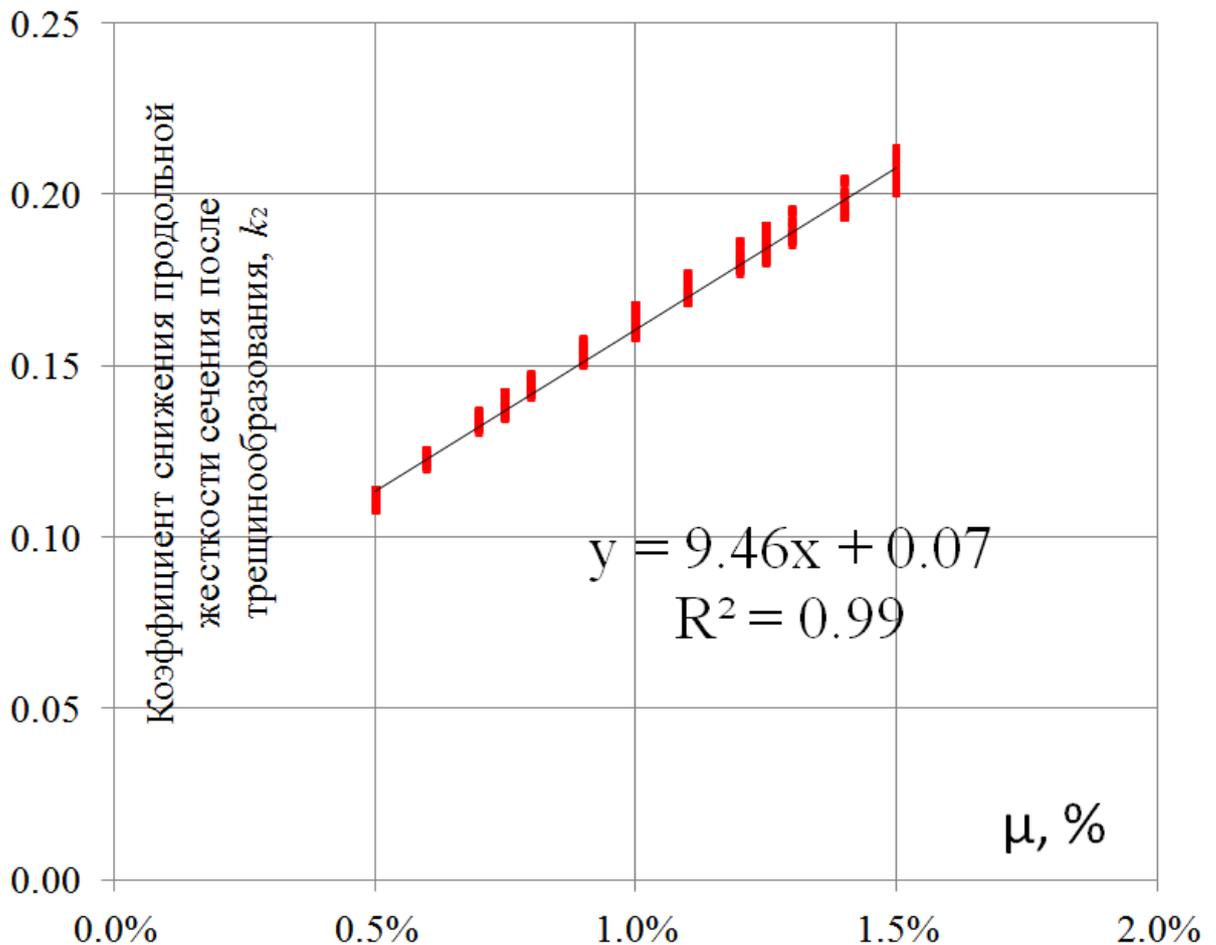


Рисунок 3.5 – Зависимость «понижающий коэффициент жесткости сечения на продольное усилие после трещинообразования ( $k_2$ ) при длительном действии нагрузки – продольное армирование ( $\mu$ )» для различных конструкций сечения (высота сечения: 0,15...0,60 м, процент армирования сечения: 0,5 ... 1,5%, толщина защитного слоя: 10...40 мм, класс прочности бетона: В25...В50, арматура А400) [24]

### 3.2.3. Сравнение предложенной аппроксимации с результатами натуральных экспериментов

Автор ставит задачей использования формулы (3.3) – соответствие результатам упругого расчета расчету по нелинейной деформационной модели. Как уже отмечалось в главе 1, результаты расчетов с использованием нелинейной деформационной модели хорошо согласуются с результатами многочисленных экспериментов [20]. Однако в связи с тем, что работа по специальности «Строительные конструкции здания и сооружения», как правило, предполагает сравнение теории с натурными экспериментами, воспользуемся одним из многочисленных встреченных в литературе экспериментов [80, 81, 84, 99, 102] по длительным испытаниям железобетонных конструкций на изгиб для оценки адекватности предложенной аппроксимации. Проанализируем данные длительных испытаний плиты и балки на изгиб, приведенных в работах [81,

99], где рассматриваются эксперименты по испытанию элементов с нижним и верхним армированием (для аналогичной схемы армирования плит была построена аппроксимация (3.3)).

На Рисунке 3.6 приведены параметры испытываемой конструкции по работе [99]. Модуль деформации бетона после 28 суток твердения составил  $E = 24000000$  кПа. К плите прикладывались силы по 12 кН и выдерживались в течение 110 дней. Данная нагрузка создавала изгибающий момент в плите выше момента трещинообразования, который в соответствии с расчетом по нелинейной деформационной модели составил  $M_{crc} = 7,4$  кН·м.

В соответствии с предложенной аппроксимацией (3.3) коэффициент снижения изгибной жесткости после трещинообразования составил  $k_1 \approx 0,18$ . При этом полученный коэффициент строго соответствует данным нелинейного расчета (см. Рисунок 3.7).

На Рисунке 3.6 приведены результаты решения упругой расчетной схемы с предложенным коэффициентом снижения изгибной жесткости. Балка моделировалась упругим стержнем. Для элементов, в которых изгибающий момент превышал действующую величину  $M_{crc}$ , жесткость снижалась коэффициентом 0,18 (на Рисунке 3.8. тип жесткости – 2). Для остальных участков учитывался только коэффициент ползучести  $1/(1+\phi_{b,cr})$  для бетона соответствующему классу В15 ( $1/(1+2,4) = 0,3$ ) (на Рисунке 3.8. тип жесткости – 1).

Измеренный по результатам эксперимента прогиб балки составил 56 мм. Вычисленное значение прогиба составило 51 мм, данная расчетная величина близко соответствует результатам эксперимента и расчета, проведенного в работе [99] в соответствии с рекомендациями ACI 318 (см. Рисунок 3.9), что убедительно свидетельствует об адекватности предлагаемой аппроксимации.

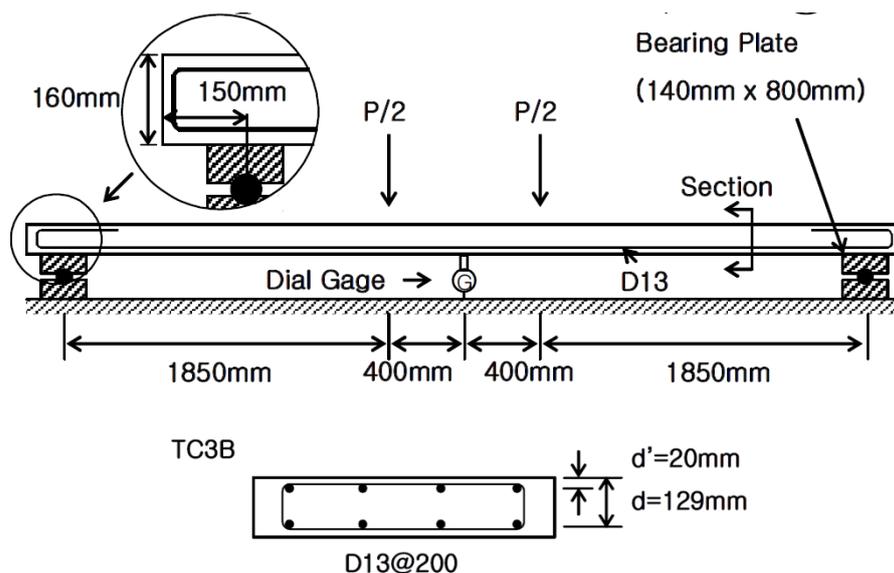


Рисунок 3.6 – Геометрия, армирование, схема нагружения плиты [99]

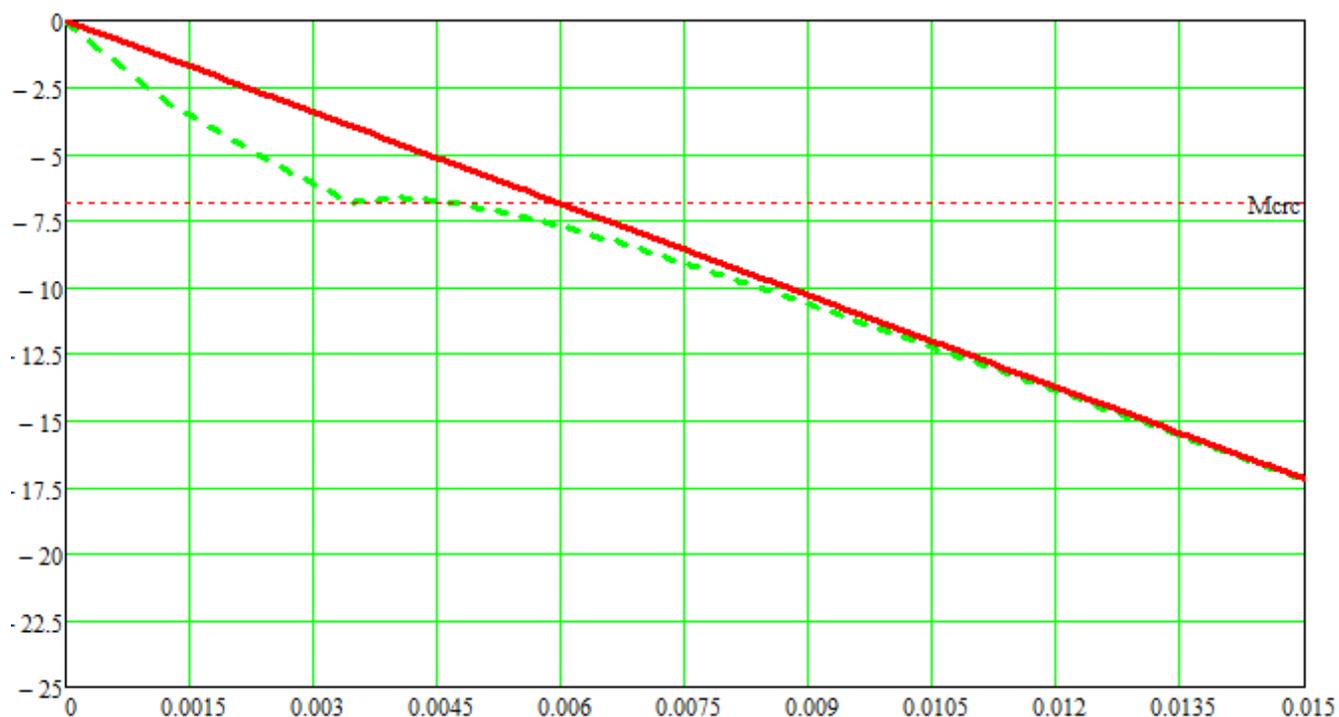


Рисунок 3.7 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» для изгибаемого сечения рассматриваемой в эксперименте плиты [99] по данным нелинейного (зеленый) и упругого расчетов с использованием полученного по разработанной формуле коэффициента  $k_1 = 0,18$  (красный)

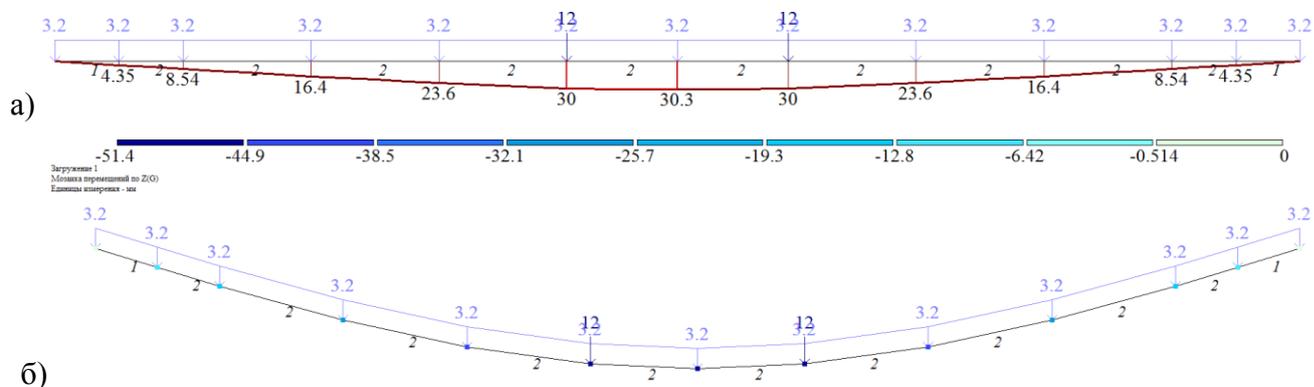


Рисунок 3.8 – Результаты расчета усилий (а) и перемещений (б) плиты. Курсивом отмечены типы жесткости сечения 1 – с коэффициентом по предложенной аппроксимации  $k_1 = 0,18$ ; 2 – с коэффициентом, учитывающим только ползучесть  $k_1 = 0,3$

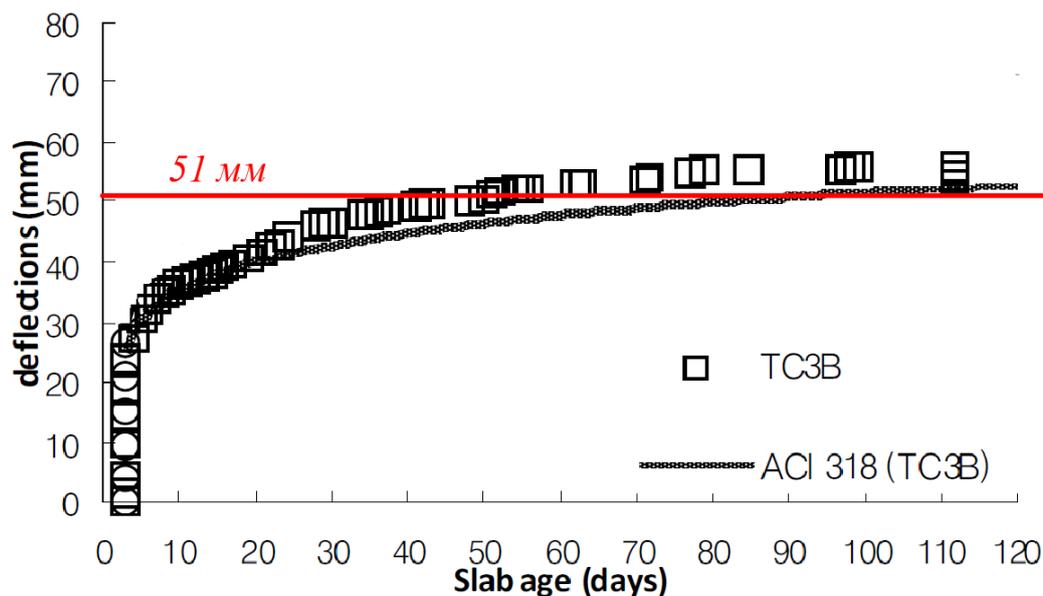


Рисунок 3.9 – Результаты испытания плиты, а также аналитических расчетов [99]. Красным отмечена величина, полученная с использованием разработанной формулы (3.3)

На Рисунках 3.10, 3.11 приведены параметры испытываемой балки по работе [81]. Модуль деформации бетона после 28 суток твердения составил  $E = 30400000$  кПа. Расстояние от грани балки до осей армирования – 3 см. К плите прикладывались две силы по 7,8 кН и выдерживалась в течении года. Данная нагрузка создавала изгибающий момент в плите выше момента трещинообразования, который в соответствии с расчетом по нелинейной деформационной модели составил  $M_{crc} = 5,6$  кН·м.

В соответствии с предложенной аппроксимацией (3.3) коэффициент снижения изгибной жесткости после трещинообразования составил  $k_1 \approx 0,18$ .

На Рисунке 3.12 приведены результаты расчета прогибов в упругой расчетной схемы с предложенным коэффициентом снижения изгибной жесткости. Балка моделировалась упругим стержнем. Для элементов, в которых изгибающий момент превышал действующую величину  $M_{crc}$ , жесткость снижалась коэффициентом  $k_1 = 0,18$  (на Рисунке 3.12: тип жесткости – 2). Для остальных участков учитывался только коэффициент ползучести  $1/(1+\varphi_{b,cr})$  для бетона соответствующему классу В25 ( $1/(1+1,8) = 0,36$ ) (на Рисунке 3.12: тип жесткости – 1).

Измеренный по результатам эксперимента прогиб балки за 1 год испытаний составил 4,88 мм (см. Рисунок 3.13). Вычисленное значение прогиба составило 4,65 мм, данная расчетная величина достаточно близко соответствует численным (4,69 мм и 4,84 мм) и аналитическому расчетам (4,59 мм), проведенным в работе [81] (см. Рисунок 3.13). Это свидетельствует об адекватности предлагаемой аппроксимации.

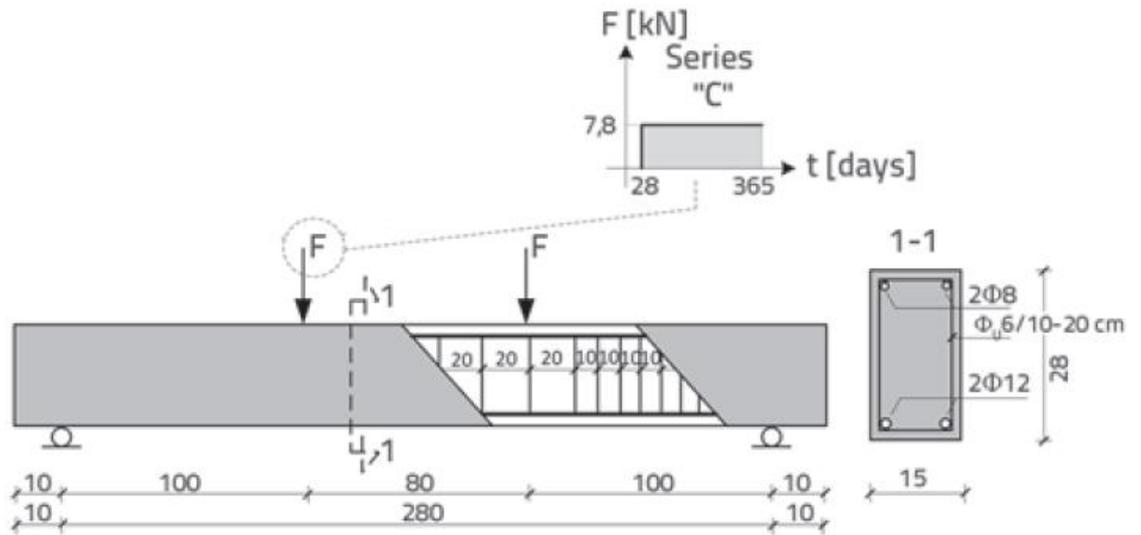


Рисунок 3.10 – Геометрия, армирование, схема нагружения балки [81]

Property	Concrete			Reinforcement	
	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ct}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]	$E_s$ [MPa]	$\sigma_y$ [MPa]
Value	31.90	2.90	30483	200100	400

Рисунок 3.11 – Характеристики материалов, используемых в эксперименте [81]

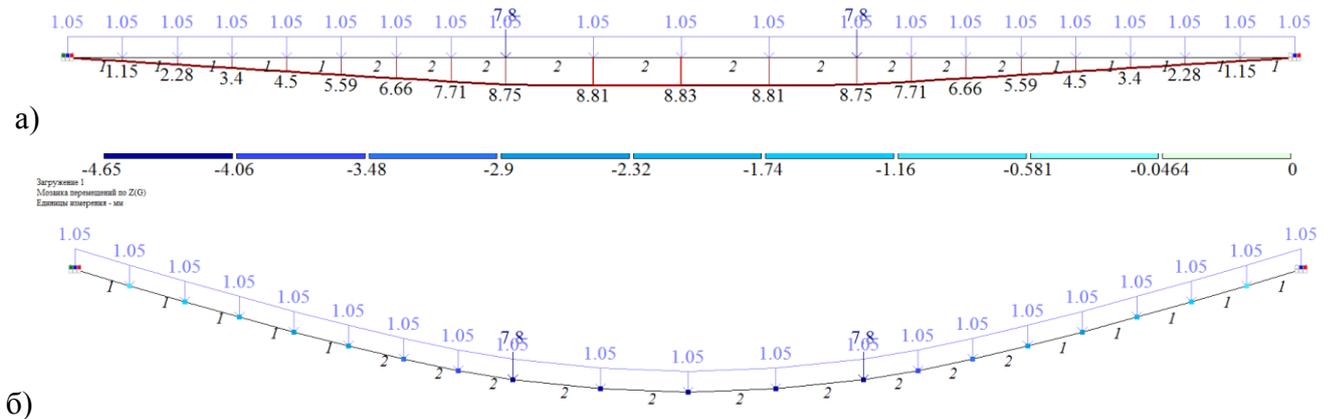


Рисунок 3.12 – Результаты расчета усилий (а) и перемещений (б) балки. Курсивом отмечены типы жесткости сечения 1 – с коэффициентом по предложенной аппроксимации  $k_1 = 0,18$ ; 2 – с коэффициентом, учитывающим только ползучесть  $k_1 = 0,36$

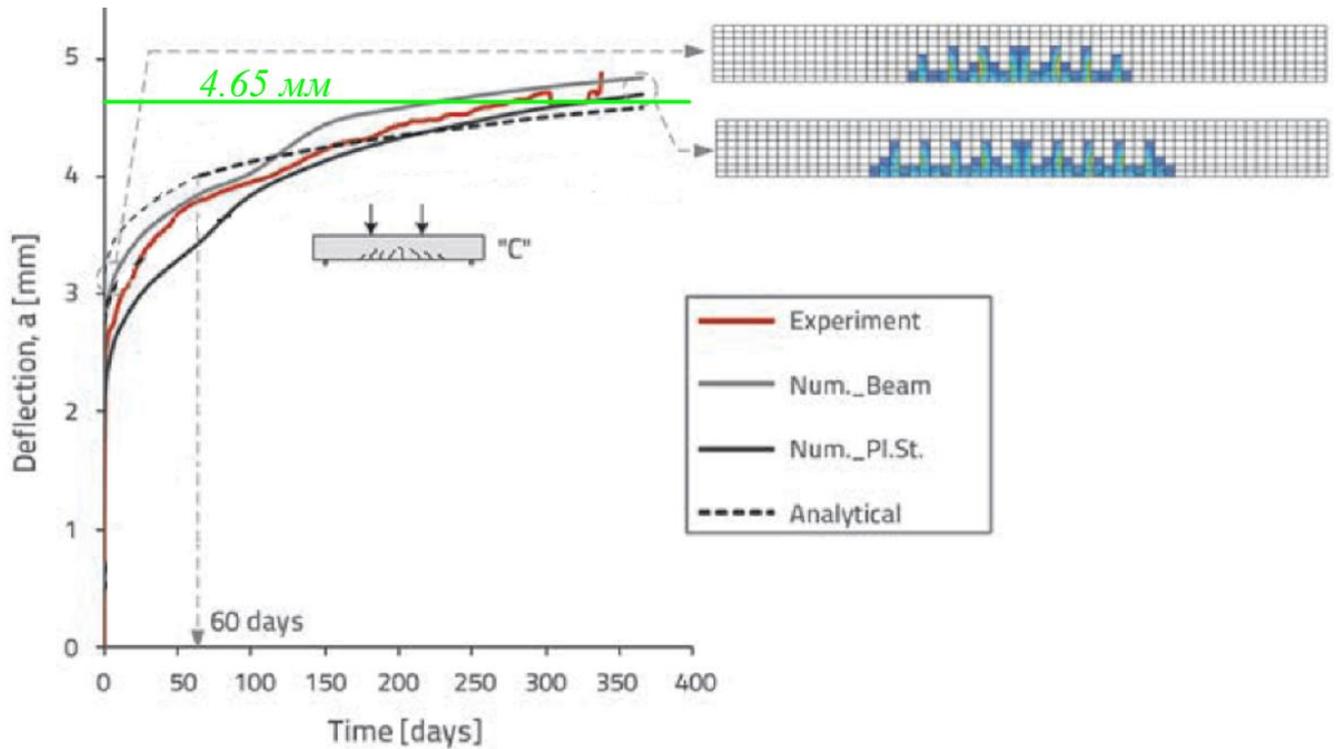


Рисунок 3.13 – Результаты испытания балки, а также численных и аналитического расчетов [81]. Зеленым отмечена величина, полученная с использованием разработанной формулы (3.3)

### 3.3. Сравнение общей изгибной жесткости здания при использовании уточненной методики и при использовании нормативных подходов по назначению понижающих коэффициентов жесткости

Для здания каркасной конструктивной схемы здания при незначительном влиянии жесткости надземных конструкций жесткость системы будет в значительной степени определяться изгибной жесткостью фундаментной плиты/ростверка, которую просто оценить по предложенной аппроксимации (3.3). В случае рассмотрения работы на изгиб фундаментной плиты трещины возникают в наиболее напряженных зонах в центре пролета и надпорных зонах у свай в случае свайного фундамента, в которых и должен быть принят коэффициент по формуле (3.3) по расчетной схеме в соответствии с Рисунком 3.1 [38].

При оценке жесткости зданий стеновой конструктивной схемы важен учет жесткости надземных конструкций. Жесткость горизонтальных несущих конструкций в коротких наиболее напряженных участках вероятного трещинообразования – в пролете и надпорной зоне (см. Рисунок 3.12) принимается с учетом  $k_1$  и  $k_2$  – коэффициентов снижения жесткости сечения на изгиб и на продольное усилие, определяемых по формулам (3.3) и (3.4) соответственно. (Альтернативно возможно использовать средние приведенные величины коэффициентов снижения жесткости  $k_{1,ср}$  и  $k_{2,ср}$  для изгибаемого элемента по длине, см. Приложение Г, формула (Г.5)).

В связи с тем, что в используемом в работе программном комплексе отсутствует возможность дифференцированного изменения жесткости пластины на изгиб и продольное усилие, в расчетах допустимо пересчитывать параметры пластины перекрытий  $E$  и  $h$  в решении системы уравнений:

$$\begin{cases} k_1 \cdot E_b \cdot h^3 = E_{eq} \cdot h_{eq}^3 \\ k_2 \cdot E_b \cdot h = h_{eq} \cdot E_{eq} \end{cases},$$

где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона;  $h$  – высота сечения плиты перекрытия;  $E_{eq}$ ,  $h_{eq}$  – пересчитанные искомые значения модуля упругости и высоты сечения плиты.

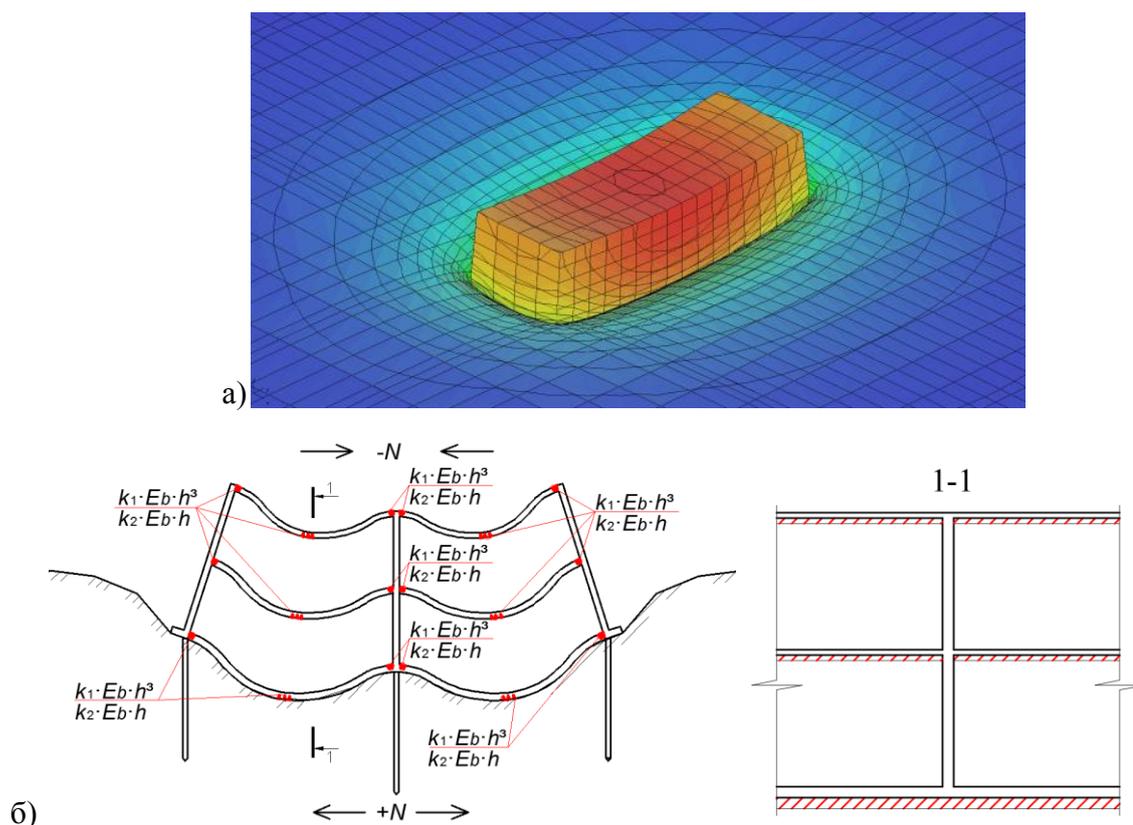


Рисунок 3.14 – Характер деформации здания при расчете на деформируемом полупространстве (а). Схема для определения изгибной жесткости здания стеновой конструктивной схемы. Красным отмечены участки трещинообразования (б)

Жесткость вертикальных конструкций, а также участков горизонтальных конструкций без трещин определяется по формулам (3.1) или (3.2).

На Рисунке 3.15 показаны результаты расчета изгибной жесткости (графики «изгибающий момент – кривизна») сечения здания стеновой конструктивной схемы для 4 схем работы железобетона (см. Приложение Д). Рассматривалась кривизна сечения, при которой не происходило трещинообразование в продольной стене здания, что соответствует случаю проектирования здания.

Расхождение результатов решения численных задач с учетом физически нелинейной работы железобетона и упругого расчета с использованием уточненных коэффициентов составила менее 5% (см. Рисунок 3.15). Разница между нелинейным и упругими расчетами с нормативными понижающими коэффициентами составила 37% при расчете по СП 430.1325800 и 119% при расчете по СП 63.13330. Т.е., изгибная жесткость здания, полученная с использованием коэффициентов по рекомендациям норм, существенно завышена по сравнению с физически нелинейным расчетом.

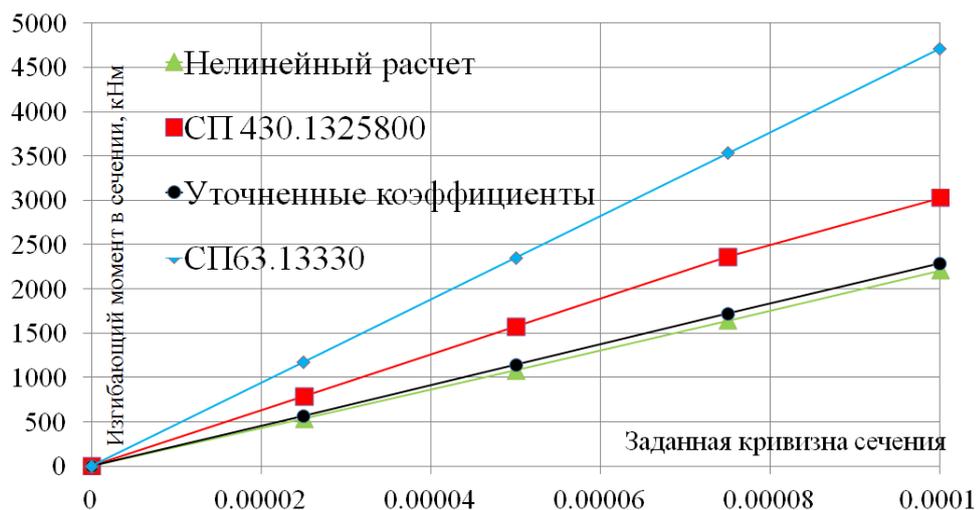


Рисунок 3.15 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна сечения здания» [24]

С использованием уточненных величин коэффициентов снижения жесткости железобетона  $k_1$  и  $k_2$  были построены графики зависимости общего коэффициента снижения изгибной жесткости «двухтаврового» сечения здания стеновой конструктивной схемы (см. Рисунок 5.14), вызванного физической нелинейностью работы железобетона, от параметра  $D_{ст}/D_{пер}$  при различных размерах сечения (см. Рисунок 3.16),

где  $D_{ст} = E_b \cdot I_{ст}$  – изгибная жесткость стенки «двухтавра»;

$D_{пер} = \sum_i (k_1 \cdot E_b \cdot I_{пер,i} + k_2 \cdot E_b \cdot A_{пер,i} \cdot z_i^2)$  – суммарная изгибная жесткость полок «двухтавра» относительно центра тяжести сечения, определенная в соответствии с общими правилами строительной механики, где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона;  $I_{ст}$ ,  $I_{пер,i}$  – моменты инерции стены и  $i$ -го перекрытия относительно их геометрических центров,  $m^4$ ;  $A_{ст,i}$  – площадь сечения  $i$ -го перекрытия,  $m^2$ ;  $z_i$  – высотное положение  $i$ -го перекрытия относительно центра тяжести сечения «двухтавра»,  $m$ .

Жесткость вертикальных конструкций, а также участков горизонтальных конструкций без трещин определялась по формуле (3.1).

Графики построены для зданий 1–25 этажей (при высоте этажа 3, 3,5 и 4 м) при толщине стены 0,18, 0,2 и 0,25 м (шаг стены 4, 5, 6 м) при толщине перекрытий 0,18, 0,2, 0,22 м. Как вид-

но из графиков, изгибная жесткость здания, полученная с использованием предложенных величин коэффициентов, оказывается существенно меньше полученной по рекомендациям норм. При меньшей высоте здания (малом значении  $D_{ст}$ ), когда вклад жесткости перекрытий в изгибную жесткость сечения наиболее значителен, рекомендации СП 63.13330 больше переоценивают жесткость здания нежели рекомендации СП 430.1325800, поскольку недооценивают трещинообразование в перекрытиях. При увеличении высотности здания (увеличении значения  $D_{ст}$ ) рекомендации СП 430.1325800 больше завышают жесткость здания нежели рекомендации СП 63.13330, из-за недооценки ползучести бетона стен.

Также на Рисунке 3.16 (серый график) приведены результаты расчета сечения с использованием коэффициента снижения жесткости для перекрытий по СП 430.1325800 (0,2), а для стен по СП 63.13330 ( $1/(1+\varphi_{b,cr})$ ). Как видно, данный подход также приводит к завышенной жесткости сечения.

Таким образом, учет нелинейной работы железобетонных конструкций по уточненной методике будет приводить к меньшей жесткости здания по отношению к основанию, по сравнению с нормативными подходами. Следовательно, при использовании уточненных коэффициентов нужно ожидать иной характер деформаций расчетной схемы при расчете её взаимодействия с основанием.

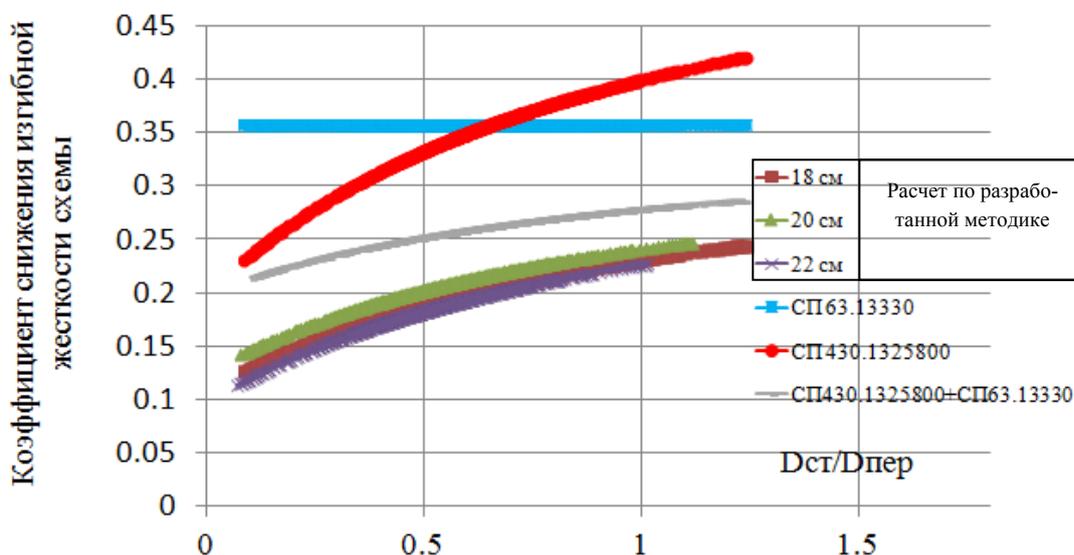


Рисунок 3.16 – Коэффициент снижения общей изгибной жесткости здания стеновой конструктивной схемы в упругом расчете для здания 1–25 этажей (при высоте этажа 3, 3,5 и 4 м) при толщине стены 0,18, 0,2 и 0,25 м (шаг стены 4, 5, 6 м) и толщине перекрытий 0,18, 0,2, 0,22 м

### 3.4. Выводы по главе 3

1. На основании аппроксимации результатов расчетов с использованием нелинейной деформационной модели предложены формулы (3.3), (3.4) для определения величин коэффициентов снижения жесткости сечения железобетонного элемента на изгиб и продольное усилие после трещинообразования при длительном действии нагрузки, как функций от основных параметров железобетонного сечения.

2. Результаты расчетов прогибов железобетонного элемента с использованием формулы (3.3) соответствуют результатам нелинейных расчетов и натуральных экспериментов.

3. Разработана методика упрощенного учета физически нелинейной работы железобетонных конструкций, предназначенная для расчетов здания монолитной конструктивной системы на основании, при проектировании нового строительства. Предлагается разделение понижающих коэффициентов жесткости для вертикальных и горизонтальных конструкций здания. Неравномерные осадки здания приводят к его изгибу и, соответственно, возникновению продольных растягивающих усилий в нижних перекрытиях здания и сжимающих в верхних перекрытиях. Поэтому при назначении горизонтальным конструкциям приведенной жесткости следует различать коэффициенты снижения жесткости на изгиб ( $k_1$ ) и на продольные усилия ( $k_2$ ). Понижающие коэффициенты  $k_1$  и  $k_2$  определяются по формулам (3.3) и (3.4) и назначаются горизонтальным конструкциям в зонах потенциального трещинообразования. Жесткость вертикальных конструкций, а также участков горизонтальных конструкций без трещин определяется с учетом коэффициента ползучести бетона по формулам (3.1) или (3.2).

4. Следование указаниям норм по назначению понижающих коэффициентов жесткости железобетонных конструкций приводит к большей жесткости здания по сравнению с нелинейным расчетом. Разница в оценке изгибающего момента в сечении здания между нелинейным и упругими расчетами с нормативными понижающими коэффициентами при задании различной кривизны сечению здания составила 37% при расчете по СП 430.1325800 и 119% при расчете по СП 63.13330. Изгибная жесткость расчетной схемы зданий и сооружений, полученная с использованием предложенной методики, оказывается существенно меньше жесткости, полученной с использованием понижающих коэффициентов жесткости по рекомендациям норм, и близко соответствует физически нелинейному расчету.

## ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЕ РАСЧЕТЫ СООРУЖЕНИЯ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ НЕЛИНЕЙНОЙ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА<sup>4</sup>

### 4.1. Постановка задач исследования

В главе рассматривается расчет сложной несущей конструктивной системы, выполненной из оболочечных и стержневых конечных элементов, с использованием нелинейной деформационной модели работы железобетона.

Учесть в численных расчетах различные особенности нелинейной работы железобетонных конструкций крайне сложно. Поэтому при выполнении конечноэлементных расчетов конструктивных систем зданий и сооружений с использованием нелинейных моделей материалов существенно усложняется оценка достоверности результатов расчёта. Ввиду неочевидности ошибок, возникающих при выполнении расчётов такого рода, крайнюю актуальность приобретает решение верификационных задач для поиска и устранения таких ошибок. Более того, согласно [122] прежде чем интерпретировать результаты нелинейного расчета необходимо убедиться в пригодности программы к решению рассматриваемого класса задач. Согласно [122], это связано с тем, что вопреки заявлениям разработчиков, во многих программах физически нелинейный расчет не приводит к правильным результатам. Поверочные нелинейные расчеты железобетона с использованием ПК «Лира-САПР», также выявили множество проблем. В работе не акцентируется внимание на программных проблемах используемого расчетного комплекса при нелинейных расчётах, вызванных особенностями работы решателя, особенностями учета нелинейной работы материала и других, поскольку данные вопросы не входят в круг вопросов рассматриваемых в диссертации. Можно предполагать, что при использовании других вычислительных комплексов будут возникать иные проблемы.

Сформулируем основные задачи исследований главы 4.

1. Оценка достоверности результатов нелинейного расчета конструктивной схемы, составленной из оболочечных и стержневых конечных элементов с использованием нелинейной деформационной модели железобетона в ПК «Лира-САПР». Это позволит доказать, что результаты подобных расчетов адекватно отражают реальную картину напряженно-деформируемого состояния несущей конструктивной системы и создаст возможность дальнейшего их использования в численных экспериментах.

2. Рассмотрение процедуры верификации результатов расчёта, которая позволила минимизировать влияние недостатков программы на точность решения нелинейной задачи и,

---

<sup>4</sup> Основные результаты исследований, рассматриваемых в данном параграфе, опубликованы в работах [3], [22]

соответственно, установить допустимость использования расчетной схемы для оценки напряженно-деформированного состояния конструкции.

#### 4.2. Общие сведения о рассматриваемом сооружении. Техническое состояние конструкций

Большепролетное сооружение представляет собой монолитную железобетонную коробчатую конструкцию, прямоугольную в плане, пролетом 90 м и шириной 80 м. Опирается сооружение на фундамент предусмотрено через опорные балки, расположенные вдоль осей 48 и 58 (см. Рисунок 4.1 а). Конструктивная система сооружения образована системой продольных и поперечных железобетонных стен переменной толщины и высоты, жестко объединенных между собой тремя горизонтальными плитами перекрытий (см. Рисунки 4.1, 4.2). Плиты перекрытий располагаются на отметках + 2,000 м, + 5,900 м, + 14,000 м и имеют толщины 500 мм, 250 мм и 600 мм соответственно. Стены имеют высоту около 12 м и переменную толщину, которая снижается от опоры к пролёту. Толщина стен в нижней зоне на опоре – 2000 мм, в пролете – 500 мм; в верхней зоне на опоре – 800 мм, в пролете – 200 мм. Нижняя плита и продольные стены преднапряжены канатами. Класс прочности бетона, принятый в проекте – В50.

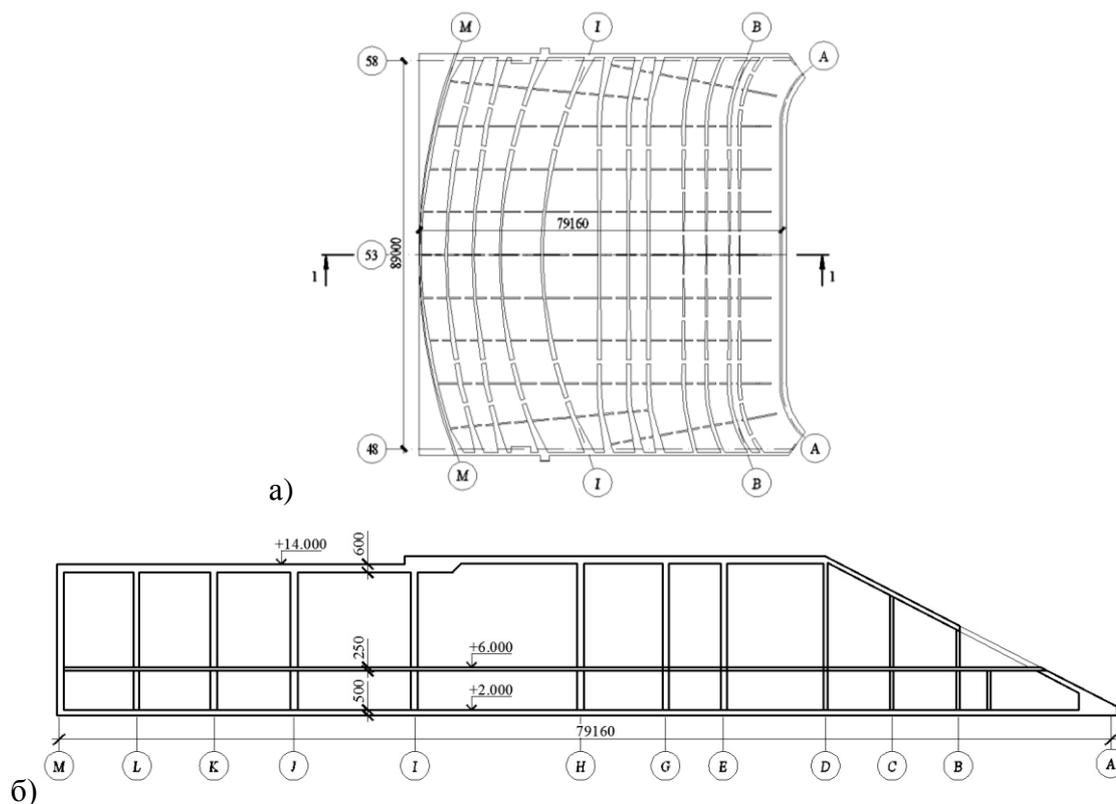


Рисунок 4.1 – Конструкция большепролетного сооружения: а) план сооружения на отметке +2,000; б) поперечное сечение сооружения 1-1

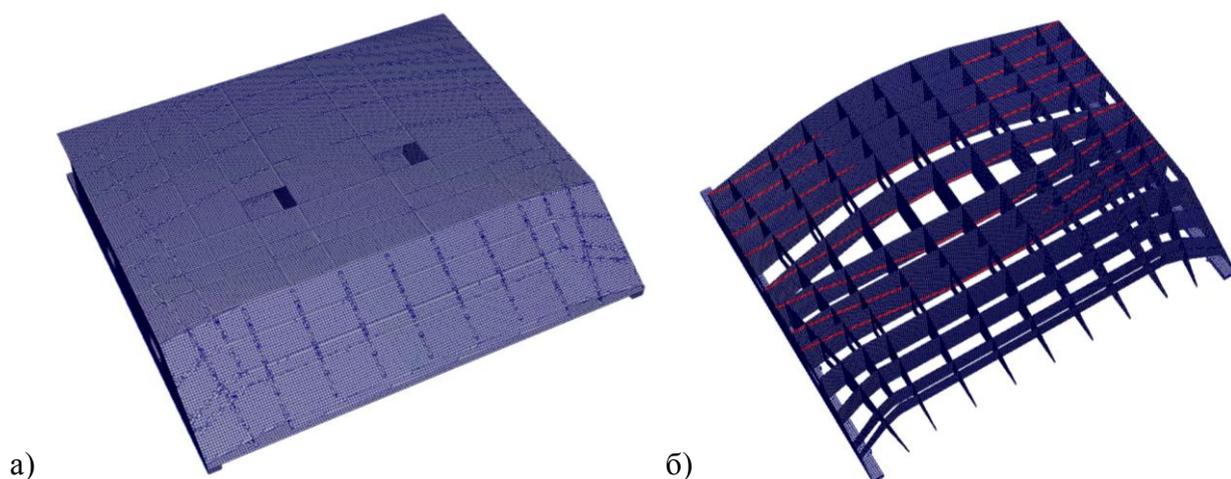


Рисунок 4.2 – Расчетная схема сооружения: а) общий вид; б) расчетная схема системы продольных и поперечных стен

Проведенные после возведения сооружения геодезические измерения перемещений нижней поверхности плиты на отметке + 2,000 показали, что прогиб большепролетной конструкции достиг 93 мм (см. Рисунок 4.3).

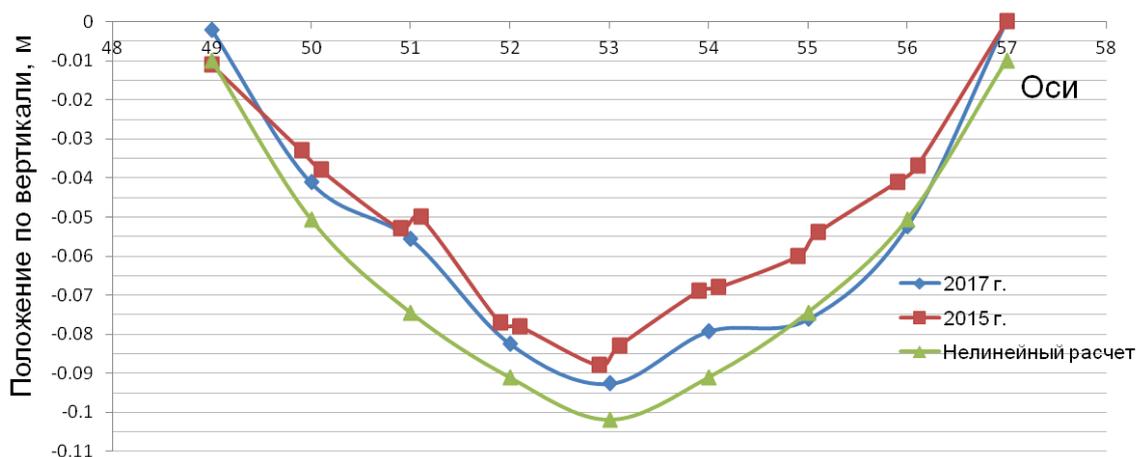


Рисунок 4.3 – Вертикальный продольный профиль низа плиты большепролетной конструкции по оси «М» на отметке + 2,000 по результатам геодезической съемки и по результатам нелинейного расчета

По результатам визуального обследования сооружения практически по всей нижней поверхности плиты на отметке + 2,000 были зафиксированы многочисленные трещины раскрытием до 0,2 мм (см. Рисунок 4.4).



Рисунок 4.4 – Трещины в средней части пролета сооружения

Шаг трещин составляет порядка 10–20 см (см. Рисунок 4.4). Зоны наиболее интенсивного трещинообразования и наибольшей ширины раскрытия трещин выявлены в середине пролета нижней плиты. Трещины развиваются в поперечном направлении пролета плиты в соответствии с действием растягивающих напряжений. Это соответствует характеру изгиба конструкции по геодезическим измерениям. Согласованность сети трещин с характером деформации однозначно свидетельствует, о том, что трещины вызваны растягивающими напряжениями в бетоне при изгибе сооружения.

#### **4.3. Параметры нелинейной модели железобетона расчетной схемы. Сопоставление результатов численного и аналитического расчетов**

Для оценки запаса несущей способности большепролетного сооружения был выполнен расчет сооружения в ПК «Лира-САПР» с учетом физической нелинейности железобетона. Как было отмечено выше, достоверность результатов нелинейного расчета сложной конструктивной системы нуждалась в оценке. Для этого была проведена верификация схемы в несколько этапов.

На первом этапе верификации выполнено сравнение численного решения с аналитическим нормативным методом с использованием нелинейной деформационной модели по СП 63.13330. Для рассматриваемой расчетной схемы целиком аналитический расчет трудно-

осуществим, поэтому такой расчет выполнен для части расчетной схемы – для участка поперечного сечения сооружения в центре пролета (см. Рисунок 4.6) и произведено сравнение результатов аналитических и численных решений.

Расчет в ПК «Лира-САПР» возможно производить с использованием нелинейной деформационной работы материалов, так же как и в [117] ограничиваясь описанием их работы исключительно при одноосном напряжённом состоянии. Физически нелинейная работа бетона описывалась нормативной трехлинейной функцией аппроксимации кривой деформирования бетона В50 (см. Рисунок 1.12). Поскольку поверочные расчеты производились через несколько лет после возведения сооружения, модуль деформации бетона учитывал длительное действие нагрузки по формуле (1.4). В качестве расчетной диаграммы деформирования арматуры А400 с физическим пределом текучести использовалась двухлинейная диаграмма (см. Рисунок 1.15 а), для высокопрочных канатов преднапряжения из стали  $S_t1860$  с условным пределом текучести стали, принималась трехлинейная диаграмма (см. Рисунок 1.15 б) в соответствии с рекомендациями [117].

Параметры нелинейной работы материалов в аналитическом расчете принимались аналогичными принятым в численном расчете.

Для расчетного участка поперечного сечения сооружения в центре пролета (см. Рисунок 4.6), была построена зависимость «изгибающий момент – кривизна» (см. Рисунок 4.5) с использованием нелинейной деформационной модели по результатам аналитического решения.

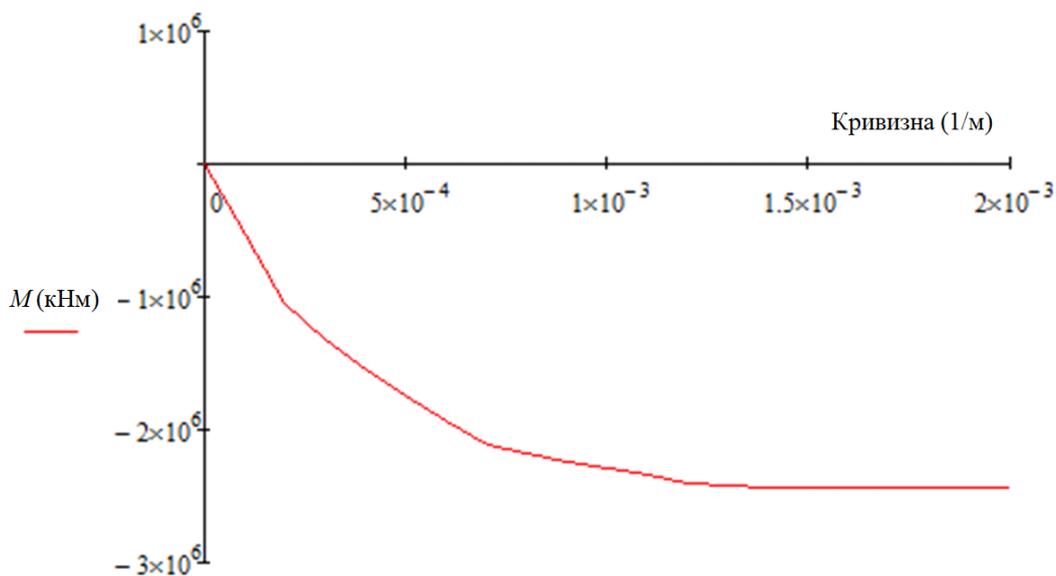


Рисунок 4.5 – Зависимость «изгибающий момент – кривизна» для участка поперечного сечения большепролетной конструкции по результатам нелинейного решения по [117]

Далее построение зависимости «изгибающий момент – кривизна» для этого же сечения было осуществлено по результатам решения двух тестовых численных задач. Расчётные схемы тестовых задач представляют собой фрагмент сооружения – участок продольной стены и плит перекрытий сооружения. Геометрические характеристики схемы в численных расчетах, полностью соответствуют параметрам, заданным для аналитического расчёта. Общий вид расчетных схем для тестовых задач представлен на Рисунке 4.6. На Рисунке 4.6 а показана схема с мелкой разбивкой на конечные элементы. На Рисунке 4.6 б представлена схема, вырезанная из полной расчётной схемы (см. Рисунок 4.2) с более грубой разбивкой. Узлам расчетных схем задавались перемещения по схеме, показанной на Рисунке 4.7, соответствующие разным значениям угла поворота сечения и, следовательно, кривизны  $\kappa$ :

$$\kappa = \frac{d\varphi}{dz} = \operatorname{tg}(\varphi) = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{H},$$

где  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  – задаваемые горизонтальные перемещения связей;

$H$  – высота сечения.

Изгибающий момент в сечении определялся по значениям реакций в связях из выражения:

$$M = R_1 \cdot H,$$

где  $R_1$  – реакция в смещаемой связи от заданного перемещения.

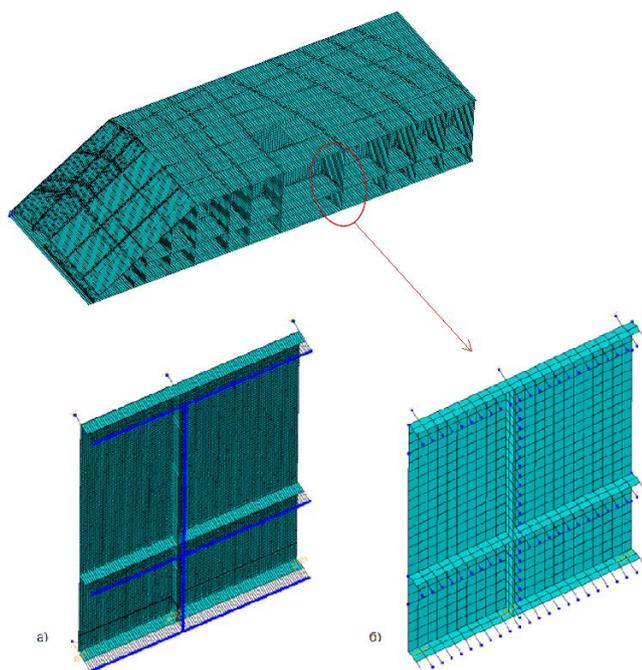


Рисунок 4.6 – Расчетная схема участка сооружения для верификации расчетов учетом физической нелинейности работы материала: а) тестовый фрагмент с мелкой разбивкой;

б) фрагмент, вырезанный из полной расчётной схемы большепролетного сооружения, с более грубой разбивкой

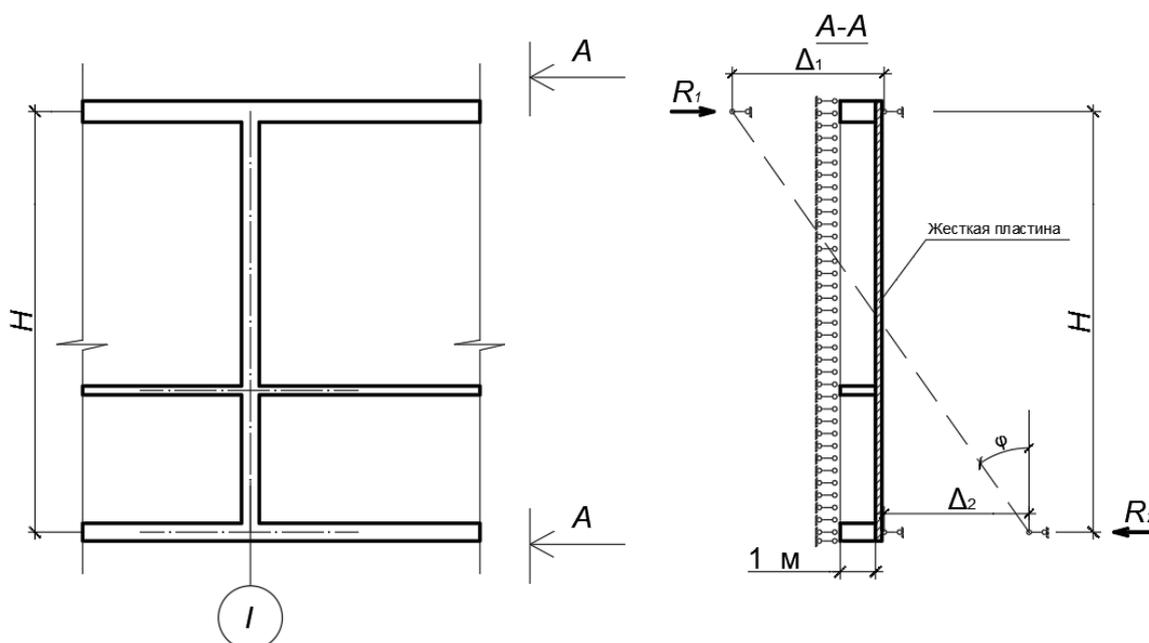


Рисунок 4.7 – Расчетная схема для определения зависимости «изгибающий момент – кривизна» для рассматриваемого участка поперечного сечения большепролетного сооружения

Расхождение результатов решения двух численных задач и аналитического решения, представленного в Приложении Б, составило не более 2,5% (см. Рисунок 4.8), поэтому результаты численного решения задачи с учетом физической нелинейности работы материала могут считаться соответствующими теории расчета с использованием деформационной модели.

#### 4.4. Сравнение результатов численного расчета и данных натурных измерений

Следующим шагом верификации являлось сравнение результатов расчета с данными натурных исследований. Поскольку рассматриваемое большепролетное сооружение на момент выполнения расчетов находилось в стадии завершения строительства, и полезные нагрузки отсутствовали, при расчёте его деформаций учтены только нормативные значения постоянных нагрузок. Прочностные характеристики бетона и стали в расчете приняты нормативными.

Максимальное вертикальное перемещение нижней плиты составило 102 мм (см. Рисунок 4.9), что достаточно близко к результатам геодезических наблюдений (93 мм, см. Рисунок 4.3). Сопоставление расчетного графика перемещений и построенного по результатам геодезических измерений приведено на Рисунке 4.3.

По результатам расчета определялись области, в которых прогнозируется развитие трещин. Расчетные области ожидаемого появления трещин, по результатам нелинейного расчета, соответствуют участкам наиболее интенсивного трещинообразования, выявленным при обследовании сооружения (см. Рисунок 4.10). Данный факт может свидетельствовать о правильности проведенных расчетов.

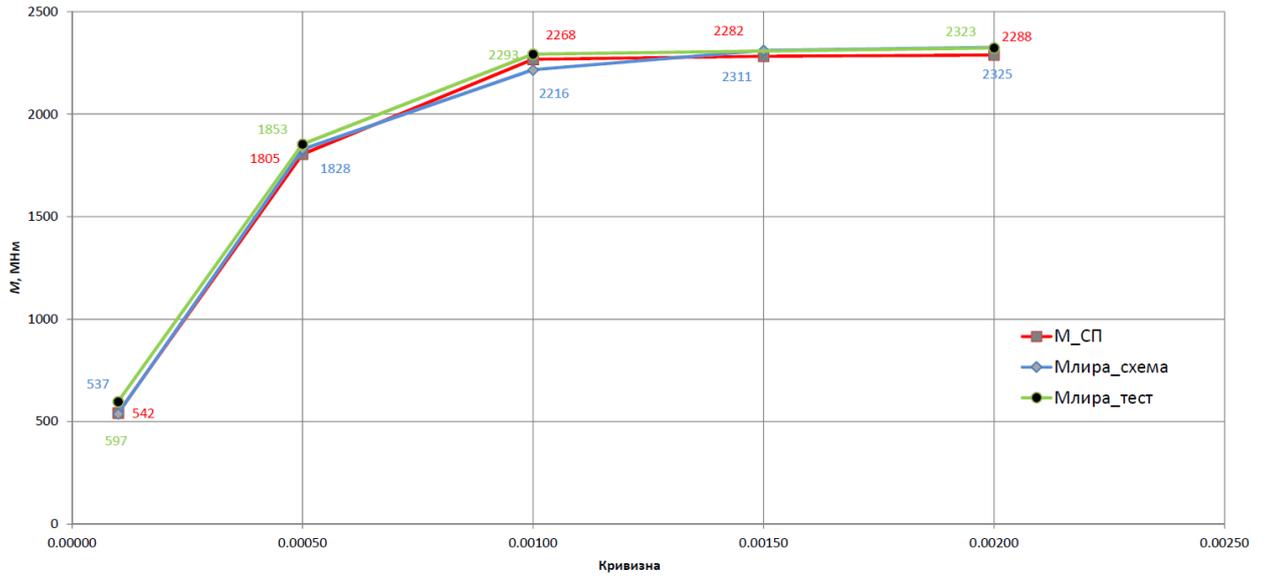


Рисунок 4.8 – Зависимость «изгибающий момент (МН·м) – кривизна» для участка поперечного сечения большепролетного сооружения по результатам аналитического решения по СП 63.13330 (красный), численного расчёта с учетом физической нелинейности работы железобетона для тестовой схемы с мелкой разбивкой (зеленый) и для участка, вырезанного из полной физически нелинейной расчётной схемы сооружения с грубой разбивкой (синий)

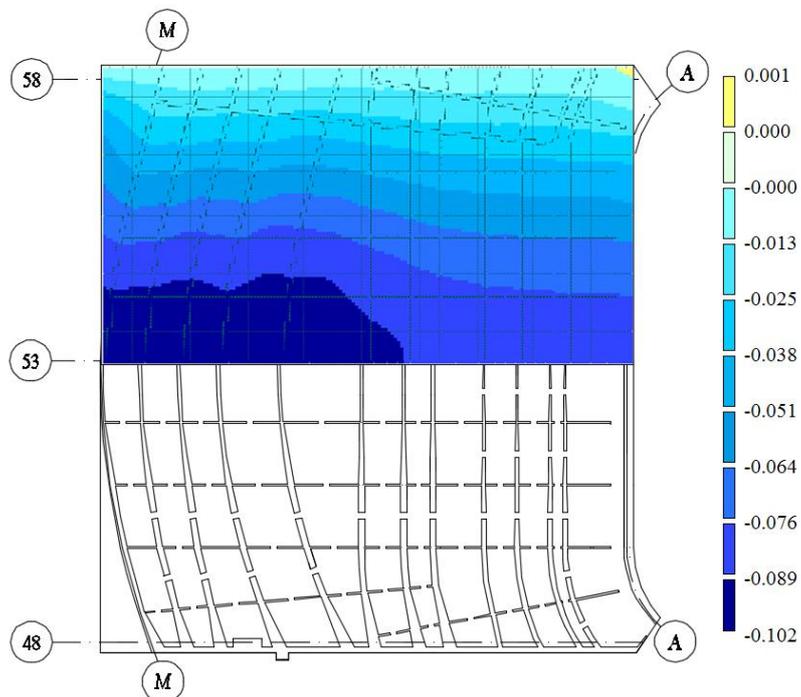


Рисунок 4.9 – Вертикальные перемещения нижней плиты сооружения по результатам нелинейного расчёта, м

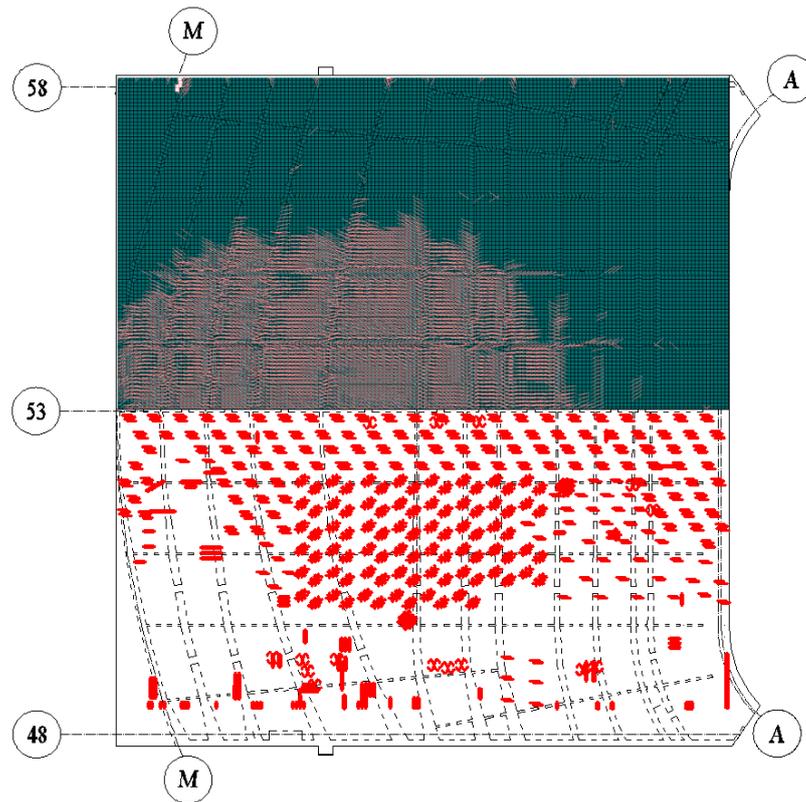


Рисунок 4.10 – Зоны трещинообразования в нижней плите сооружения по результатам расчётов (верхняя часть Рисунка 4.10) и обследования (нижняя часть Рисунка 4.10)

На следующем этапе верификации рассмотрено нагружение сооружения временными нагрузками. На этапе испытания сооружения оно было загружено равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью 13 МПа. В процессе нагружения измерялись вертикальные перемещения в зоне приложения нагрузки. Схема расстановки датчиков представлена на Рисунке 4.11. Измерения прогиба производились при помощи штатива-штанги, к которой крепился часовой индикатор ИЧ-10 с ценой деления 0,01 мм, упирающийся в нижнюю плиту сооружения (см. Рисунки 4.11, 4.12). Точность отсчета по индикатору составляла 0,005 мм.



Рисунок 4.11 – Измерение статического прогиба большепролетного сооружения:

а) штатив; б) индикатор часовой ИЧ-10; в) собранная установка в работе

Результаты измерений по индикаторам приведены в Таблице 4.1. Максимальное перемещение составило 0,55 мм в точке установки датчика №3, 0,33 мм в точке установки датчика №2, 0,14 мм в точке установки датчика №1.

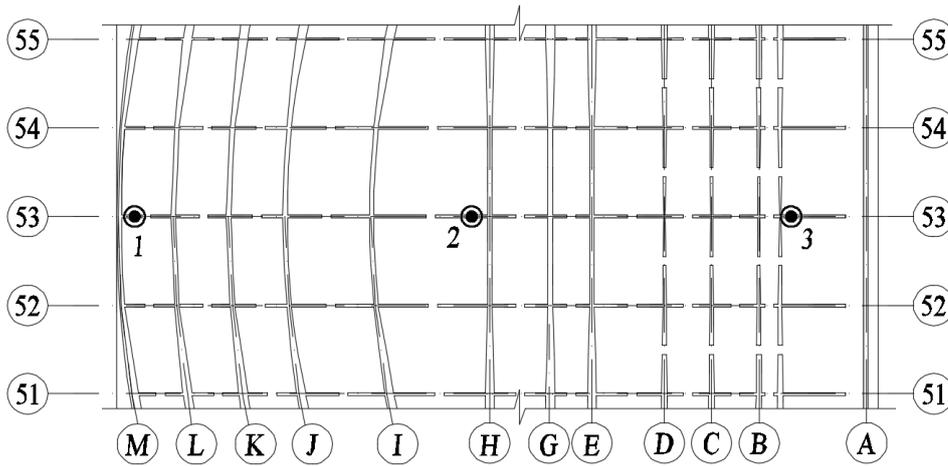


Рисунок 4.12 – Схема расстановки датчиков на нижней плите

Таблица 4.1 – Показания приборов во время испытаний (мм)

Время	Номер прибора		
	1	2	3
Начальные показания индикатора 13:40	0,00	0,00	0,00
Начало испытания 14:00	0,13	0,18	0,30
14:30	0,14	0,33	0,55
14:50	0,14	0,31	0,49
15:05	0,13	0,22	0,54
15:30	0,11	0,24	0,51
Окончание испытания 15:50	0,13	0,28	0,54
16:20	0,01	0,01	0,03

При численном расчете сооружения от статических воздействий, (кратковременной нагрузки), были заданы нагрузки по схеме, приведенной на Рисунке 4.13.

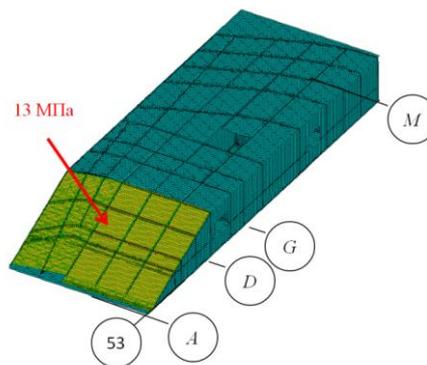


Рисунок 4.13 – Схема приложения временных нагрузок при испытании

Поскольку расчет выполнялся на действие временной нагрузки, в модели работы материала ползучесть не учитывалась. Отметим, что при нагрузке интенсивностью 13 МПа (приложенные временные нагрузки составляют не более 3% от веса конструкций) приращения деформаций весьма незначительны по величине. Поэтому, на первый взгляд, решение задачи при таком кратковременном воздействии допустимо выполнять в предположении упругой работы бетона с начальным модулем упругости бетона. Однако в этом случае в линейном расчете не будет учтено появление трещин в бетоне, выявленных при обследовании (см. Рисунки 4.4, 4.10), следовательно, жесткость сооружения окажется завышенной. Таким образом, расчет на кратковременную нагрузку также следует выполнять в нелинейной постановке.

Общие деформации бетона являются суммой мгновенных (линейных и нелинейных) и длительных деформаций бетона, вызванных ползучестью и усадкой [49]. В рамках одной расчетной схемы не было возможности учесть разный характер работы бетона на длительные и кратковременные нагрузки. Поэтому в модели работы бетона не был заложен коэффициент ползучести и при нелинейном расчете большепролетного сооружения на действие временных нагрузок учитывалась только мгновенные деформации бетона. В расчетах использовалась двухлинейная диаграмма деформирования бетона (см. Рисунок 4.14) с приведенным модулем упругости железобетона, определяемым через начальный модуль упругости бетона, и через модуль упругости арматуры по формуле (3.2):

$$E = E_s \cdot \mu + E_b \cdot (1 - \mu),$$

где  $\mu$  – доля армирования сечения,  $E_s$  – модуль упругости арматуры,  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона.

Нагрузки прикладывались в 2 этапа.

На 1 этапе задавались постоянные нагрузки и преднапряжение конструкции и определялись нелинейные деформации, развивающиеся из-за трещинообразования растянутого бетона в нижней зоне большепролетного сооружения.

На 2 этапе к расчетной схеме прикладывались временные нагрузки и, как отмечено выше, расчет, в связи с малой величиной этой нагрузки, на данном этапе производился фактически в условиях упругой работы конструкции.

Перемещения большепролетного сооружения от временной нагрузки при испытании определялись как разность перемещений на этапах расчета 2 и 1. По результатам расчета, вертикальное перемещение составило в точках установки датчиков (см. Рисунок 4.15):

датчик №1. этап 1 – 79,32 мм, этап 2 – 79,51 мм;

датчик №2. этап 1 – 61,79 мм, этап 2 – 62,17 мм;

датчик №3. этап 1 – 58,75 мм, этап 2 – 59,37 мм.

Таким образом, приращение прогиба составит в зонах разных датчиков:

датчик №1.  $\Delta = 79,51 \text{ мм} - 79,32 \text{ мм} = 0,19 \text{ мм}$ ;

датчик №2.  $\Delta = 62,17 \text{ мм} - 61,79 \text{ мм} = 0,38 \text{ мм}$ ;

датчик №3.  $\Delta = 59,37 \text{ мм} - 58,75 \text{ мм} = 0,62 \text{ мм}$ .

Результаты нелинейного расчета близко совпадают с результатами измерений (Таблица 4.1). Это может свидетельствовать о том, что нелинейный расчёт выполнен правильно.

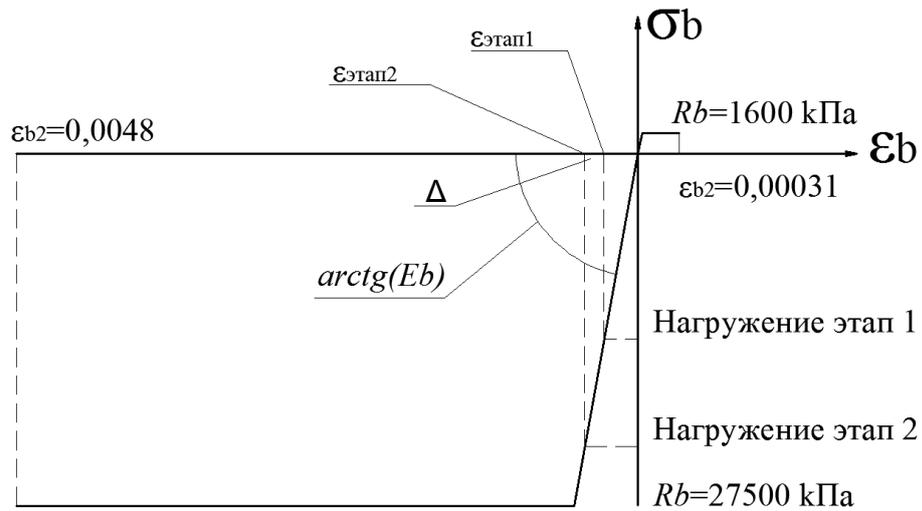


Рисунок 4.14 – Принятая диаграмма деформирования бетона

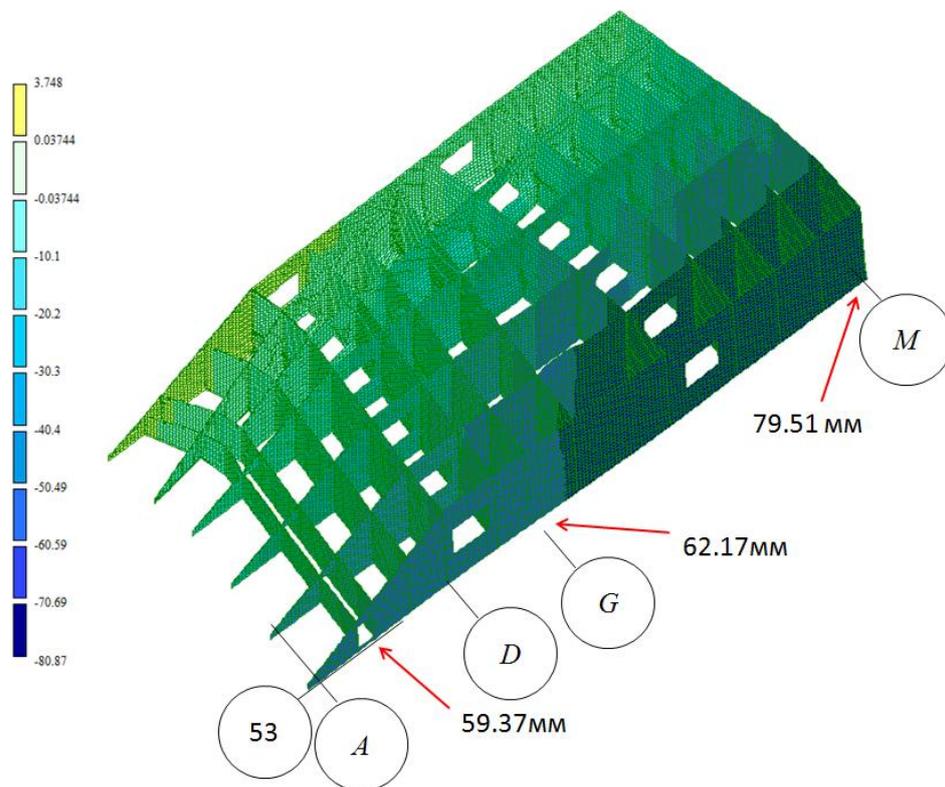


Рисунок 4.15 – Изолинии вертикальных перемещений сооружения на этапе 2, мм

Сопоставление результатов численных нелинейных расчётов и фактически измеренных перемещений от действий длительной нагрузки и от кратковременного нагружения показало соответствие расчётных величин данным натурным измерений, что свидетельствует о корректности результатов расчёта и принятых параметров схемы в целом.

Помимо испытаний сооружения статической нагрузкой проводились измерения динамических параметров большепролетного сооружения с определением собственных частот колебаний для сравнения с результатами численных экспериментов с упругой расчетной схемой сооружения. Результаты сравнения динамических расчетов упругой схемы с данными измерений приведены в [3].

#### **4.5. Рекомендации по верификации результатов численного нелинейного расчета**

На основе проведенной работы были разработаны практические рекомендации по выполнению поэтапной процедуры верификации нелинейных численных решений.

1 этап. Верификация модели нелинейной работы материалов. В первую очередь следует протестировать модель нелинейной работы материала, принятую в расчете. Для построения моделей, описывающих одноосное напряженное состояние, можно ограничиться проведением численного моделирования одноосных испытаний для получения диаграмм пластического деформирования « $\sigma_1 - \epsilon_1$ » при растяжении и сжатии, соответствующих функциям, заложенным в параметры модели и приведенным в СП 63.13330. В случаях построения нелинейных моделей, описывающих объемное напряженное состояние бетона, потребуется проведение численных экспериментов, учитывающих напряжения  $\sigma_2, \sigma_3$  для объемных конечных элементов.

2 этап. Выявление ошибок, вызванных особенностями работы программных комплексов, также достигается решением тестовых задач и сравнением результатов расчета с аналитическим решением по нелинейной деформационной модели, изложенной в СП 63.13330. Проверка осуществляется сопоставлением зависимостей «внутреннее усилие – деформация» при численном и аналитическом моделировании работы рассматриваемой схемы. Строго говоря, расчёт по нелинейной деформационной модели является единственным нормативным методом нелинейного расчёта железобетонных конструкций. Однако на практике подобной проверкой практически всегда пренебрегают ввиду трудоемкости такого расчета. При расчёте зданий и сооружений со сложной конструктивной схемой тестовую расчетную схему можно построить из фрагмента общей расчетной схемы с использованием параметров материалов, примененных в ней.

3 этап. Уточнение принятых параметров нелинейной расчётной схемы возможно производить на основании натуральных измерений. Построение любой расчетной схемы по определению основывается на множестве допущений, идеализации работы конструкции и материалов, граничных условий, что может оказывать существенное влияние результат расчета. Поэтому в

случае сложных схем принятые параметры нелинейной расчётной схемы возможно производить сопоставлением результатов численных нелинейных расчётов с результатами натуральных наблюдений (мониторинг деформаций, зон трещинообразования, динамических параметров системы). По результатам различных натуральных измерений параметры численной расчетной схемы могут итерационно уточняться

#### 4.6. Выводы по главе 4

1. С учетом многочисленных особенностей работы программных комплексов, предназначенных для конечноэлементных расчетов строительных конструкций с учетом физически нелинейной работы материалов, крайнюю актуальность имеет решение верификационных задач. Разработаны и апробированы рекомендации по проведению процедуры верификации численных решений, позволяющей удостовериться в корректности результатов численного нелинейного расчета конструктивной системы здания.

2. Основным результатом проведенных численных расчетов и их сопоставления с результатами нелинейных расчетов, заложенных в действующих нормах [117], а также с результатами натуральных измерений, является вывод о том, что численный метод прошел необходимые верификационные процедуры. Это свидетельствует о достоверности результатов нелинейного расчета схемы из оболочечных и стержневых конечных элементов с использованием нелинейной деформационной модели, реализованного в численном решении в ПК «Ли́ра-САПР», и возможности применения данного расчета для проведения численных экспериментов, рассматриваемых в главе 5.

3. Достоверных результатов численных нелинейных расчетов удалось добиться лишь после многоэтапной процедуры верификации численного расчета, что оправданно для сооружения повышенной категории ответственности, однако, практически сложно применимо в условиях рядового проектирования. В случае расчетов рядовой застройки нелинейный расчёт целесообразно заменять расчётом упругой задачи с использованием понижающих коэффициентов жесткости, адекватно описывающих нелинейную работу железобетона. Рекомендации по корректному назначению понижающих коэффициентов жесткости разработаны в главе 3.

## **ГЛАВА 5. РАСЧЕТНАЯ ОЦЕНКА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЗДАНИЙ МОНОЛИТНОЙ КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ В УСЛОВИЯХ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ С ОСНОВАНИЕМ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗЛИЧНЫХ ПОДХОДОВ К МОДЕЛИРОВАНИЮ НЕЛИНЕЙНОЙ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ<sup>5</sup>**

### **5.1. Постановка задач исследований**

В предыдущих главах показано, что для оценки напряженно-деформированного состояния несущей системы здания следует учитывать нелинейную работу железобетонных конструкций.

Отметим ожидаемые эффекты, характеризующие НДС конструктивной системы здания, взаимодействующей с основанием, которые будут возникать в расчетах при учете физической нелинейности железобетонных конструкций.

1) Бóльшая податливость конструктивной системы за счет физически нелинейной работы конструкций будет ожидаемо приводить к увеличению абсолютных величин осадок здания, а также относительных неравномерностей осадок (см. Рисунок 5.2).

1) На Рисунке 5.1 приведена эпюра вертикальных напряжений в зоне контакта абсолютно жесткого штампа и основания по решению теории упругости. Как известно, [68] такой характер распределения вертикальных напряжений при проведении совместных расчетов здания и основания будет вызывать перегрузку периметральных свай здания (в случае возведения здания на свайных фундаментах), а также периметральных участков стен здания и, соответственно, приведет к снижению усилий в вертикальных конструкциях здания, расположенных ближе к центру здания. Неравномерность перераспределения нагрузок между контурными и внутренними конструкциями здания будет тем существеннее, чем больше жесткость штампа (или здания в целом) [19]. С другой стороны, физически нелинейная работа конструкций, будет приводить к снижению жесткости здания. Таким образом, в расчетах с учетом нелинейности работы железобетона должно произойти снижение концентрации напряжений на крайних участках стен и снижение усилий в крайних сваях по сравнению с расчетом, основанном на использовании упругой модели работы железобетона, имеющей бóльшую жесткость по сравнению с нелинейной моделью.

---

<sup>5</sup> Основные результаты исследований, рассматриваемых в данном параграфе, опубликованы в работах Евсева Н. А. [23], [24]

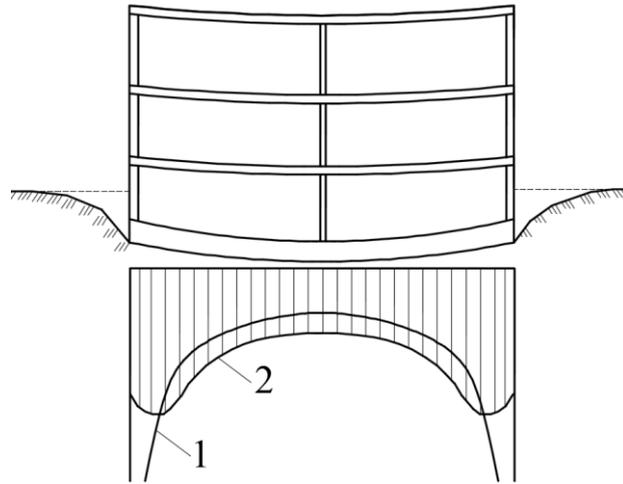


Рисунок 5.1 – Эпюры контактных вертикальных напряжений под штампом: 1 – для абсолютно жесткого штампа на упругом основании; 2 – для штампа конечной жесткости, а также для упруго-пластического основания [68]

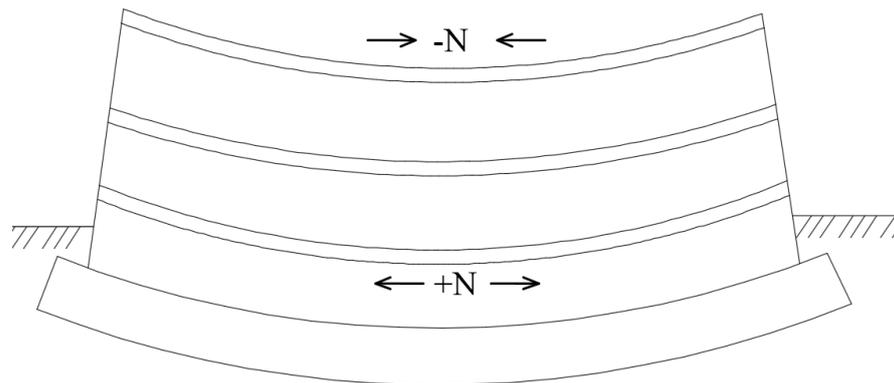


Рисунок 5.2 – Неравномерные осадки здания в расчетной схеме, учитывающей взаимодействие с основанием

3) Неравномерные осадки здания будут приводить к возникновению растягивающих напряжений в нижних уровнях здания и сжимающих в верхних. Развитие трещин в горизонтальных конструкциях здания будет приводить к снижению их жесткости и снижению напряжений в них.

Основные задачи численных экспериментов заключались в следующем. В первую очередь необходимо выполнить количественную оценку вклада физически нелинейной работы железобетонных конструкций здания в напряженно-деформированное состояние конструктивной системы при расчете здания совместно с основанием.

Расчеты выполнены с использованием различных моделей работы железобетона нелинейной деформационной модели и упругих моделей в соответствии с рекомендациями

СП 63.13330, СП 430.1325800, а также с учетом величин понижающих коэффициентов, предложенных в главе 3. Отсюда можно сформулировать вторую задачу расчетных исследований: на основе численного анализа описанных выше эффектов взаимодействия здания с основанием подтвердить выявленные в главе 2 и 3 недостатки нормативных методик по учету физической нелинейности железобетона в упругой задаче. Кроме этого, требуется апробация разработанной методики снижения жесткости расчетной схемы здания за счет физически нелинейной работы железобетонных конструкций и оценка преимуществ её использования по сравнению с рекомендуемыми нормативными документами подходами.

В главе 4 была выполнена оценка возможности реализации нелинейной модели железобетона в ПК «Лира-САПР». Таким образом, полагаем, что дальнейшие расчеты с использованием нелинейной модели работы железобетона в ПК «Лира-САПР» будут также адекватно отражать картину распределения усилий в элементах конструктивной системы.

Для выявления исключительно вклада нелинейной работы железобетона в характер распределения усилий в конструкциях здания в совместных расчетах ограничимся использованием упругой модели работы основания.

Нужно отметить, что в реальном проектировании расчет здания в нелинейной постановке ожидаемо должен достаточно близко соответствовать расчету в линейной постановке, так как при проектировании железобетонных конструкций не допускается существенная нелинейная работа железобетона вследствие ограничения ширины раскрытия трещин, ограничения относительных неравномерностей осадок и кренов здания. Поэтому следует полагать, что вклад нелинейной работы железобетона не будет значителен. Этот случай рассмотрен в п. 5.2 на примере расчета зданий стеновой конструктивной схемы на свайном фундаменте с учетом жесткости надземных конструкций и здания на плитном фундаменте (без учета жесткости надземных конструкций).

Однако в случаях возникновения нештатных ситуаций, например, развития сверхнормативных деформаций здания, возможны значительные несоответствия в результатах расчета с использованием физически нелинейной и упругой модели работы железобетонных конструкций. Для подобных расчетов особенно важен учет перераспределения усилий за счет нелинейной работы железобетона. Такой случай рассмотрен в п. 5.3 на примере здания, построенного в г. Санкт-Петербург в 2017 г. и испытывающего сверхнормативные неравномерные крены из-за близкой экскавации открытого котлована без ограждения.

## 5.2. Модельные расчетные схемы зданий

### 5.2.1. Расчетная схема 1. Плитный фундамент на упругом основании

Выполнен совместный расчет зданий с основанием на основное сочетание нагрузок в программном комплексе «Лира-САПР».

В первую очередь рассмотрен расчет здания на плитном фундаменте 10×10 м (см. Рисунок 5.3). Расчет производился для плит двух конструкций (см. Рисунок 5.4). Расчетная схема представляет собой четверть фактического размера фундамента. Основание здания моделировалось объемными упругими телами. Конструкция фундаментной плиты моделировалась конечными элементами оболочки. Плита загружена равномерно распределенной нагрузкой 40 кПа. Расчет выполнен без учета жесткости надземных конструкций, что допустимо в случае большой податливости, например для каркасного здания. В этом случае жесткость расчетной схемы здания при расчете взаимодействия с основанием определяется изгибной жесткостью плиты фундамента, которую принимаем для 4 вариантов работы железобетона.

Вариант 1. С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость плиты принималась согласно СП 430.1325800 с использованием понижающих коэффициентов для начального модуля упругости – 0,2. Для бетона В25 в схеме принято  $E = 0,2 \cdot 30000000 \text{ кПа} = 6000000 \text{ кПа}$ .

Вариант 2. С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость железобетона принималась согласно СП 63.13330 с учетом длительности действия нагрузки использованием пониженного модуля деформации бетона:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}, \text{ где } E_b \text{ – начальный модуль упругости бетона, } \varphi_{b,cr} \text{ – коэффициент ползучести бетона.}$$

Для бетона В25 при относительной влажности воздуха свыше 75% в схеме принято  $E = 30000000 \text{ кПа} / 2,8 = 10714285 \text{ кПа}$ .

Вариант 3. С учетом нелинейной работы железобетона с фактическими параметрами армирования конструкций.

Для учета физической нелинейности бетона использовался трехлинейный вариант аппроксимации кривой деформирования бетона В25 с учетом модуля деформации бетона при продолжительном действии нагрузки (относительная влажность воздуха свыше 75%), согласно СП 63.13330. В качестве диаграммы деформирования арматуры класса по прочности А400 с физическим пределом текучести в соответствии с рекомендациями СП 63.13330 использовалась билинейная диаграмма.

Вариант 4. С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость плиты в зоне вероятного трещинообразования (в центре плиты) принималась по аппроксимации (3.3) согласно рекомендациям главы 3. На Рисунке 5.4. представлены значения понижающего ко-

эфициента изгибной жесткости  $k_1$ , определенные по формуле (3.3) для рассматриваемых двух типов сечений плит. Они составляют  $k_1 = 0,141$  для плиты 400 мм и  $k_1 = 0,127$  для плиты 600 мм.

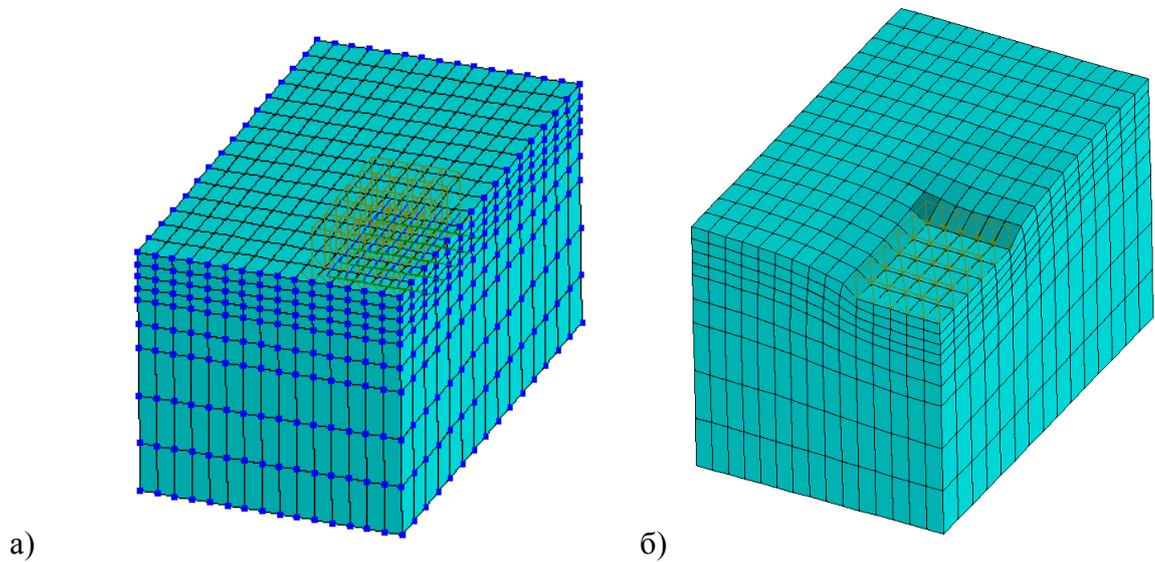


Рисунок 5.3 – Плитный фундамент на упругом основании:

а) расчетная схема; б) деформированная схема

Построены графики зависимости относительных неравномерностей осадок схем от максимальной осадки здания для различных рассматриваемых случаев учета нелинейной работы железобетона, назначением различной величины модуля деформации упругого основания. Рассматривается диапазон максимальных осадок здания, а также относительных неравномерностей осадок, не превышающий предельных значений, регламентированных СП 22.13330 (для каркасного здания – 15 см), т.о. не ожидается сильная нелинейная работа железобетона. На Рисунке 5.5 представлены графики зависимости относительных неравномерностей осадок плиты от величины максимальной абсолютной осадки схемы. Наименьшая неравномерность соответствует расчету по схеме СП 63.13330 с наиболее жесткой фундаментной плитой, наибольшая – по схеме с использованием нелинейной модели железобетона. Разница в результатах расчета осадок по схеме СП 63.13330 и по нелинейному расчету достигает 50%. Разница в результатах расчета неравномерности осадок по СП 430.1325800 по сравнению с нелинейным расчетом – до 20%. Эта разница увеличивается с увеличением максимальной осадки центра плиты (податливости основания). Данные результаты вполне согласуются с предположениями, изложенными в п. 5.1.

Данные различия расчета неравномерностей осадок могут оказаться весьма существенными и повлиять на проектные решения по устройству фундаментов (например, потребуют

увеличения длины свай для снижения осадки здания) и надземных конструкций здания (например, потребуют увеличения жесткости надземных конструкций).

На Рисунке 5.6 представлены графики зависимости максимальных абсолютных осадок здания от жесткости основания (модуля деформации объемных КЭ). Как видно на Рисунке 5.6, использование различных моделей железобетона не оказывает существенного влияния на величину максимальной осадки. Наименьшая величина осадок получена по результатам расчета с использованием понижающих коэффициентов по СП 63.13330 с наибольшей жесткостью фундаментной плиты. Однако разница в сравнении с нелинейным расчетом не превышает 8%. Разница между результатами расчета по СП 430.1325800 и нелинейным расчетом не превышает 4%. Можно отметить, что подобные различия в осадках не являются значительными и находятся в пределах точности геотехнических расчетов. Таким образом, можно сделать вывод о том, что для оценки абсолютной величины осадки здания допустимо использовать любую из рассмотренных методик моделирования работы железобетонных конструкций.

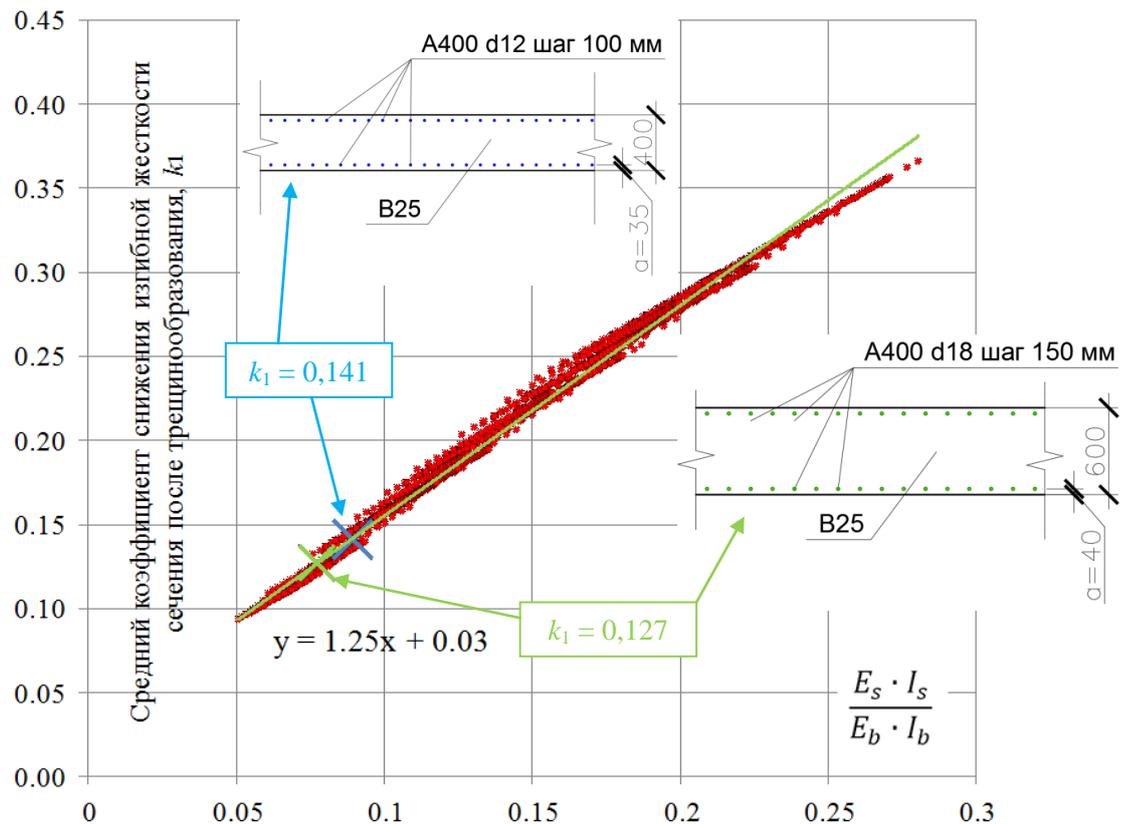
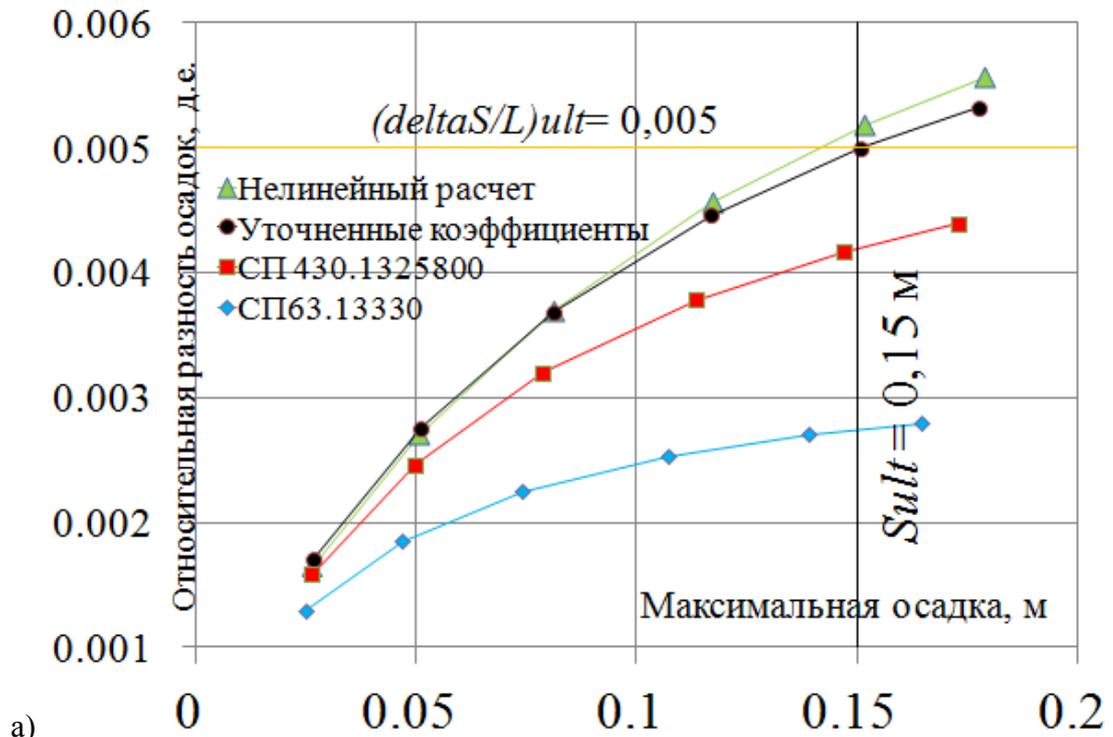
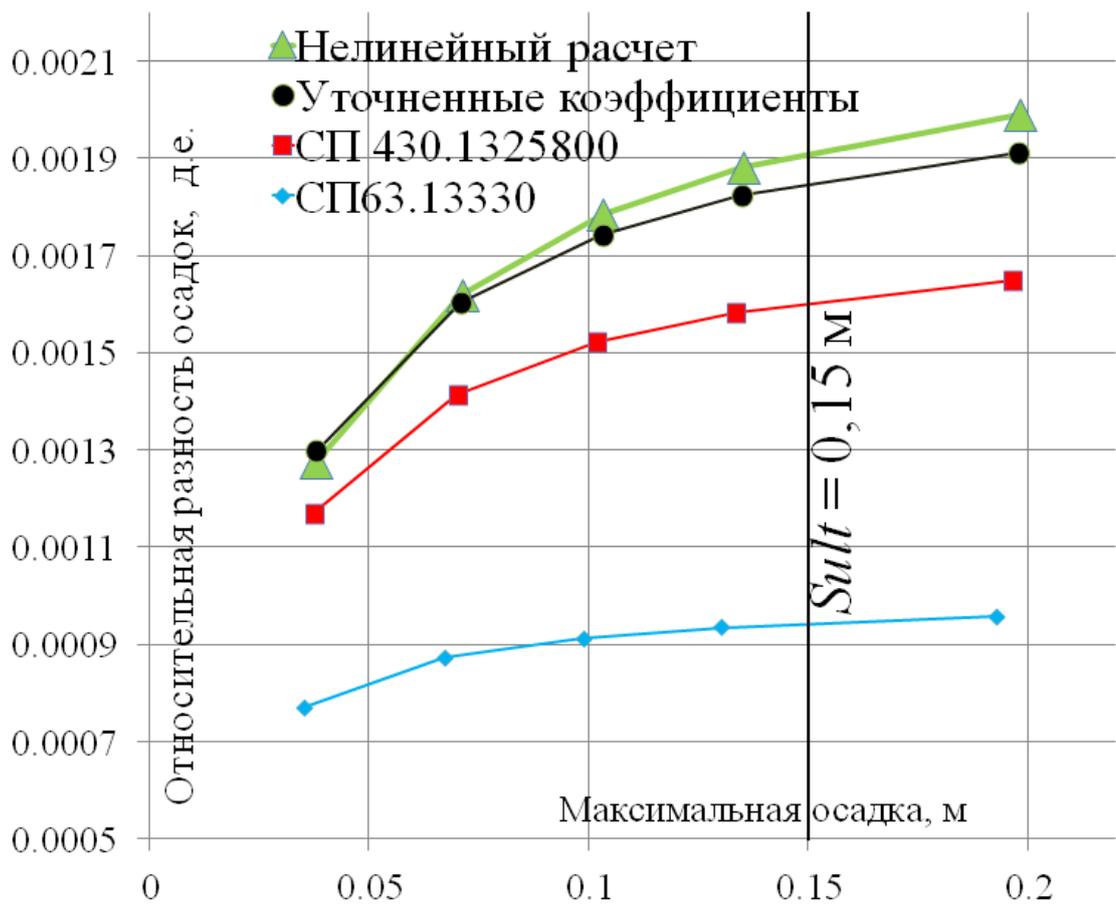


Рисунок 5.4 – Аппроксимация (3.3) для оценки коэффициента снижения изгибной жесткости сечения после трещинообразования ( $k_1$ ) и отметки на графике вычисленных величин коэффициентов для рассматриваемых в численном эксперименте сечений (схемы сечений представлены на данном Рисунке)



а)



б)

Рисунок 5.5 – Зависимости относительных неравномерностей осадок фундаментной плиты от величины максимальной осадки центра плиты (м) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона: плита 400 мм (а); плита 600 мм (б)

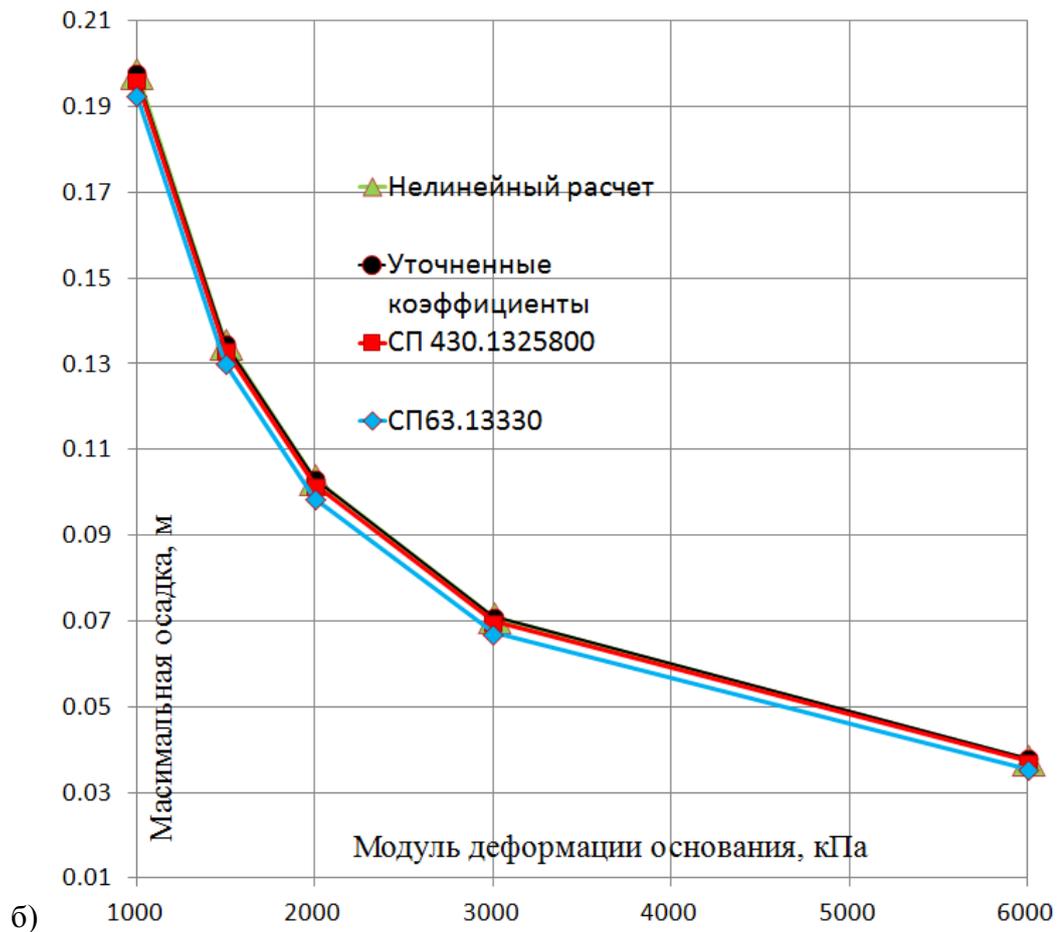
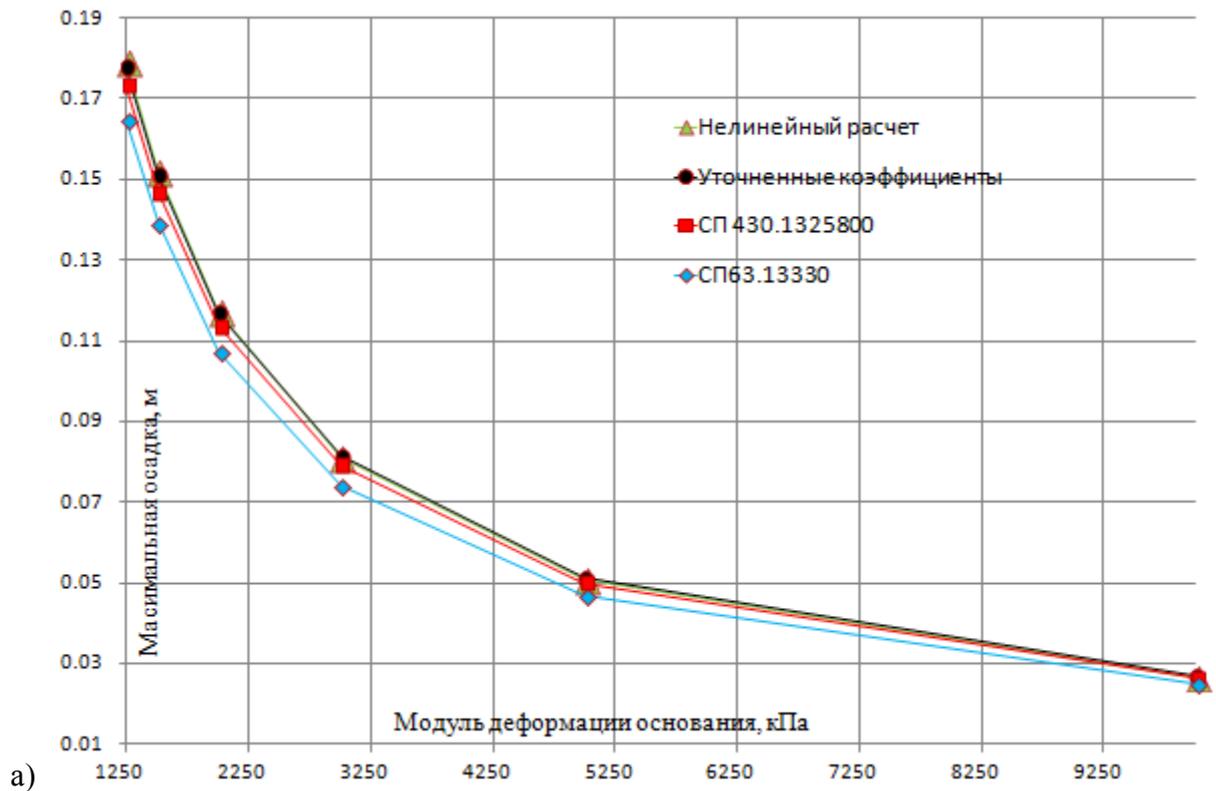


Рисунок 5.6 – Графики зависимости максимальных осадок плиты (м) от модуля деформации основания (кПа) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона: плита 400 мм (а); плита 600 мм (б)

### 5.2.2. Расчетная схема 2. Здание стеновой конструктивной схемы на упругом основании

Выполнен расчет зданий стеновой конструктивной схемы на упругом основании. Рассмотрены два варианта расчетной схемы.

1 вариант. «Жесткая схема» (схема 2А), характеризуемая соотношением длины к высоте  $L/H < 4$  (см. Рисунок 5.7 а).

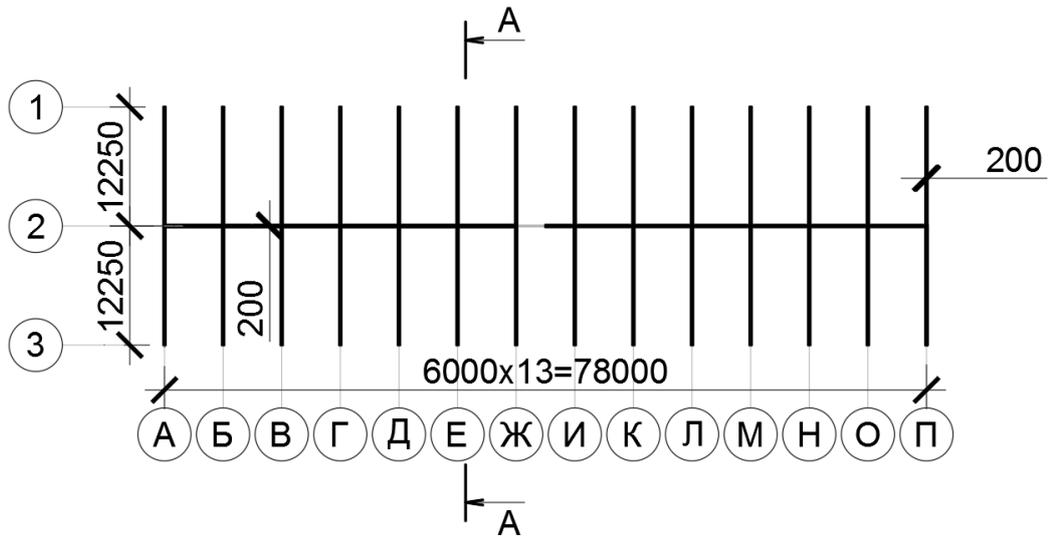
2 вариант. «Податливая схема» (схема 2Б), характеризуемая соотношением длины к высоте  $L/H > 4$  (см. Рисунок 5.7 б).

Приведенные соотношения длины к высоте были принято по таблице 5.4 СП 22.13330 для анализа влияния физической нелинейности железобетона на распределение усилий в конструкциях зданий различной жесткости.

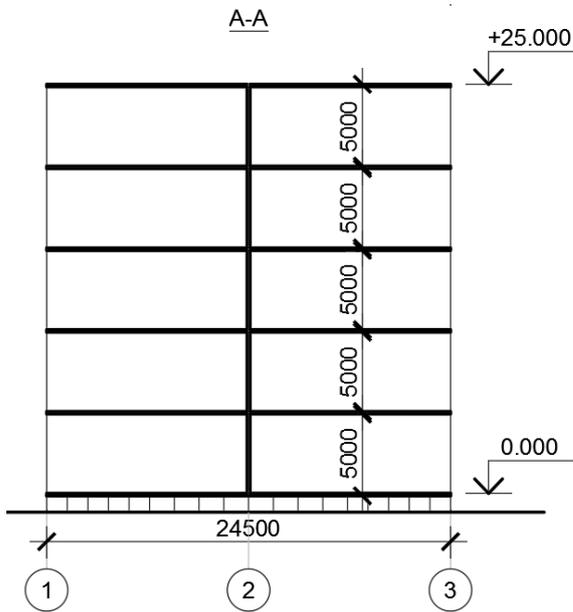
Предельно допустимая осадка фундаментов здания составляет 18 см, предельная относительная разность осадок составляет 0,0024 согласно СП 22.13330.

На Рисунках 5.7 – 5.8 показаны геометрические размеры рассматриваемых конструктивных схем. Монолитное железобетонное здание, конструктивная схема – стеновая, шаг поперечных стен – 6 м, высота этажа – 5 м. Высота здания: схема 2А – 25 м, схема 2Б – 5 м. Толщина стен – 200 мм, перекрытий – 200 мм. Материалы – бетон класса прочности В25 и арматура класса А400. Конструкция плиты перекрытий приведена на Рисунке 5.9. Фундаменты здания – сваи квадратного сечения 0,4×0,4 м.

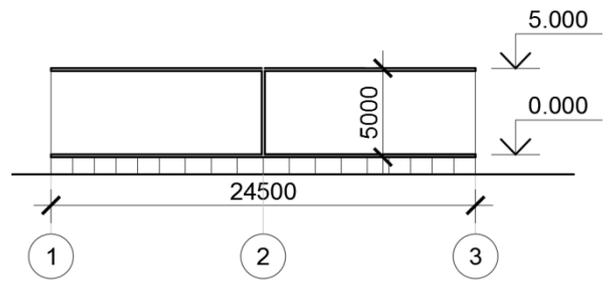
Общий вид расчетных схем зданий с основанием (четверть расчетной схемы) показан на Рисунке 5.10. Основание здания моделировалось объемными упругими телами. Конструкции здания моделировались конечными элементами оболочки.



a)



a)



в)

Рисунок 5.7 – Геометрические размеры расчетной схемы: а) план стен; б) разрез для схемы 2А; в) разрез для схемы 2Б

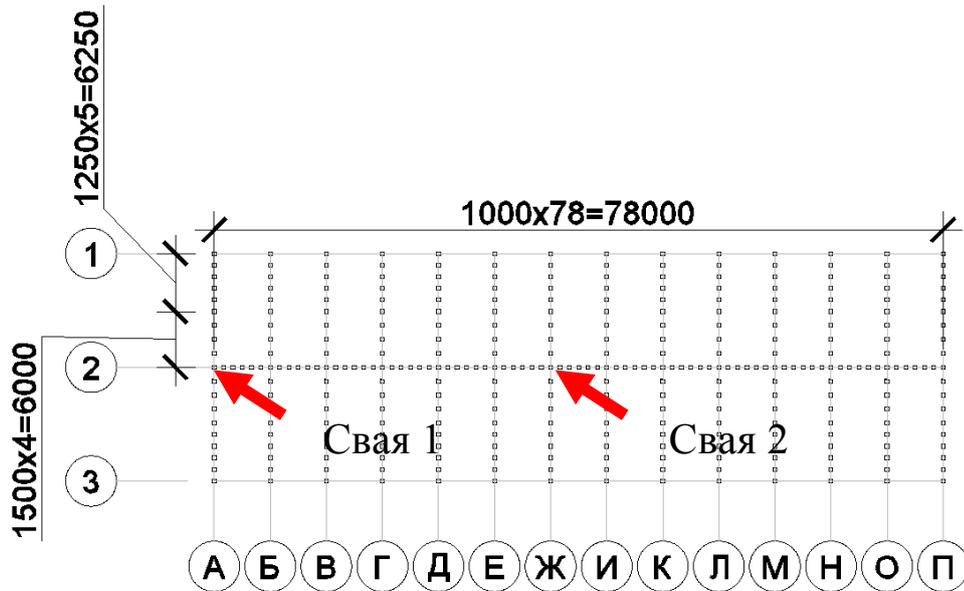


Рисунок 5.8 – План свайного поля

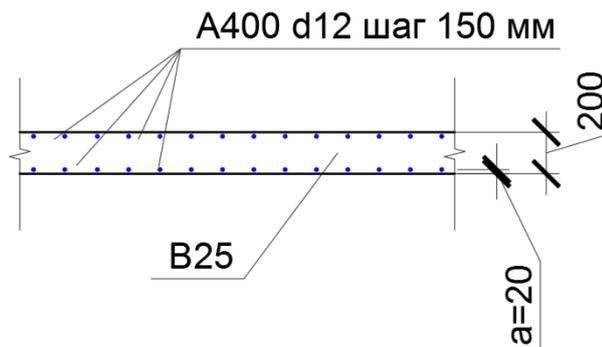


Рисунок 5.9 – Конструкция плиты перекрытия

Расчеты выполнялись для четырех вариантов работы железобетона

Вариант 1. С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость железобетонных конструкций принималась согласно СП 430.1325800 с использованием понижающих коэффициентов для начального модуля упругости: 0,2 – для горизонтальных конструкций и 0,6 – для вертикальных конструкций.

В схеме принято:

$$E_{\text{пер}} = 0,2 \cdot 30000000 \text{ кПа} = 6000000 \text{ кПа};$$

$$E_{\text{ст}} = 0,6 \cdot 30000000 \text{ кПа} = 18000000 \text{ кПа}.$$

Вариант 2. С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость железобетона принималась согласно СП 63.13330 с учетом длительности действия нагрузки использованием пониженного модуля деформации бетона:

$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1+\varphi_{b,cr}}$ , где  $E_b$  – начальный модуль упругости бетона,  $\varphi_{b,cr}$  – коэффициент ползучести бетона при относительной влажности воздуха свыше 75%.

В схеме принято:  $E_{ст} = E_{пер} = 30000000 \text{ кПа}/2,8 = 10714285 \text{ кПа}$ .

Вариант 3. С учетом нелинейной работы железобетона с фактическими параметрами армирования конструкций.

Для учета физической нелинейности бетона использовался трехлинейный вариант аппроксимации кривой деформирования бетона В25 с учетом модуля деформации бетона при продолжительном действии нагрузки при относительной влажности воздуха свыше 75%, согласно СП 63.13330.

В качестве диаграммы деформирования арматуры класса по прочности А400 с физическим пределом текучести в соответствии с рекомендациями СП 63.13330 использовалась билинейная диаграмма.

Вариант 4. С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость горизонтальных несущих конструкций принималась согласно рекомендациям главы 3 с учетом  $k_1$  и  $k_2$  – коэффициентов соответственно снижения жесткости сечения плит перекрытий на изгиб и на продольное усилие, определяемых по формулам (3.3) и (3.4). В связи с тем, что в используемом программном комплексе отсутствует возможность дифференцированного изменения жесткости пластины на изгиб и продольное усилие, в расчетах пересчитывались параметры пластины перекрытий  $E$  и  $h$  (в зонах вероятного трещинообразования – в пролете и надпорной зоне) решением системы уравнений:

$$\begin{cases} k_1 \cdot E_b \cdot h^3 = E_{eq} \cdot h_{eq}^3 \\ k_2 \cdot E_b \cdot h = h_{eq} \cdot E_{eq} \end{cases},$$

где  $k_1 = 0,163$  и  $k_2 = 0,144$  коэффициенты снижения жесткости сечения плит перекрытий на изгиб и на продольное сжатие в зонах вероятного трещинообразования (в пролете и надпорной зоне) соответственно, полученные по формулам (3.3) и (3.4), приведенным в главе 3;

$E_b$  – начальный модуль упругости бетона плиты перекрытия;

$h$  – высота сечения плиты перекрытия;

$E_{eq}, h_{eq}$  – пересчитанные искомые значения модуля упругости и высоты сечения плиты перекрытия.

В случае рассматриваемого перекрытия:  $E_{eq} = 4056461 \text{ кПа}$ ,  $h_{eq} = 0,212 \text{ м}$ .

Для вертикальных конструкций, а также участков перекрытий без трещинообразования жесткость оценивалась с понижающим коэффициентом:  $k = 1/(1+\varphi_{b,cr})$ . В случае рассматриваемых стен:  $E_{ст} = 30000000 \text{ кПа}/2,8 = 10714285 \text{ кПа}$ .

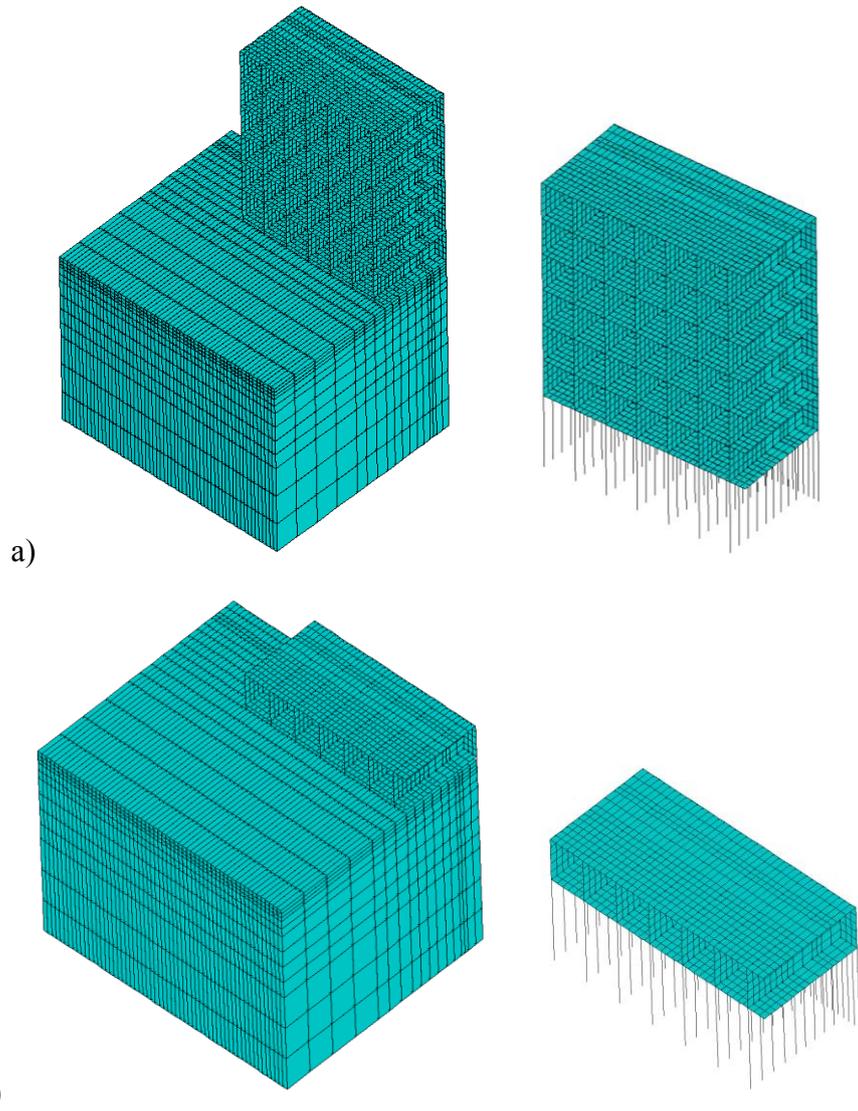


Рисунок 5.10 – Общий вид расчетной схемы: а) схема 2А; б) схема 2Б

Характер деформирования и перераспределения усилий в элементах несущей конструктивной системы оказался практически одинаковым при решении задач в упругой и нелинейной постановке. Однако для нелинейных схем в связи с бóльшей податливостью системы характерно более равномерное перераспределение усилий между элементами схемы (например, распределение продольных усилий в вертикальных конструкциях в плане), а также меньшие по модулю значения максимальных сжимающих напряжений.

На Рисунке 5.11 приведен общий вид деформированных расчетных схем.

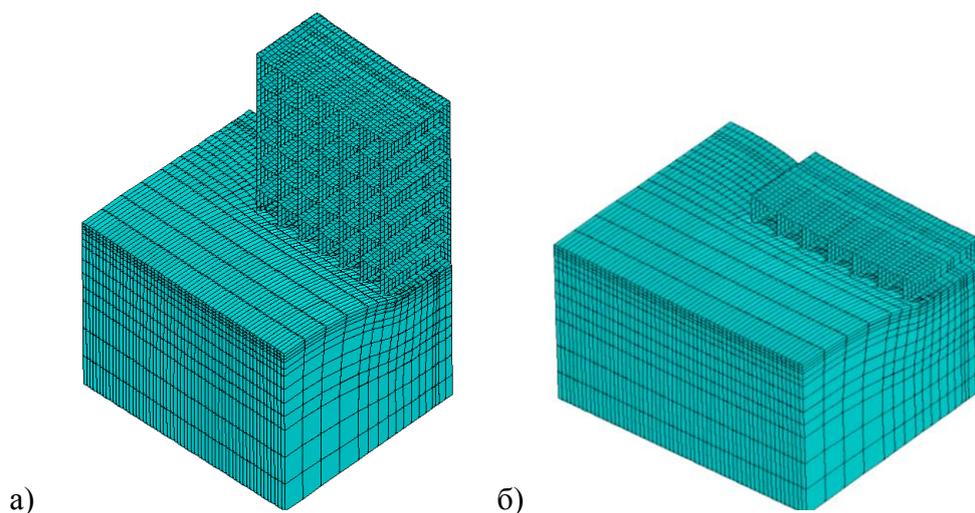


Рисунок 5.11 – Деформированные расчетные схемы в ПК «Лира-САПР»:  
а) схема 2А; б) схема 2Б

Построены графики зависимости относительных неравномерностей осадок схем от максимальной осадки здания для различных рассматриваемых случаев учета нелинейной работы железобетона, назначением различной величины модуля деформации упругого основания.

Также произведено сравнение значений нагрузок на периметральную (свая 1, см. Рисунок 5.8) и центральную (свая 2, см. Рисунок 5.8) сваи, значений максимальных осадок. Выполнена оценка напряжений в горизонтальных несущих конструкциях.

Рассматривается диапазон абсолютных осадок здания, а также относительных неравномерностей осадок, не превышающий предельных значений, регламентированных СП 22.13330 (18 см для бескаркасного монолитного здания), таким образом, не ожидается значительная нелинейная работа железобетона.

Результаты расчета величин вертикальных перемещений в продольной стене в схеме 2Б при одинаковой податливости основания и разных схемах учета физически нелинейной работы железобетона представлены на Рисунке 5.11. На Рисунке 5.12 представлены графики максимальных абсолютных осадок здания при различной жесткости основания. Как видно из Рисунков 5.11 и 5.12, использование различных моделей железобетона не оказывает существенного влияния на величину максимальной осадки здания. Наименьшая величина осадки получена по результатам расчета с использованием понижающих коэффициентов по СП 430.1325800 с наиболее жесткими стенами (схема 2А), однако разница в сравнении с нелинейным расчетом не превышает 5%. Разница между результатами расчета по СП 63.13330 и нелинейным расчетом не превышает 2%. Можно отметить, что подобные различия в осадках не являются значительными и находятся в пределах точности геотехнических расчетов и можно сделать вывод о том, что для оценки абсолютной величины осадки здания допустимо

использовать любую из рассмотренных методик моделирования работы железобетонных конструкций.

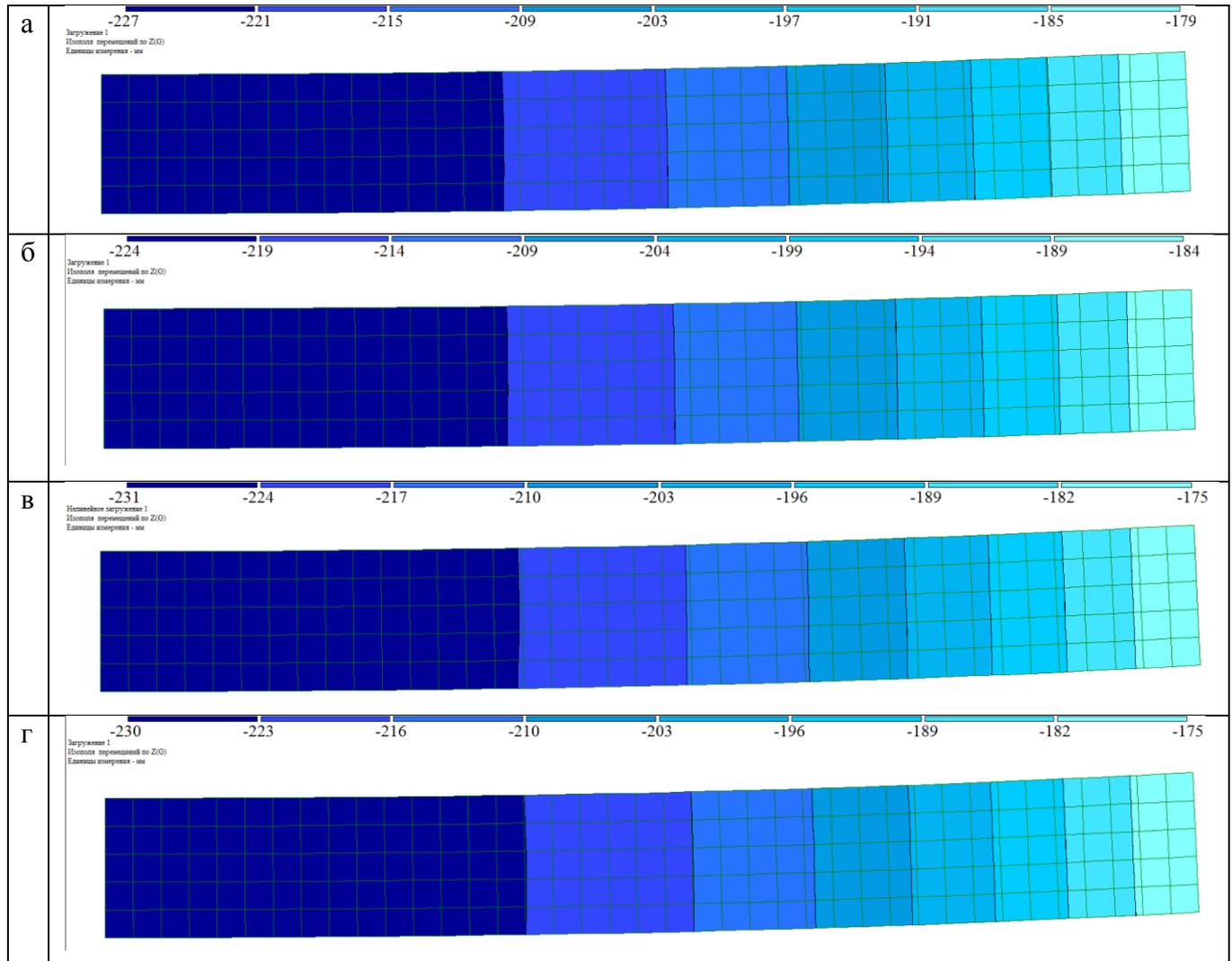


Рисунок 5.11 – Вертикальные перемещения (м) продольной стены (оси 2) схемы 2Б по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона: а) деформированная схема при расчете по СП 430.1325800; б) деформированная схема при расчете по СП 63.13330; в) нелинейный расчет; г) расчет с учетом разработанной методики

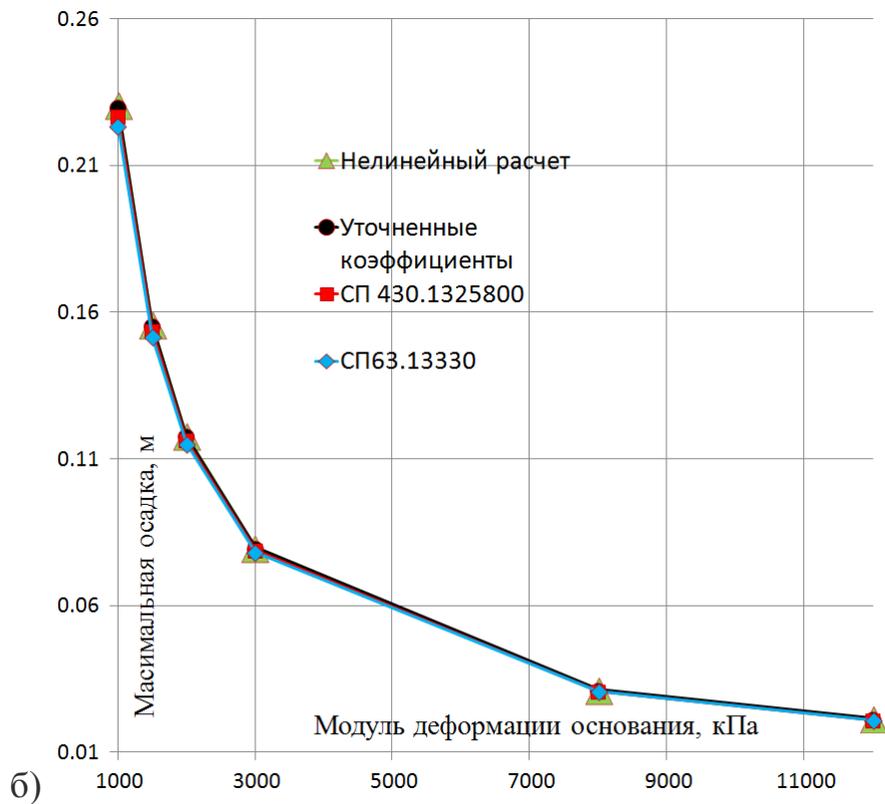
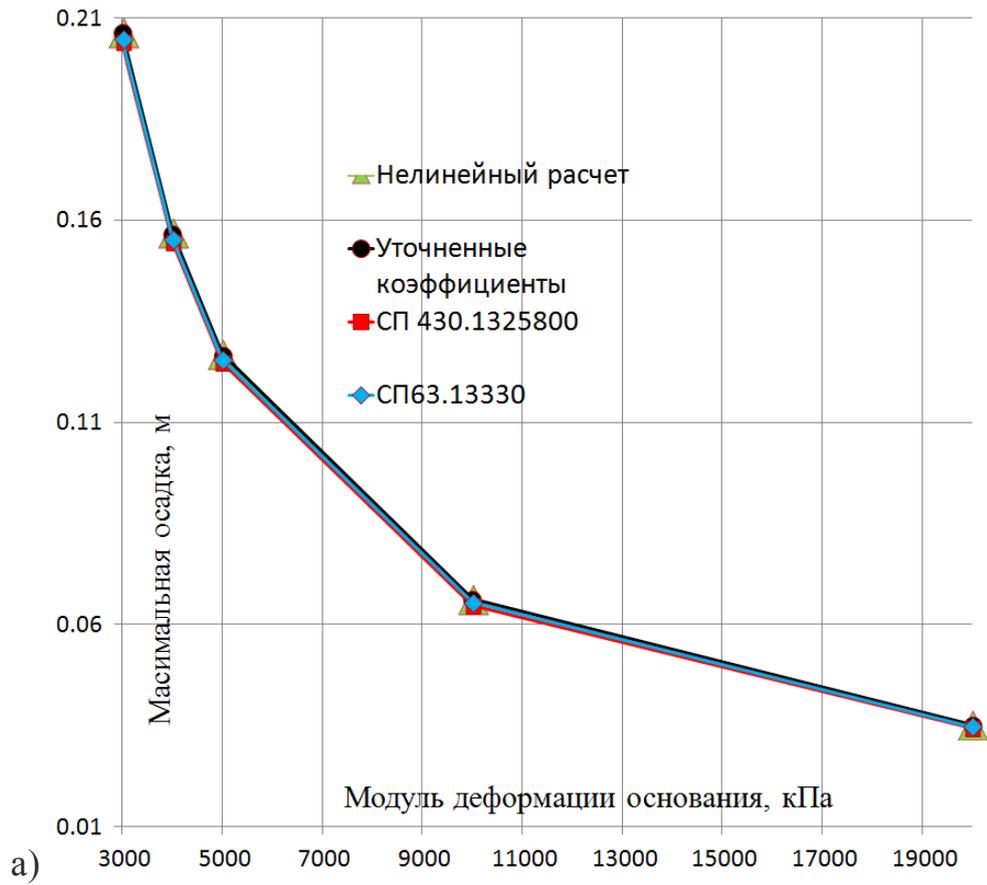


Рисунок 5.12 – Графики зависимости максимальных осадок здания (м) от модуля деформации основания (кПа) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона: а) схема 2А; б) схема 2Б

На Рисунке 5.13 представлены графики зависимости относительных неравномерностей осадок зданий от величины максимальной абсолютной осадки здания. Можно сделать вывод, что расчетная неравномерность осадок будет существенно зависеть от выбранной методики моделирования работы железобетонных конструкций. Наименьшая неравномерность осадок соответствует расчету более жестких упругих схем, наибольшая – расчету по схеме с использованием нелинейной модели железобетона. Разница в результатах расчета по схеме СП 430.1325800 и по нелинейному расчету достигает 30%. Разница в результатах расчета неравномерности осадок по СП 63.13330 по сравнению с нелинейным расчетом – также до 30%. Эта разница увеличивается с увеличением абсолютной осадки здания (податливости основания). Данные результаты вполне согласуются с предположениями, изложенными в п. 5.1. Данные различия могут оказаться весьма существенными и повлиять на проектные решения по устройству фундаментов и надземных конструкций здания.

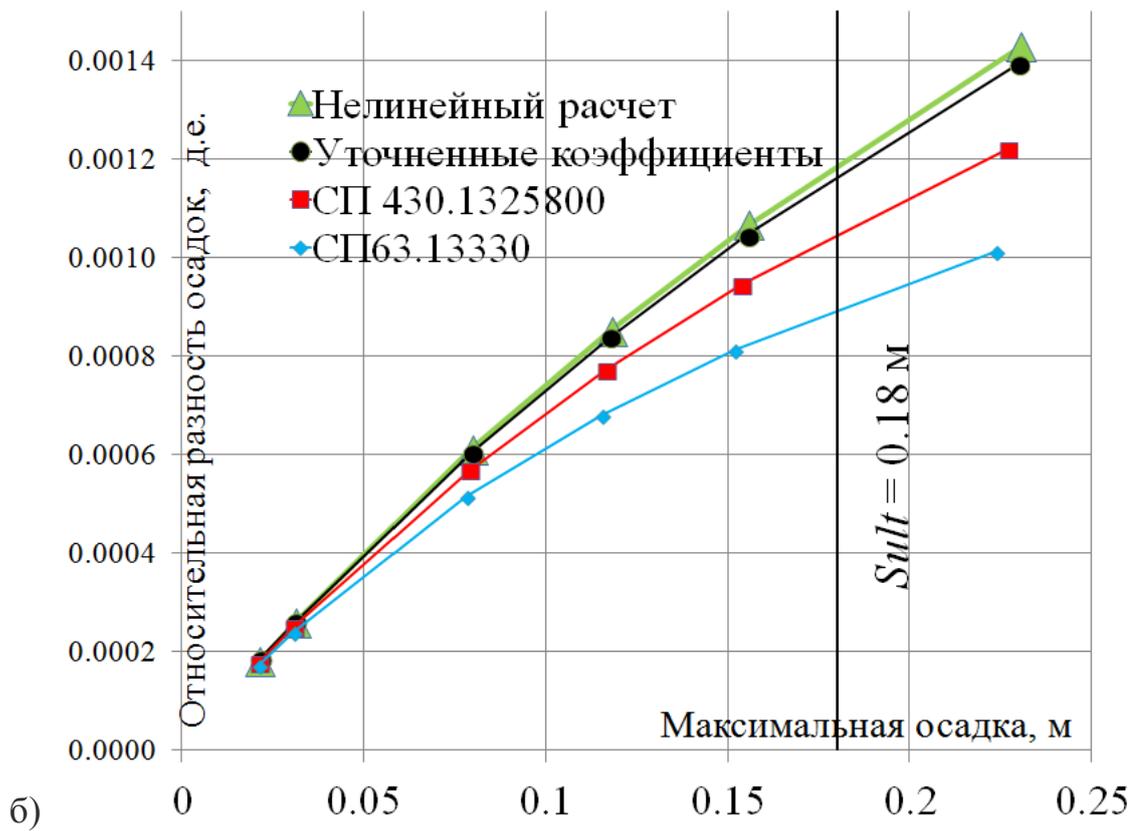
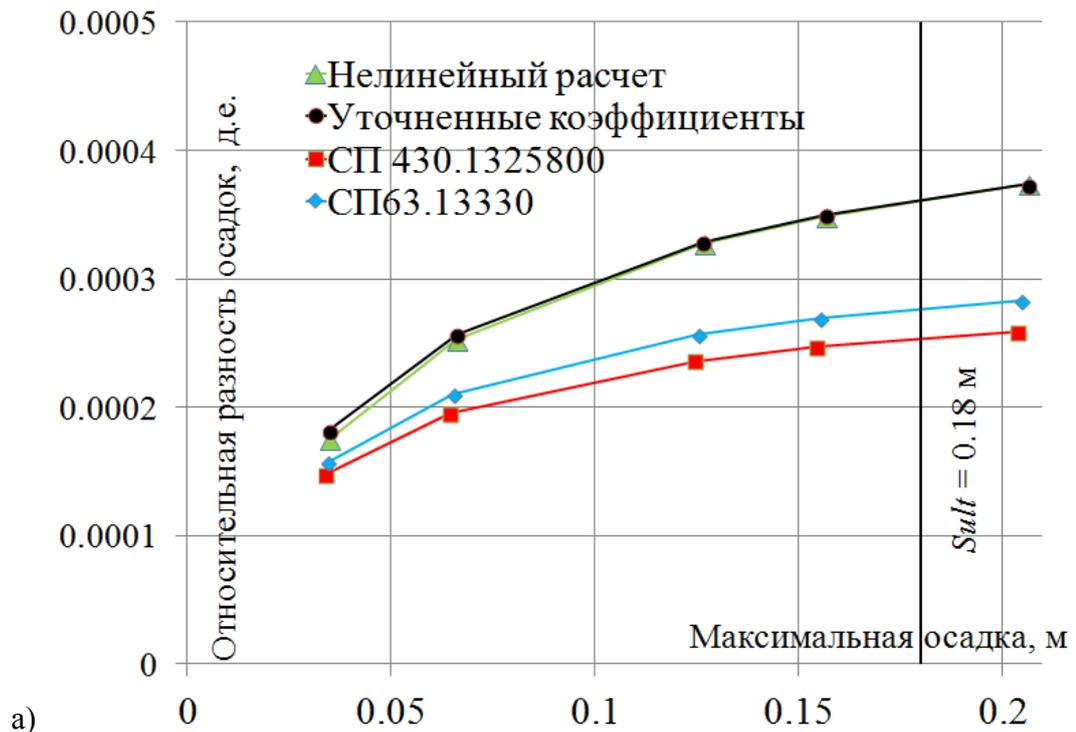


Рисунок 5.13 – Зависимости относительных неравномерностей осадок (по центральной продольной стене вдоль оси 2) от величины максимальной абсолютной осадки здания (м) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона:

а) схема 2А; б) схема 2Б

При сравнении графиков, представленных на Рисунках 5.13 а и 5.13 б можно заметить, что при меньшей высоте здания, когда вклад жесткости перекрытий в изгибную жесткость сечения наиболее значителен, рекомендации СП 63.13330 больше переоценивают жесткость здания нежели рекомендации СП 430.1325800, поскольку не учитывают трещинообразование в перекрытиях. При увеличении высотности здания рекомендации СП 430.1325800 больше завышают жесткость здания нежели рекомендации СП 63.13330, поскольку недоучитывают ползучесть бетона стен. Данное наблюдение совершенно согласуется с приведенными в п. 3.3 выводами, графически отображенными на Рисунке 3.16. На Рисунке 5.14. приведено совмещение графиков из Рисунка 3.16 и графика относительных неравномерностей осадок здания при увеличении его этажности. При этом по оси абсцисс отложен параметр  $D_{ст}/D_{пер}$  (см. п. 3.3). Как видно результаты численных расчетов по оценке изгибной жесткости здания совпадают с результатами аналитических расчетов, проведенных в п. 3.3, что убедительно свидетельствует об их адекватности. Следует подчеркнуть, что доказательствам соответствия проводимых нелинейных численных расчетов результатам точных расчетов с использованием нелинейной деформационной модели, а также данным натурных наблюдений посвящена глава 4.

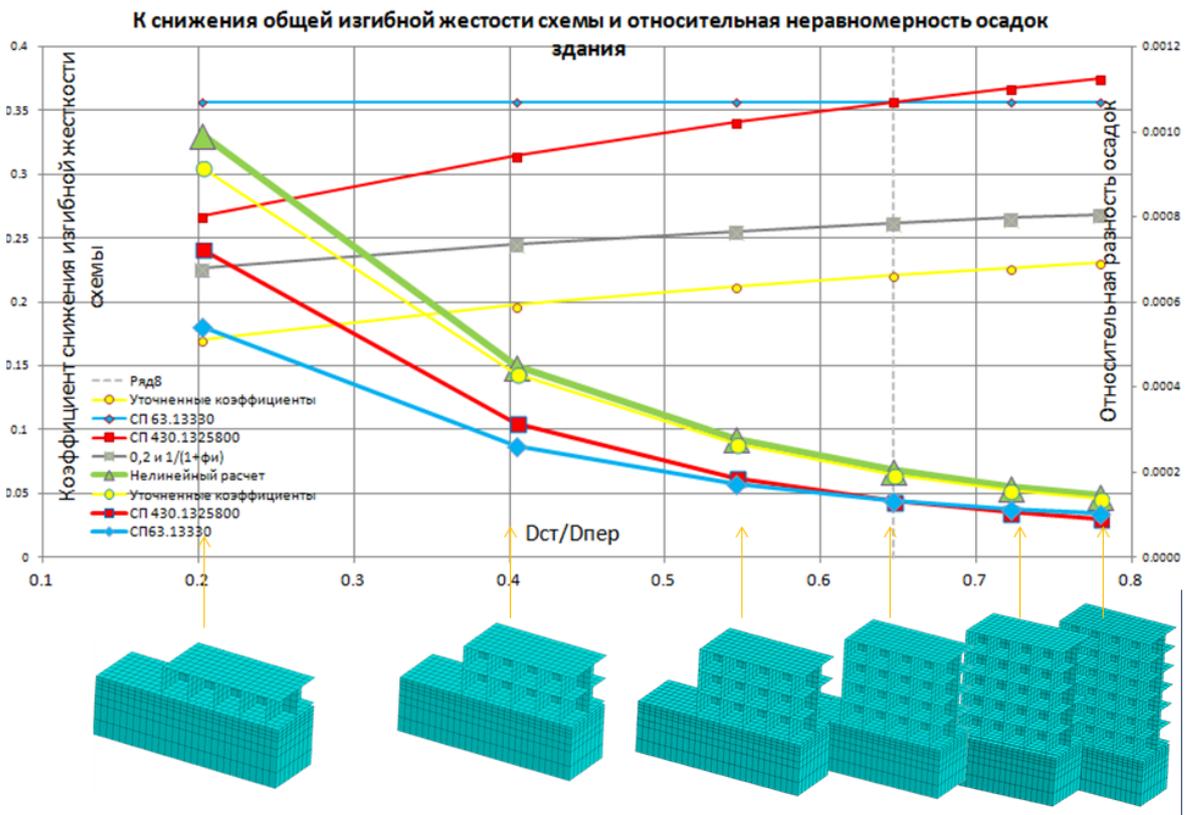


Рисунок 5.14 – Сопоставление численных расчетов по оценке относительной разности осадок зданий с повышением этажности при одинаковой податливости основания и аналитических расчетов по оценке изгибной жесткости данных зданий

На Рисунке 5.15 представлены изолинии вертикальных напряжений в продольной стене здания схемы 2А по результатам численного решения при максимальной осадке здания порядка 150 мм. Отчетливо видна зона концентрации напряжений в краевом участке стены (в зоне расположения сваи 1). На Рисунке 5.16 представлены зависимости значений продольных усилий в сваях расчетной схема 2Б от величины максимальной осадки здания при различных вариантах моделирования физически нелинейной работы конструкций.

Как видно из графиков предположения, сформулированные в п. 5.1, о завышенной жесткости упругих схем при использовании нормативных значений понижающих коэффициентов подтверждаются. Схемы, учитывающие нелинейную модель работы железобетонных конструкций, показывают меньшие величины концентраций усилий в крайних сваях по сравнению с упругими расчетами, выполненными соответствии с рекомендациями нормативных документов по СП 430.1325800 и СП 63.13330. Данное наблюдение объясняется тем, что упругие схемы более жесткие, больше приближаются к жесткому штампу и это приводит к большей перегрузке крайних свай и стен.

Можно отметить, что в случае схемы 2Б в общую жесткость конструктивной системы здания системы существенный вклад вносит жесткость горизонтальных несущих элементов ( $D_{ст}/D_{пер} = 0,2$ ) (см. Рисунок 5.14). Поэтому в схеме 2Б недооценка трещинообразования в горизонтальных конструкциях при назначении понижающих коэффициентов по СП 63.13330, выявленная в главе 2, приводит к заметному увеличению жесткости упругой схемы по сравнению с нелинейной схемой. Таким образом, наименее близким к результатам нелинейного расчета в данной схеме оказался расчет усилий по СП 63.13330. Разница усилий достигает 15% по сравнению с нелинейным расчетом. Разница усилий при расчете по СП 430.1325800 по сравнению с нелинейным расчетом достигает 10%. Как уже отмечалось, данное наблюдение согласуется с результатами расчетов, проведенных в главе 2, и объясняется недоучетом величины ползучести бетона и пластических деформаций бетона.

Таким образом, можно сделать вывод о том, что использование различных нормативных методик учета нелинейной работы железобетонных конструкций приводит к различным результатам распределения вертикальных напряжений в зоне контакта здания и основания, отличных от результатов расчета с использованием нелинейной деформационной модели.

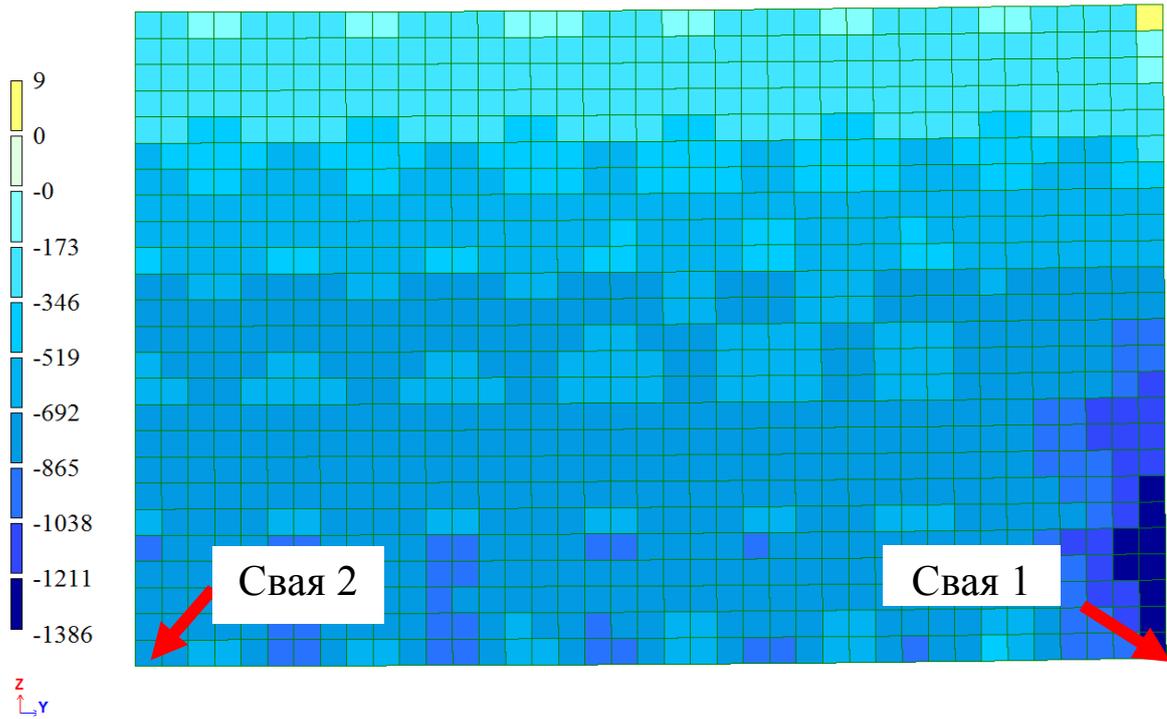


Рисунок 5.15 – Распределение вертикальные напряжений (кПа) в продольной стене по оси

2

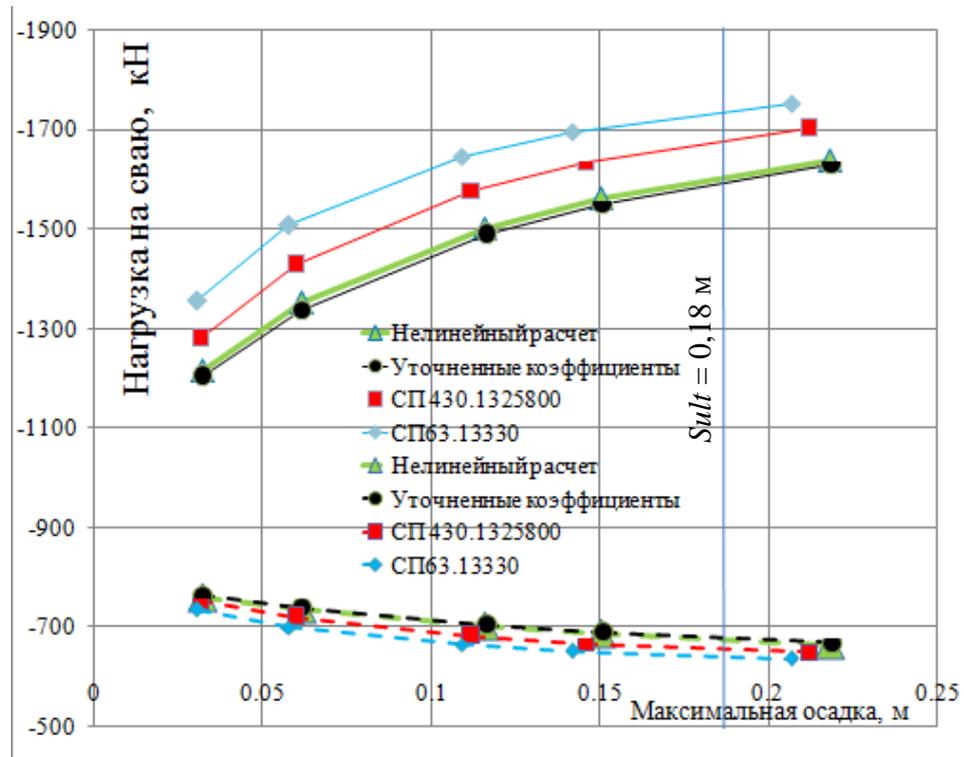


Рисунок 5.16 – Зависимости нагрузок на периметральную сваю 1 (сплошные линии) и центральную сваю 2 (пунктирные линия) (кН) от величины максимальной абсолютной осадки здания (м) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона в схеме 2Б

Разница в напряжениях в перекрытиях в большей степени проявляется в расчете «податливой» схемы 2Б, поскольку как отмечалось выше в случае «жесткой» схемы 2А жесткость перекрытий вносит меньший вклад в общую жесткость схемы по сравнению с жесткостью стен (см. Рисунок 5.14). Результаты расчета продольных напряжений в перекрытии для схемы 2Б по результатам решения упругих задач и задачи с использованием нелинейной деформационной модели железобетона при максимальной абсолютной осадке здания порядка 150 мм представлены на Рисунке 5.17. На Рисунке 5.18 представлены графики зависимости продольных напряжений в перекрытии в схеме 2Б от величины максимальной абсолютной осадки здания. Расчетами установлено, что наибольшие различия в напряжениях по сравнению с нелинейной деформационной моделью железобетона оказываются при использовании коэффициентов по СП 63.13330. Различия в продольных напряжениях по сравнению с нелинейным расчетом достигают 85%. Этот вывод соответствует результатам анализа, проведенного в главе 2, и объясняется с недоучетом при расчете по СП 63.13330 снижения жесткости изгибаемых элементов за счет трещинообразования. Результаты расчета по СП 430.1325800 ближе соответствуют нелинейному расчету – разница в расчетах не превысила 30%, что также согласуется с выводами, полученными в главе 2.

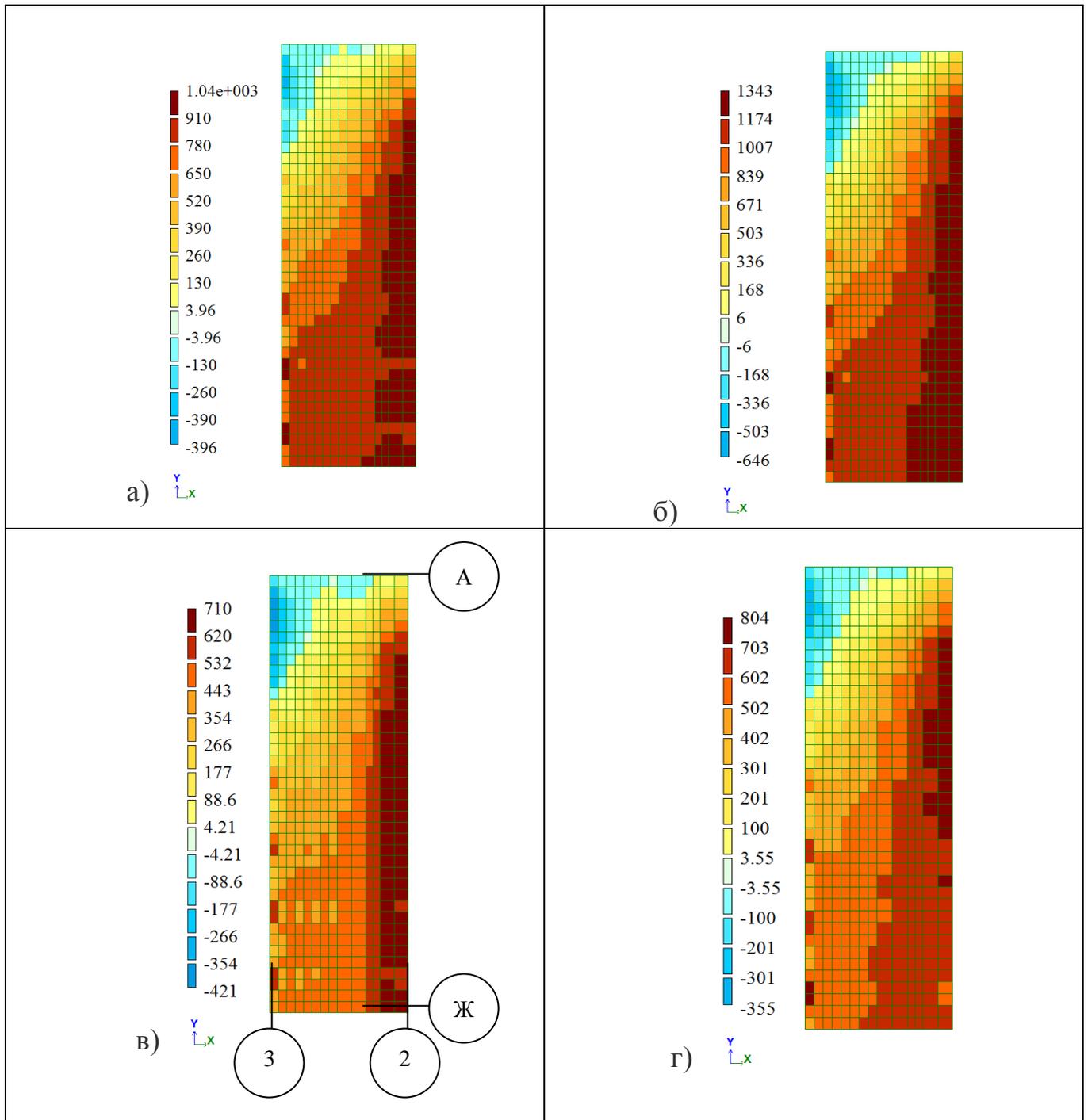


Рисунок 5.17 – Продольные напряжения в перекрытии (кПа) по результатам расчета схемы 2Б с использованием различных моделей работы железобетона: а) СП 430.1325800; б) СП 63.13330; в) нелинейный расчет; г) расчет с учетом разработанной методики

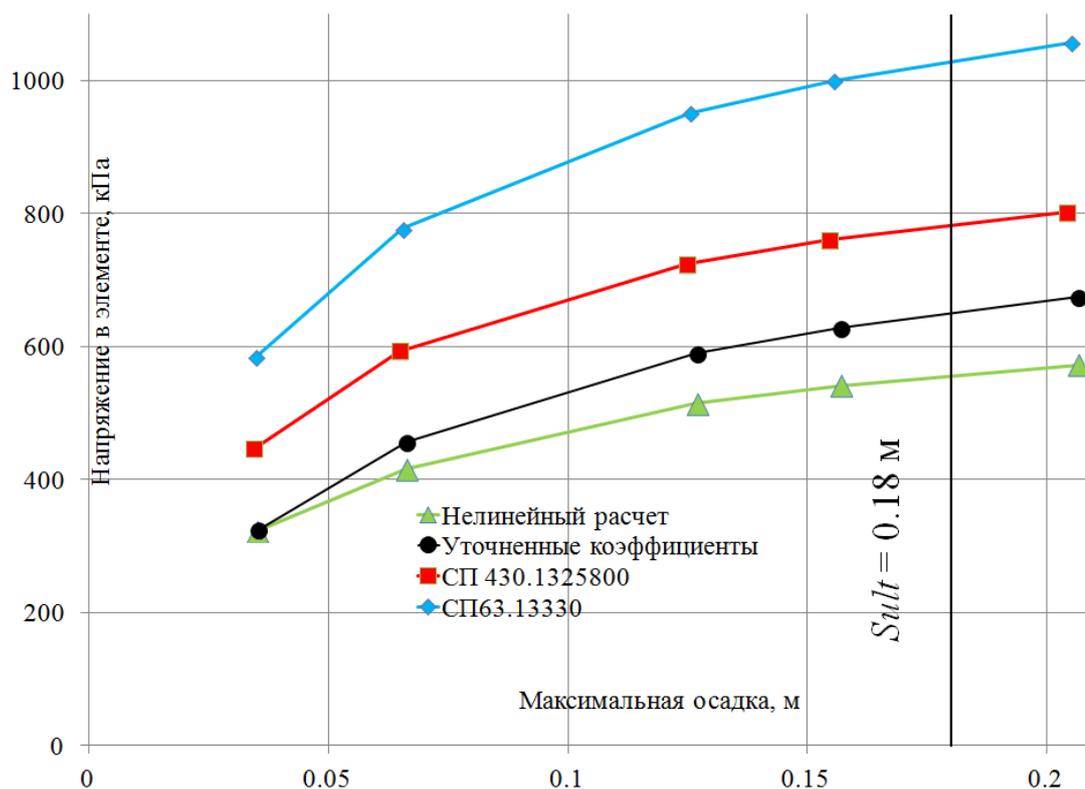


Рисунок 5.18 – Графики зависимости максимальных продольных растягивающих напряжений в перекрытии (кПа) от абсолютной величины осадок здания (м) по результатам расчета схемы 2Б с использованием различных моделей работы железобетона

Рассмотрим результаты расчетов схем, в которых использовались параметры жесткости железобетонных конструкций, назначенные в соответствии с методикой, разработанной в главе 3.

Использование разработанной методики упрощенного учета физически нелинейной работы конструкций приводит к более близкому соответствию неравномерностей осадок в упругом расчете к результатам расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона. Разница в расчетах неравномерностей осадок не превысила 5%.

Аналогичные выводы можно сделать для эпюры вертикальных напряжений в зоне контакта здания и основания – её характер будет приближаться к эпюре, полученной нелинейным расчетом, что говорит о допустимости подобного подхода для расчета напряжений и осадок конструктивной системы. По результатам расчетов разница в усилиях не превысила 1%. (см. Рисунок 5.2.6).

Использование уточненных коэффициентов приводит к получению расчетных напряжений в перекрытиях, более близких к полученным нелинейным расчетом (в отличие от расчета по СП 63.13330 и СП 430.1325800), что объясняется учетом важного фактора нелинейной работы железобетона – трещинообразования и учетом при назначении железобетонным элементам приведенной жесткости коэффициентов снижения жесткости на изгиб ( $k_1$ ) и на про-

дольное усилие ( $k_2$ ). Разница между упругим и нелинейным расчетом увеличивается с увеличением прогиба расчетной схемы, т.е. с ростом осадки здания в связи с более выраженной физически нелинейной работой железобетона

По результатам расчетов можно сделать вывод, что использование предложенной упрощенной методики снижения жесткости здания за счет физически нелинейной работы железобетонных конструкций, предложенной в главе 3, при решении задач в упругой расчетной схеме позволяет получить напряжения и деформации, более близкие результатам расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона по сравнению с расчетами на основе имеющихся рекомендаций норм. Это свидетельствует о допустимости использования разработанной методики для анализа напряженно-деформированного состояния здания в совместных расчетах.

Результаты сравнения различий в параметрах НДС здания по результатам расчетов нелинейной и упругих схем сведены в Таблицу 5.1.

Таблица 5.1 – Максимальные различия между результатами расчета нелинейной и упругих схем при максимальной осадке здания, не превышающей  $s_{ult}$  по СП 22.13330

Параметр НДС системы	СП 430.1325800	СП 63.13330	Расчет с учетом разработанной методики
Напряжения в стенах/усилия в сваях	10%	15%	1%
Относительная неравномерность осадок	До 30% (для схемы 2А)	50% (для плиты 600 мм)	5% (для плиты 600 мм)
Напряжения в горизонтальных несущих конструкциях	30%	85%	15%

### 5.2.3. Дополнительные численные расчеты неравномерности осадок одно- и трехэтажного здания на упругом основании

Помимо приведенных выше расчетных схем рассматривалась дополнительная группа модельных расчетных схем (параметры расчетных схем приведены в Приложении В) для аналогичных 4 случаев учета нелинейной работы железобетонных конструкций. Результаты расчетов неравномерностей осадок расчетных схем здания и основания – аналогичны описанным в п. 5.2.2 и приведены в Приложении В.

### 5.3. Расчет 17-этажного жилого дома в г. Санкт-Петербург

#### 5.3.1. Общие сведения о техническом состоянии здания

В данном параграфе приводятся результаты расчета напряженно-деформированного состояния здания при сверхнормативных деформациях основания, которые могут приводить к существенной нелинейной работе железобетонных конструкций здания.

Рассматривается ситуация расчета усилий в конструкциях семнадцатипятиэтажного жилого здания в г. Санкт-Петербурге, претерпевшего значительные неравномерные деформации вследствие экскавации рядом с ним котлована без устройства ограждения.

Размеры здания в плане составляют: 18 м и 56,5 м. Конструктивная схема здания – стеновая. Высота здания составляет до 54 м (см. Рисунок 5.20). Колонны, перекрытия, внутренние несущие стены, наружные несущие стены подвального этажа здания и торцевые стены надземной части – монолитные железобетонные.

Фундамент жилого здания – забивные железобетонные сваи длиной 16 м сечением 40×40 см. В зонах лестнично-лифтовых узлов и индивидуального теплового пункта сваи объединены плитой ростверка толщиной 0,5 м, под остальной частью сваи объединены ленточным ростверком толщиной 0,6 м.

В соответствии с Приложением Д СП 22.13330, предельные деформации оснований фундаментов строящегося здания составляют: максимальная осадка – 18 см, относительные неравномерности осадок – 0,0024.

На расстоянии 15,5 м от семнадцатипятиэтажного здания проектом застройки было предусмотрено устройство подземной двухуровневой автостоянки. Общая глубина котлована составляет порядка 6,5 м с поверхности. Устройство подземного сооружения и экскавация котлована производилось без устройства ограждения котлована и распорных систем. Экскавация котлована выполнялась под защитой откосов с заложением 1:1. Расстояние в свету от бровки котлована до здания в плане составило порядка 7 м и менее.

По результатам геодезических наблюдений было установлено, что за период экскавации котлована и строительства подземной автостоянки здание получило неравномерные осадки как в продольном, так и в поперечном направлении (см. Таблицу 5.2 и Рисунки 5.19, 5.26–5.28).

На момент выполнения расчетов сложилась следующая ситуация:

– достигнутые значения абсолютных осадок здания (14 см) не превышали предельного значения 18 см в соответствии с СП 22.13330;

– достигнутые значения неравномерностей осадок здания 0,0019–0,0026 превысили предельно допустимое значения 0,0024 по СП 22.13330.

Таблица 5.2. Таблица кренов здания по основным поперечным створам по результатам геодезических измерений на 30.11.2017

Результаты определения крена восточного фасада здания по адресу пр. Космонавтов, уч. 1																		
№ п/п	Дата измерения	№ изм.	Сечение 1 - поперечная стена (по оси "5")				Сечение 2 - поперечная стена (по оси "7")				Сечение 3 - поперечная стена (по оси "11")				Сечение 5 - поперечная стена (по оси "19")			
			Горизонтальное отклонение	Высота	Приращение крена, $\Delta i_u$	Крен, $\Sigma i_u$	Горизонтальное отклонение	Высота	Приращение крена, $\Delta i_u$	Крен, $\Sigma i_u$	Горизонтальное отклонение	Высота	Приращение крена, $\Delta i_u$	Крен, $\Sigma i_u$	Горизонтальное отклонение	Высота	Приращение крена, $\Delta i_u$	Крен, $\Sigma i_u$
			мм	мм	-	-	мм	мм	-	-	мм	мм	-	-	мм	мм	-	-
1	30.11.2017	1	0	0	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-	0	0	-	-
		2	92	49093	-	0,0019	68	49063	-	0,0014	87	40867	-	0,0021	126	49288	-	0,0026

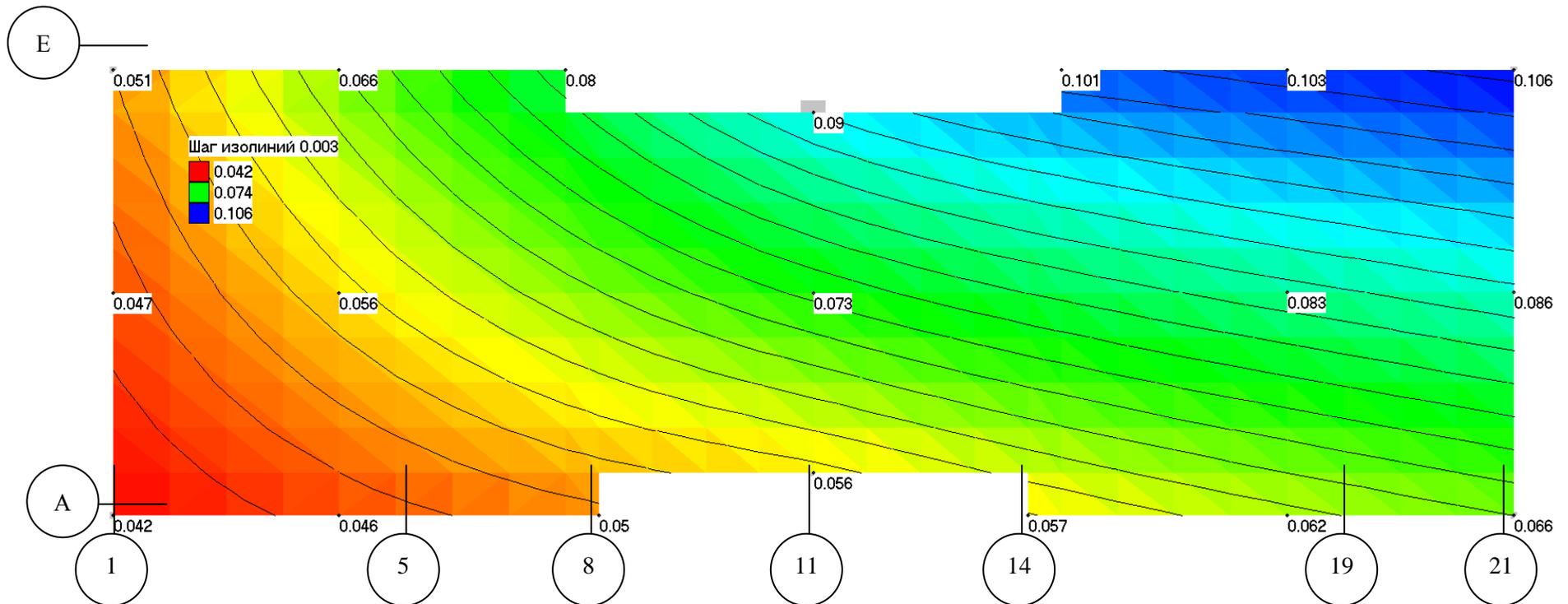


Рисунок 5.19 – Изолинии приращения осадок основания (м) за период экскавации котлована (10.03.2017 по 21.09.2017) и строительства подземной автостоянки по результатам геодезических наблюдений за осадками здания

### 5.3.2. Результаты расчета

Для оценки усилий в конструкциях здания на длительный период существования от собственных осадок, а также от дополнительных осадок вследствие экскавации котлована выполнялись численные исследования в ПК «Лира-САПР» и ПК «*FEMmodels*». Основание моделировалось объемными упругими элементами с деформационными свойствами в соответствии с данными инженерно-геологических изысканий.

Пошаговый расчет НДС системы «здание – основание» производился в ПК «*FEMmodels*». Расчеты выполнялись в 2 шага. На первом шаге моделировался процесс развития длительных осадок здания. Для моделирования процесса развития длительных осадок сжимаемая толща в основании свайных фундаментов задавалась по результатам аналитического расчета в соответствии с СП 22.13330.2016 – 13 м. На втором шаге моделировалось влияние экскавации на конструкции существующего здания.

На Рисунке 5.20 приведен общий вид расчетной схемы здание с основанием. Конструкции здания моделировались упругими оболочечными и стержневыми конечными элементами. На Рисунке 5.21 показаны изолинии распределения осадок грунтового массива под плитой основания на первом шаге расчета (моделирование длительных осадок от проектных нагрузок). Из Рисунка 5.21 видно, что наибольшие осадки сосредоточены в центре загружаемой площади и составили до 10,9 см. На краях здания осадки составили порядка 7,8–8,0 см. Наибольшая неравномерность осадок в этом случае составляет до 0,0015, что меньше предельно допустимого значения для данного класса зданий (0,0024).

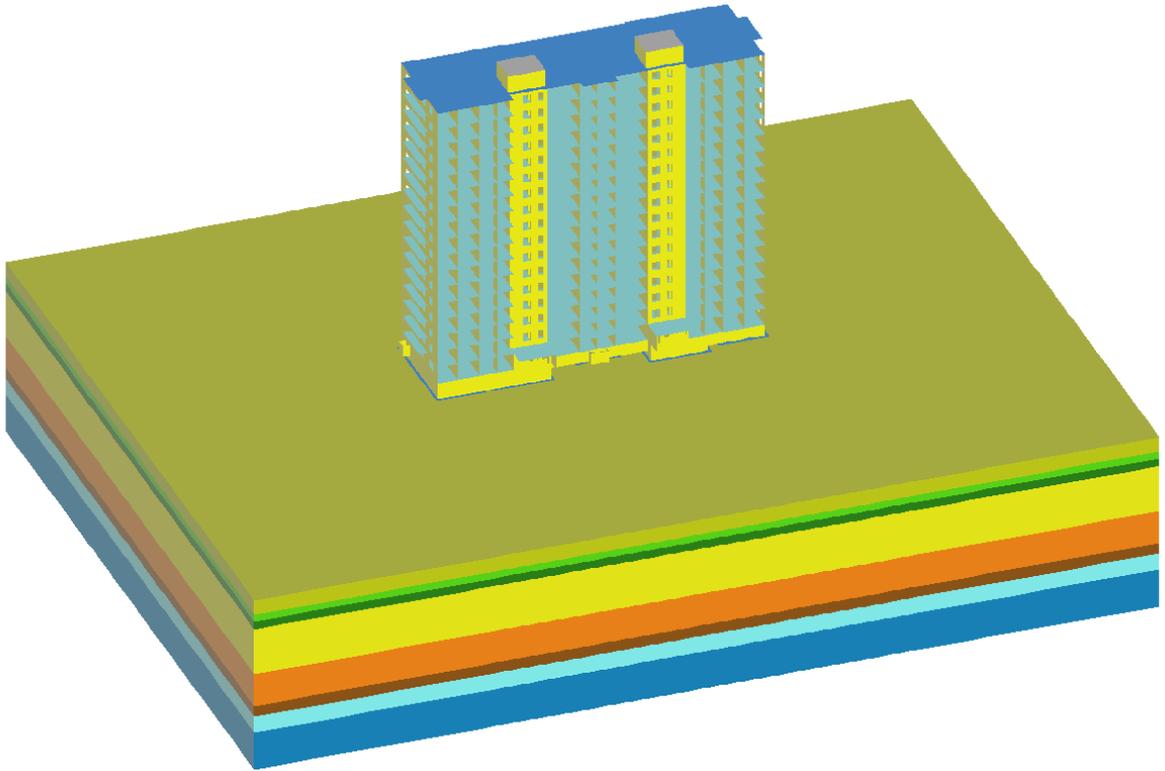


Рисунок 5.20 – Общий вид расчетной схемы. Расчет в ПК «*FEMmodels*»

На Рисунке 5.22 приведены изолинии осадок грунтового основания на втором этапе расчетов (на этапе устройства примыкающего подземного объема автостоянки). Характер расчетных изолиний осадок грунтового массива в основании здания на этапе экскавации был получен достаточно близким к характеру изолиний осадок, построенному по результатам обработки геодезических наблюдений (см. Рисунок 5.19).

Изолинии общих осадок здания приведены на Рисунке 5.23. Из Рисунка 5.23 видно, общие расчетные осадки здания составили 20 см, что превышает предельное нормативное значение – 18 см. Неравномерности осадок основания по результатам расчета составили до 0,0029, что превышает предельное нормативное значение – 0,0024.

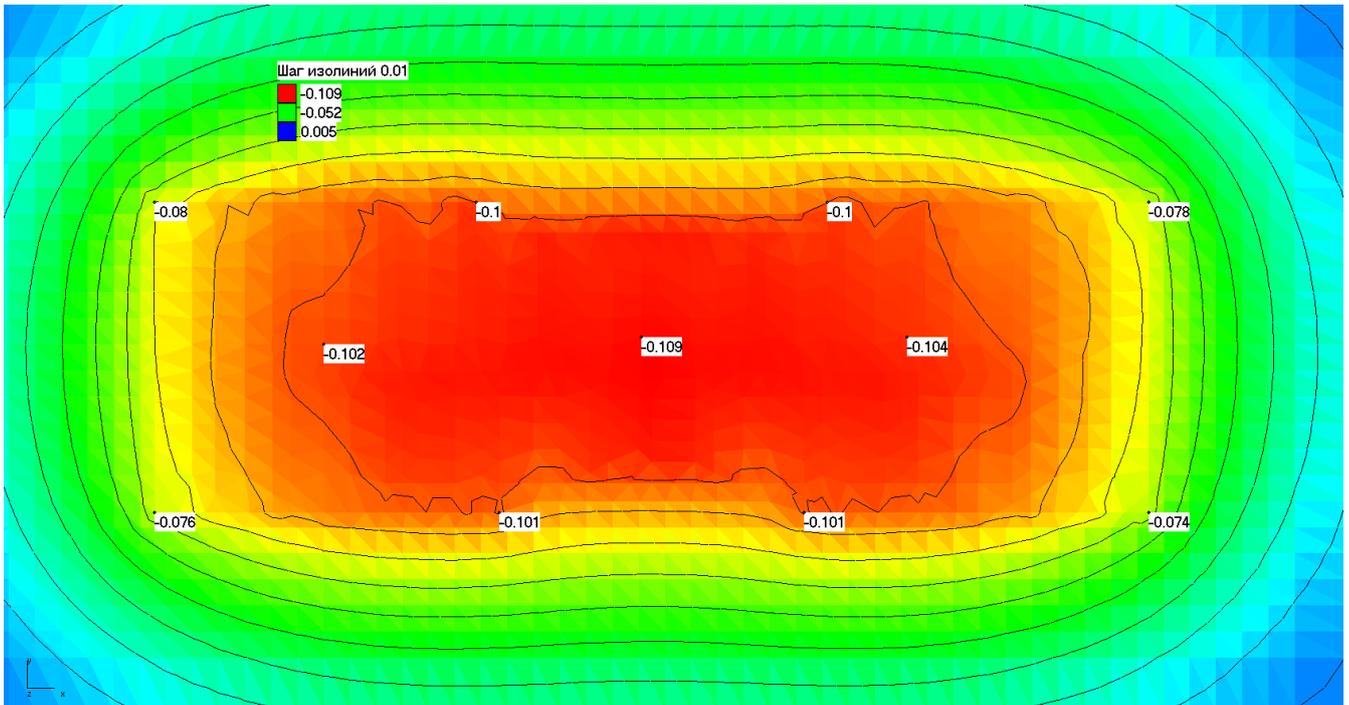


Рисунок 5.21 – Изолинии осадок здания от собственного веса сооружения (м).

Расчет в ПК «FEMmodels»

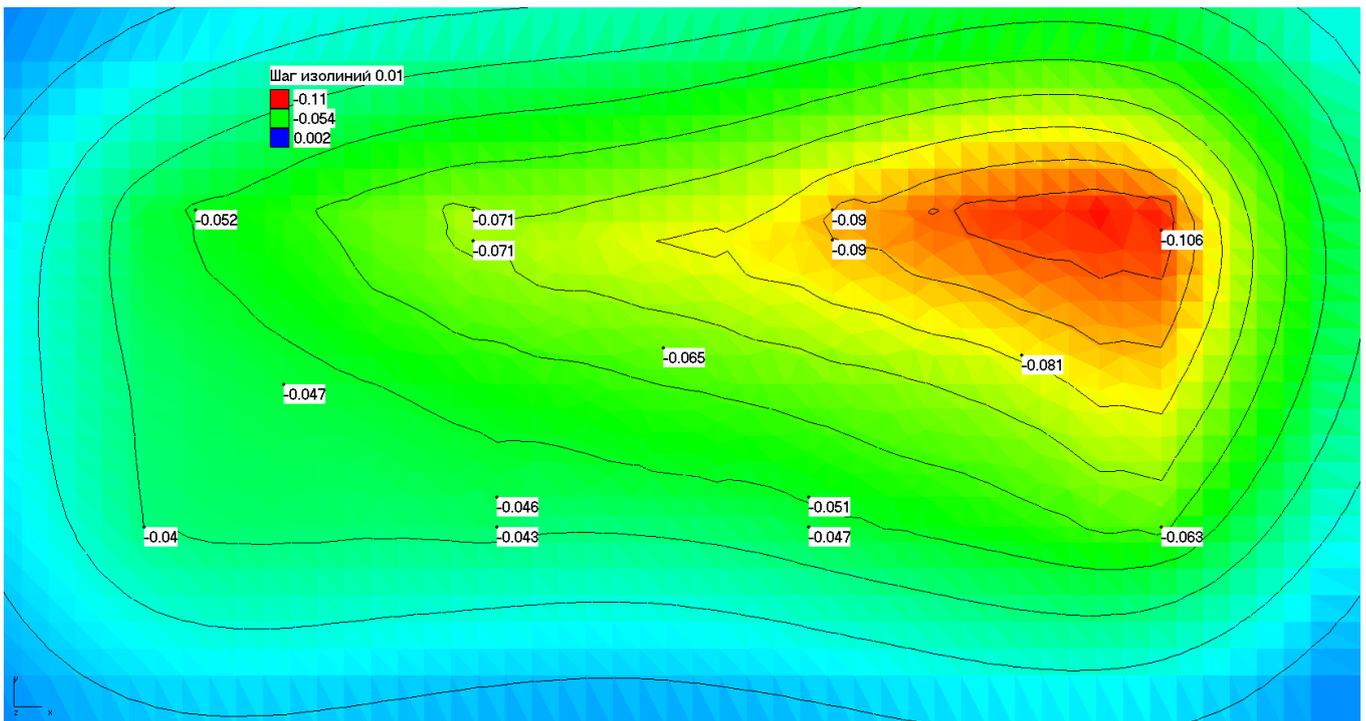


Рисунок 5.22 – Изолинии осадок здания от экскавации примыкающего котлована под автостоянку (м). Расчет в ПК «FEMmodels»

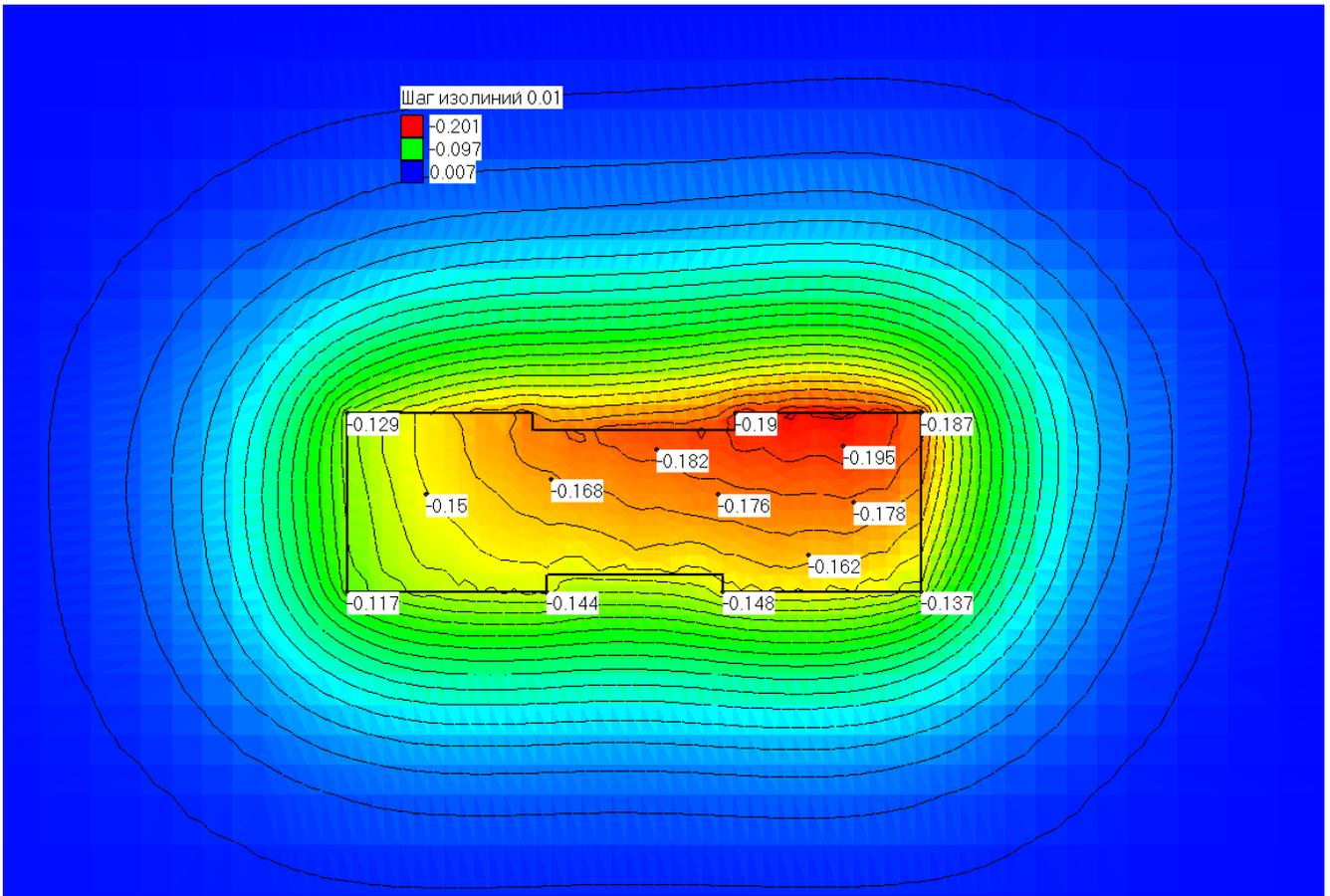


Рисунок 5.23 – Изолинии суммарной длительной осадки основания, м. Расчет в ПК «FEMmodels»

Оценка напряжений в конструкциях здания производилась в ПК «Лира-САПР». Общий вид расчетной схемы здания приведен на Рисунке 5.24. На Рисунках 5.25 – 5.28 приведен общий вид деформированной схемы в ПК «Лира-САПР». На Рисунке 5.29 приведены изолинии осадок основания по результатам расчета в ПК «Лира-САПР». Из Рисунков 5.26 – 5.28 видно, что длительные деформации надземных конструкций здания будут иметь достаточно сложный характер. Наряду с общим продольным изгибом отмечается неравномерный крен по длине здания.

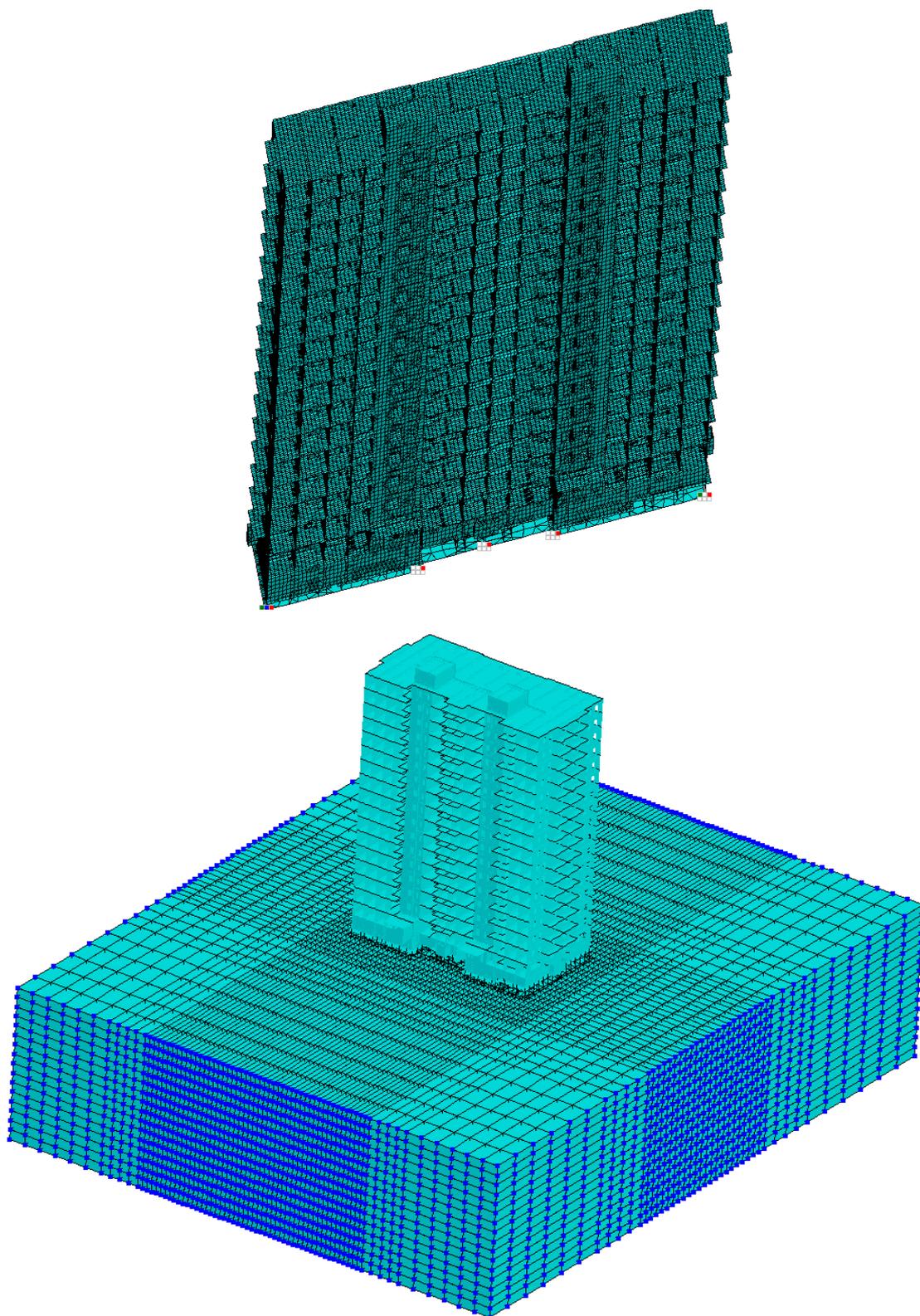


Рисунок 5.24 – Общий вид расчетной схемы в ПК «Лира-САПР»

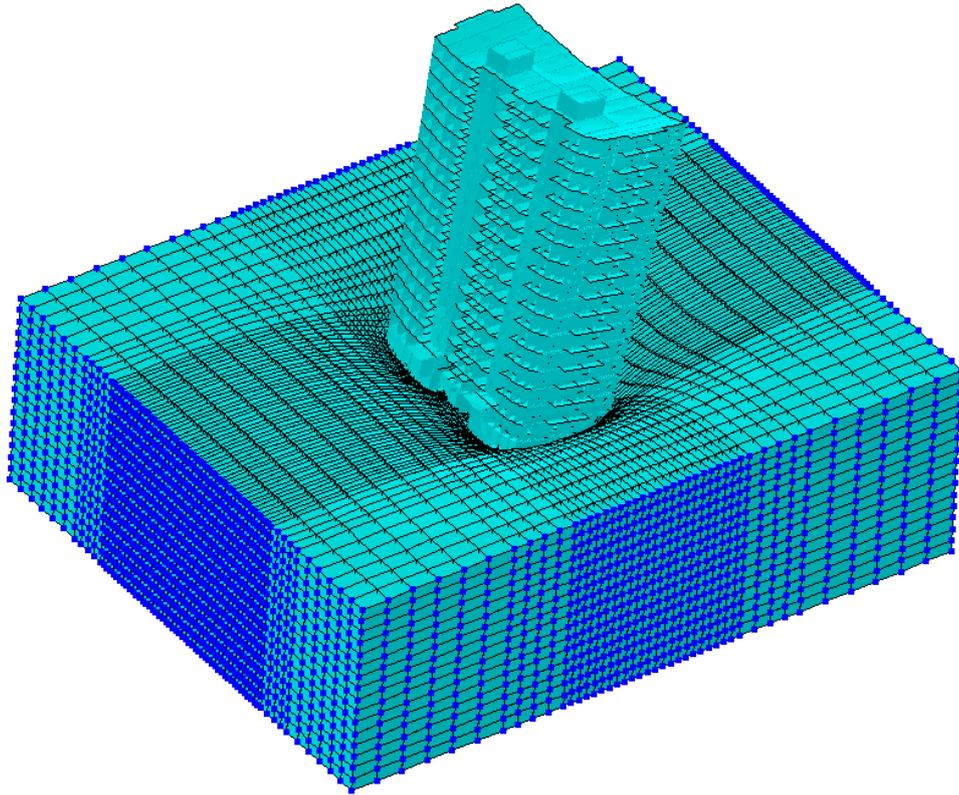


Рисунок 5.25 – Деформированная расчетная схема

Загружение 1  
Изополю перемещений по Y (G)  
Единица измерения - м

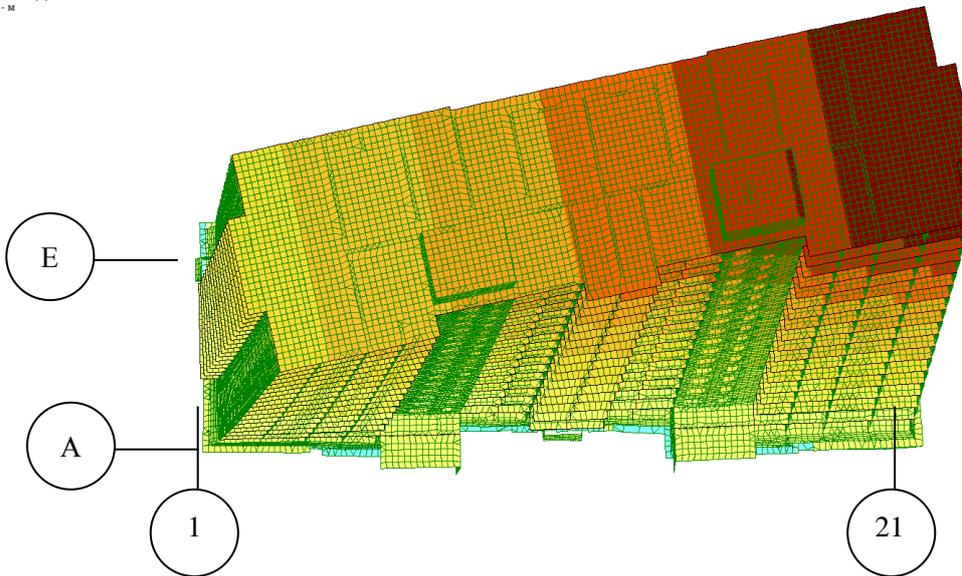


Рисунок 5.26 – Деформированная схема (длительная работа конструкций здания). Вид в плане.

Изополю перемещений по оси Y, м

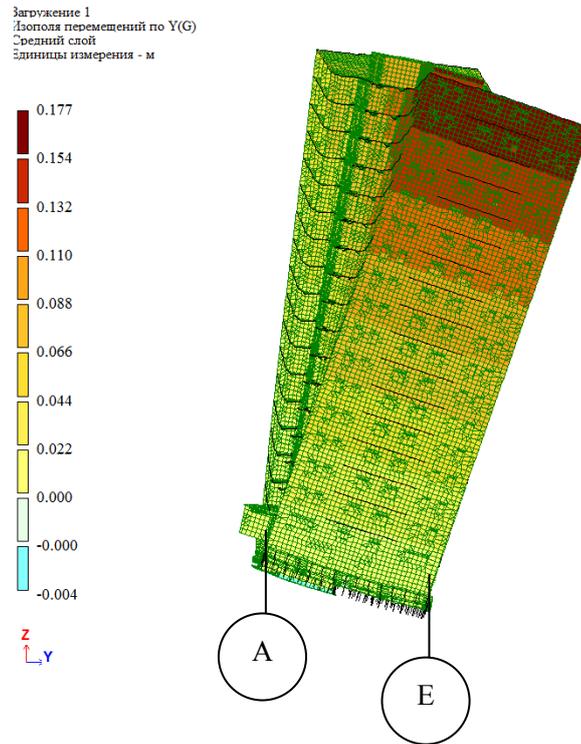


Рисунок 5.27 – Фасад здания по оси 21. Деформированная схема. Изополю перемещений по оси Y (в поперечном направлении), м. Расчетный неравномерный крен по длине здания

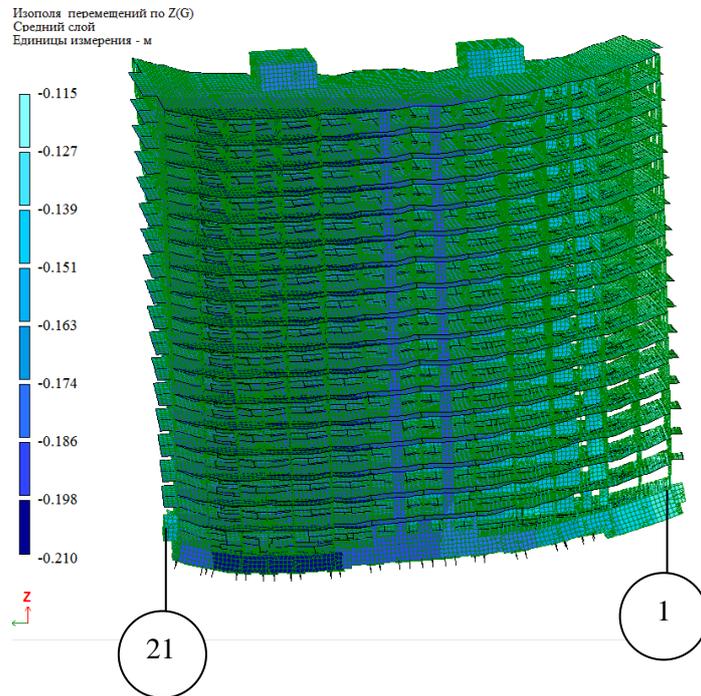
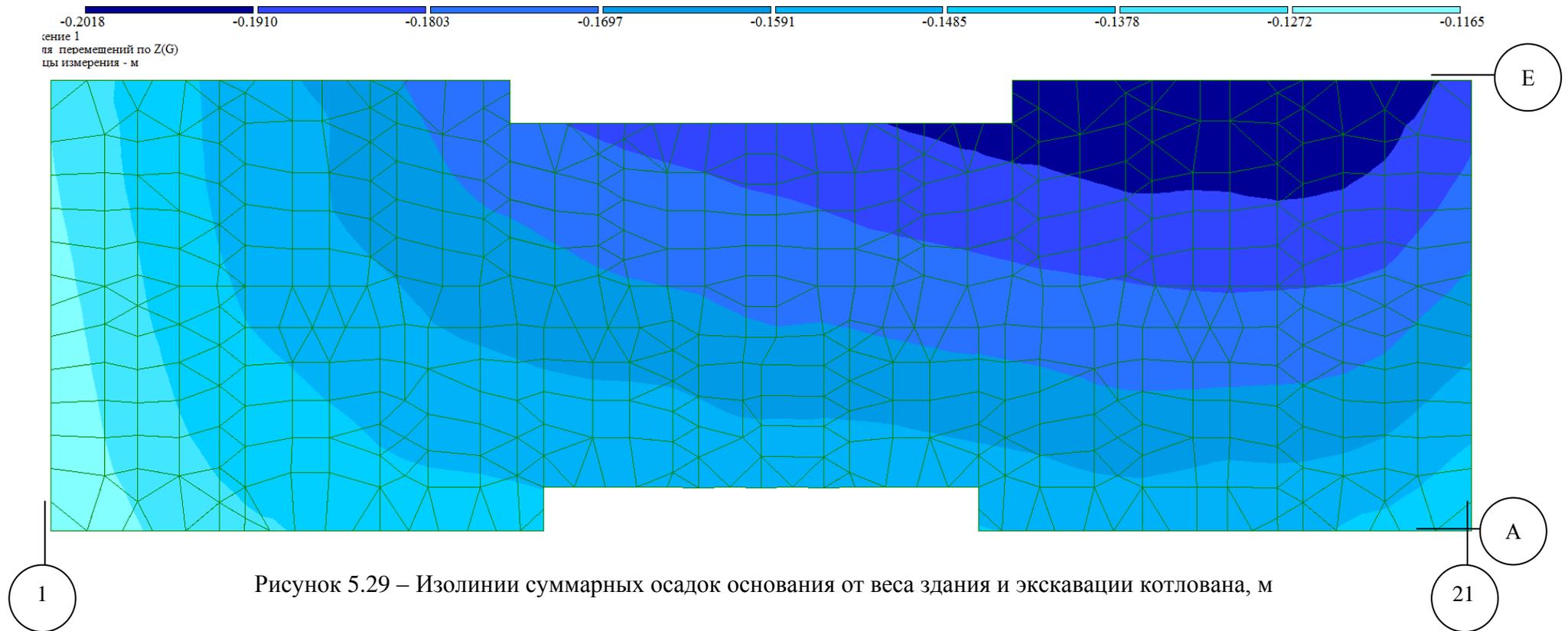


Рисунок 5.28 – Фасад здания по оси E. Деформированная схема. Изополю перемещений по оси Z, м



Расчеты распределения внутренних усилий от полученных деформаций в элементах несущей конструктивной системы здания производились для первых трех расчетных схем работы железобетона, по аналогии со схемами, принятыми в п. 5.2:

- 1) Схема 1 учетом упругой работы железобетонных конструкций по СП 430.1325800.
- 2) Схема 2 с учетом упругой работы железобетонных конструкций по СП 63.13330 с учетом длительности действия нагрузки.
- 3) Схема 3, учитывающая нелинейную деформационную модель работы железобетона.

Разработанная в главе 3 методика по упрощенной оценке снижения изгибной жесткости здания за счет физически нелинейной работы железобетона не применялась в данном расчете, поскольку, как уже было отмечено выше, она предназначена для оценки жесткости расчетной схемы при проектировании зданий и сооружений, когда нелинейность зданий значительно ограничена.

Расчет схем в нелинейной постановке показал близкий с линейным расчетом характер деформирования и перераспределения усилий в элементах несущей конструктивной системы. На Рисунке 5.31 представлены изолинии вертикальных напряжений в поперечных несущих стенах здания по результатам нелинейного решения расчета.

При имеющемся характере деформирования основания и надземных конструкций зоны максимальных концентраций напряжений выявлены в периметральных участках простенков стен в примыкании к котловану. Рассмотрим наиболее опасный участок стены здания в зоне наиболее нагруженного простенка первого этажа в осях 21/Е – Д (обведен кругом на Рисунке 5.31). Результаты упругих и нелинейного расчетов для данного участка приведены на Рисунке 5.30. Максимальные величины вертикальных напряжений в нем составили:

Схема 1: 16630 кПа;

Схема 2: 13886 кПа;

Схема 3: 12248 кПа.

Для нелинейной схемы в связи с большей податливостью системы характерно более равномерное перераспределение усилий между элементами схемы. Как видно из результатов решения задач, по нелинейному расчету концентрация напряжений на крайних участках стен оказывается меньшей по сравнению с упругими расчетами в соответствии с рекомендациями норм. Это объясняется тем, что упругая схема является более жесткой и это приводит к большей перегрузке крайних свай и стен. При этом в связи с недооценкой ползучести и пластических деформаций бетона наибольшая разница в результатах по сравнению с нелинейным расчетом соответствует схеме расчета с использованием коэффициентов по СП 430.1325800. Разница в значениях вертикальных напряжений в стенах, полученных по нелинейному расчету и по упругому расчету с назначением жесткости по СП 430.1325800, составила 35%. Разница в значениях вер-

тикальных напряжений в стенах, полученных по нелинейному расчету и упругому расчету с назначением жесткости по СП 63.13330, составила 14%. Результаты представляются вполне ожидаемым и согласуется с предположениями, высказанными в п. 5.1, и с результатами решенных модельных задач.

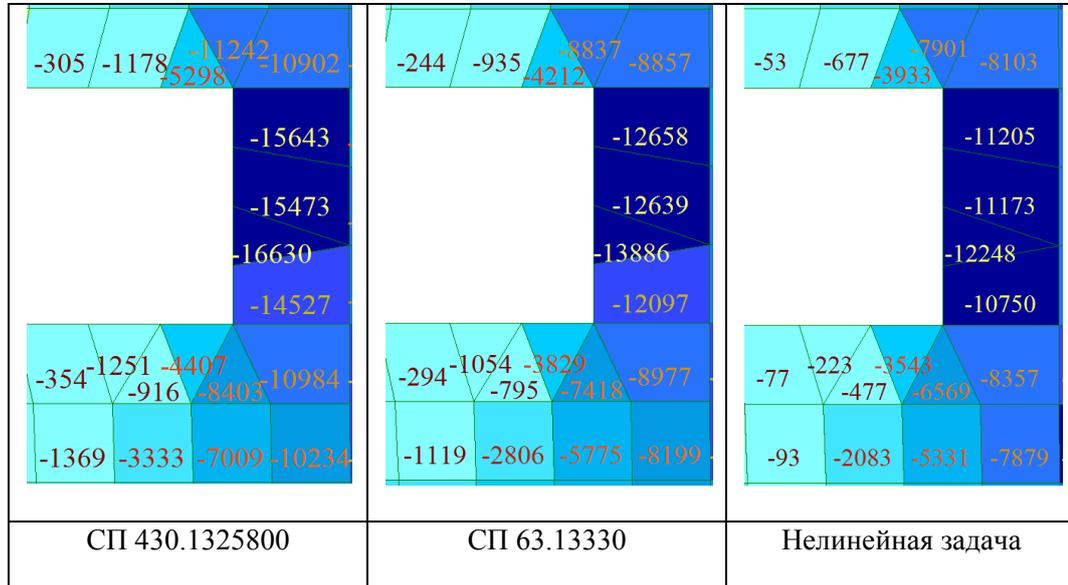


Рисунок 5.30 – Фрагмент расчетной схемы. Простенок первого этажа в осях 21/Е – Д, изолинии вертикальных напряжений в стенах по результатам решения различных схем, кПа

На примере проведенного расчетного анализа НДС здания установлено, что результаты расчетов с использованием упругих моделей железобетона с понижающими коэффициентами жесткости по СП 63.13330 и СП 430.1325800 могут существенно отличаться от результатов нелинейного расчета. Использование упругих расчетных схем приводит в целом к более высоким значениям напряжений в несущих конструкциях. Таким образом, результаты численных экспериментов полностью соответствуют положениям, сформулированным в п. 5.1, и выводам, сформулированным на основе расчетов, проведенных в главе 2.

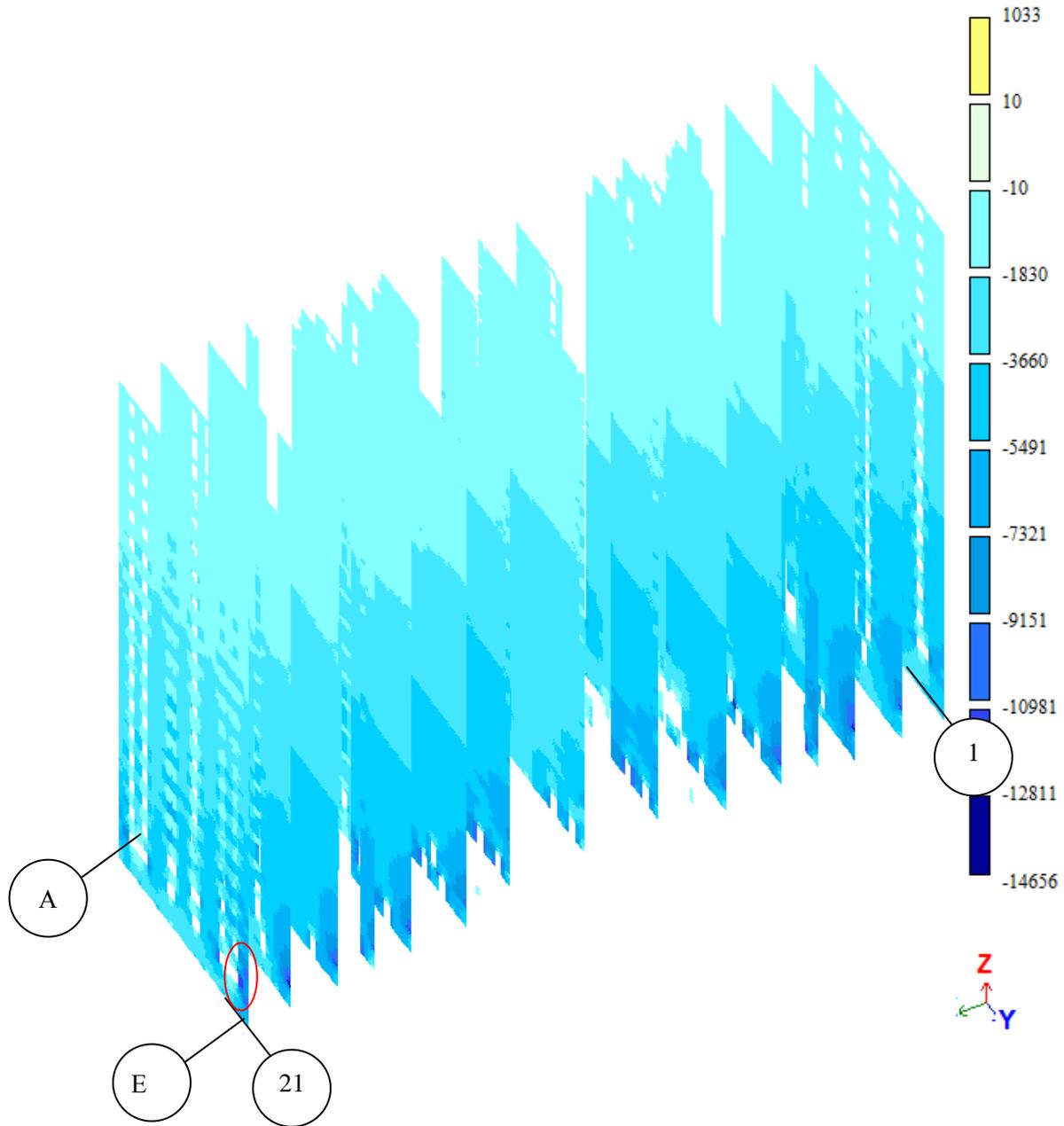


Рисунок 5.31 – Изолинии вертикальных напряжений в стенах по результатам совместного расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона (кПа)

#### 5.4. Оценка эффективности разработанной методики по сравнению с нелинейным расчетом

Как отмечалось ранее, основное преимущество упругого по сравнению с нелинейным расчетом проявляется в экономии времени машинного счета ЭВМ. Решение задачи с учетом физической нелинейности в ПК «Ли́ра-САПР» выполняется с использованием касательных матриц. При этом каждое приращение деформаций определяется исходя из приращения усилий и касательной матрицы при данном уровне действующих напряжений. Данный метод решения нелинейных задач математически близок к методу Эйлера решения обыкновенных дифференциальных уравнений. Преимуществом метода является простота, однако недостатком является отклонение от математически корректного решения по мере нагружения. Величина данного отклонения при использовании метода Эйлера может минимизироваться за счет увеличения числа шагов приложения нагрузок. При решении задач для каждой задачи необходимо проанализировать необходимое количество шагов для достижения необходимой точности. В рассматриваемом случае (семнадцатизэтажного здания в Санкт-Петербурге) задачи с сильной нелинейностью для достижения достаточной точности принималось количество шагов не менее 250 (поскольку дальнейшее увеличение количества шагов не оказывало влияния на результаты расчета), на каждый из которых в расчетной схеме с 800000 степеней свободы затрачивалось 2 минуты. Общее время нелинейного расчета составляло не менее 8 часов. При этом упругая расчетная схема решается около в течение 0,5 часа. Время, затрачиваемое на решение нелинейной модельной схемы 2А, рассмотренной в п. 5.2, превышает время решения упругой в 95 раз (95 мин – нелинейная схема, 1 мин – упругая схема).

В случаях совместных расчетных схем с учетом нелинейной работы грунтового основания использование нелинейной модели железобетона в связи с длительностью расчета зачастую практически нереализуемо, что подводит к необходимости использования упругой модели работы железобетонных конструкций.

На Рисунке 5.32. представлен общий вид расчетной схемы на основании высотного здания на плитном фундаменте высотой 165 м в г. Санкт-Петербург, в ПК «*FEMmodels*». В качестве модели основания применялась вязко-упруго-пластическая модель с независимым упрочнением [65]. Конструкции здания моделировались упругими конечными элементами с использованием понижающих коэффициентов жесткости. Количество степеней свободы расчетной схемы порядка 2000000. Общее время машинного счета составило 7 дней. Очевидно, в условиях практического процесса проектирования дальнейшее увеличение времени расчета, которое вызовет использование в расчете нелинейной модели железобетона, было бы совершенно невозможно. Это свидетельствует о большой практической пользе, важности и ак-

туальности разработанных рекомендаций по назначению понижающих коэффициентов жесткости, позволяющих значительно экономить время расчета схемы, и в то же время более близко соответствовать результатам нелинейного расчета по сравнению с использованием рекомендаций норм СП 63.13330 и СП 430.1325800.

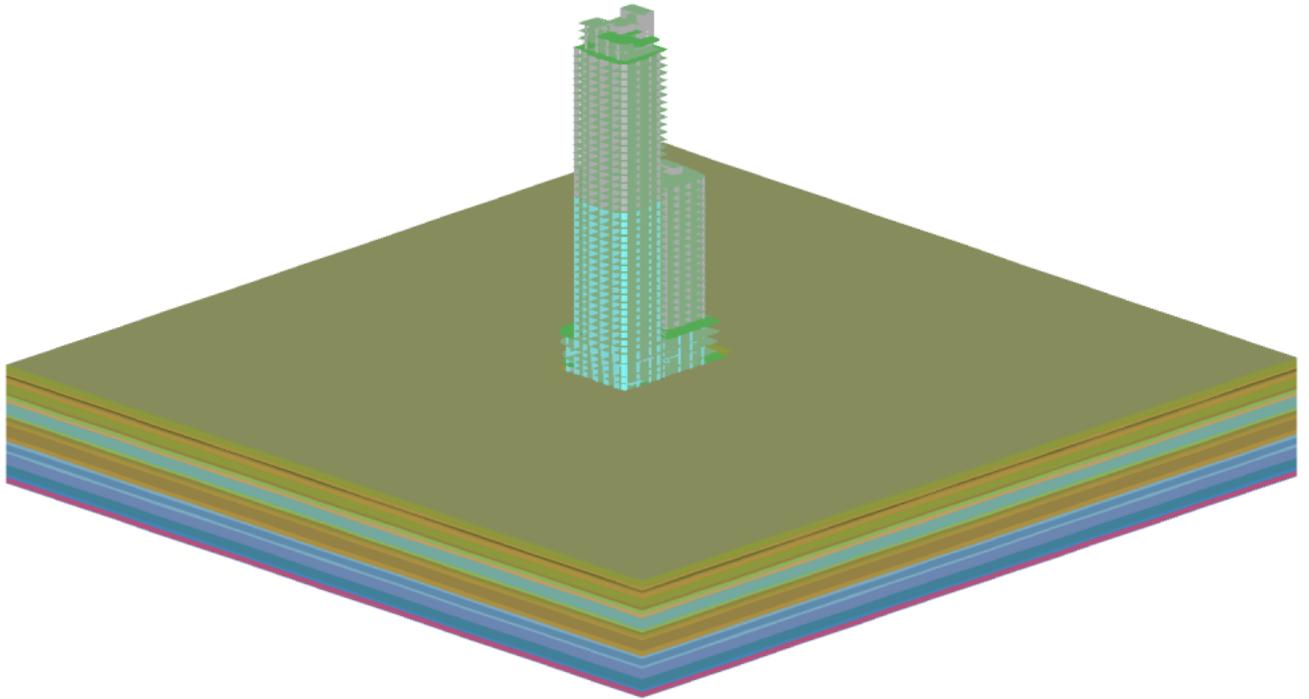


Рисунок 5.32 – Совместная расчётная схема здания и основания в ПК «*FEMmodels*» на плитном фундаменте высотой 165 м в г. Санкт-Петербург

## 5.5. Выводы по главе 5

1. Установлено, что результаты совместных расчетов зданий и сооружений с основанием с упругими моделями работы железобетонных конструкций с использованием рекомендаций норм по назначению понижающих коэффициентов жесткости (СП 430.1325800 и СП 63.13330) могут существенно отличаться от результатов, полученных с использованием нелинейной деформационной модели железобетона.

2. В результате серии численных экспериментов была выявлена бóльшая изгибная жесткость упругих расчетных схем с использованием нормативных понижающих коэффициентов жесткости по сравнению с нелинейным расчетом. Важный качественный вклад физически нелинейной работы железобетонных конструкций здания в напряженно-деформированное состояние здания проявляется в бóльшей податливости нелинейной схемы и, соответственно, в бóльших относительных неравномерностях осадок в нелинейном расчете по сравнению с упругими. Бóльшая жесткость упругих расчетных схем при использовании нормативных понижающих коэффициентов жесткости, связанная с недооценкой факторов, обуславливающих физически нелинейную работу железобетонных конструкций, по сравнению с нелинейной приводит в меньшим (до 50%) относительным неравномерностям осадок в упругом расчете по сравнению с нелинейным, а также к более выраженным эффектам совместного расчета – бóльшим неравномерностям распределения напряжений в зоне контакта здания и основания с бóльшими концентрациями напряжений в периферийных участках здания. Также выявлены существенные отличия в результатах расчета продольных усилий в перекрытиях, вызванных неравномерными осадками здания. Данные выводы, полученные на основании серии численных экспериментов, полностью согласуются с выводами, сформулированными на основе аналитической расчетной оценки, проведенной в главе 2.

3. Проведенная количественная оценка вклада физически нелинейной работы железобетонных конструкций здания в напряженно-деформированное состояние конструктивной системы при расчете здания на основании позволила установить следующее.

а) Различия в относительной неравномерности осадок между упругим и нелинейным расчетом увеличиваются с ростом податливости основания и достигают при приближении к предельным осадкам 50% при использовании рекомендаций СП 63.13330 и 30% при использовании рекомендаций СП 430.1325800. Данные различия могут быть весьма существенны при проектировании фундаментов и надземных конструкций здания из условия расчетов по второй группе предельных состояний.

б) Различия в значениях вертикальных напряжений в зоне контакта здания и основания, полученных по результатам упругих и нелинейного расчетов, увеличиваются с увеличением

податливости основания (и соответственно максимальной абсолютной величины осадки здания) и достигают при приближении к предельным осадкам 10–15%.

в) Использование рассмотренных различных моделей работы железобетона не оказывает существенного влияния на величину максимальной осадки здания. Различие в абсолютной величине максимальной осадки здания между упругими и нелинейным расчетами не превышает 5–10%. Таким образом, для оценки абсолютной величины осадки здания допустимо использовать любую из имеющихся нормативных методик к моделированию работы железобетонных конструкций.

г) Различия в напряжениях в перекрытиях между упругим и нелинейным расчетом составили до 80% при использовании рекомендаций СП 63.13330 за счет недоучета трещинообразования в плитах перекрытия. Результаты расчета по СП 430.1325800 более адекватно отражают уровень напряжений в перекрытиях (разница с нелинейным расчетом не превышает 30%).

4. Особенно важен учет физической нелинейности при анализе напряженно-деформированного состояния расчетных схем здания при нештатных ситуациях (например, при близких к предельным и сверхнормативных деформациях), которые будут вызывать более выраженную нелинейную работу железобетона. Подобная расчетная ситуация приводит к еще бóльшим различиям в результатах нормативных упругих и нелинейных расчетов и соответственно к невозможности практического использования рекомендаций норм для расчетов зданий. Расчетный анализ напряженно-деформированного состояния здания в г. Санкт-Петербурге, подвергшегося непроектным неравномерным осадкам, больше предельно допустимых нормами значений, показал различия вертикальных напряжений в стенах, полученных упругим и нелинейным расчетом, которые составили 35% при использовании рекомендаций СП 430.1325800 и до 14% при использовании рекомендаций СП 63.13330.

5. Использование величин понижающих коэффициентов, принятых по разработанной в главе 3 методике, в упругой расчетной схеме позволяет получить результаты совместных расчетов, более близких к результатам расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона по сравнению с использованием имеющихся рекомендаций норм.

Это свидетельствует о допустимости использования разработанных рекомендаций для анализа напряженно-деформированного состояния здания в совместных расчетах и соответственно верности выводов, сформулированных в главе 3. Основное преимущество данного метода по сравнению с нелинейным расчетом проявляется в экономии времени машинного счета ЭВМ.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Учет физически нелинейной работы железобетона необходим при выполнении расчетов взаимодействия здания и основания. Расчеты взаимодействия нелинейно-деформируемой конструктивной системы здания и основания особенно актуальны при проектировании тяжелых высотных зданий и зданий на основаниях, сложенных слабыми грунтами, в которых под нагрузкой от здания развиваются большие, часто сверхнормативные неравномерные осадки, что сопровождается неупругими деформациями конструкций.

2. Согласно СП 63.13330 нелинейные расчеты железобетонных конструкций необходимо производить с использованием нелинейной деформационной модели с нелинейными диаграммами деформирования бетона и стали. Несмотря на высокую степень проработки теории нелинейной работы железобетона, нелинейные расчеты конструктивных схем труднореализуемы для практического применения. На практике задачи нелинейного расчета для зданий всех классов ответственности, в том числе уникальных и технически сложных, обычно ограничиваются нелинейными расчетами отдельных конструктивных элементов и узлов. Оценкой перераспределения усилий в конструкциях за счет нелинейной работы железобетона здания в целом пренебрегают, учитывая её исключительно понижением модуля деформации материала конструкций в упругой схеме коэффициентами, обобщенно учитывающими нелинейную работу железобетона. Решением квазиупругой задачи инженеры получают представляющие интерес конечные результаты НДС конструктивной системы здания. Данный подход является общепринятым в мировой проектной практике, о чем утверждается в различных источниках нормативной и научной технической документации. Поэтому вопрос корректного учета понижающих коэффициентов жесткости железобетонных конструкций является крайне актуальным.

3. В рекомендациях отечественных норм СП 430.1325800 и СП 63.13330 используются два различных подхода по назначению понижающих коэффициентов жесткости. По результатам расчетного анализа диаграмм «изгибающий момент – кривизна» и «нормальное напряжение – продольная деформация» установлены существенные несоответствия рекомендаций СП 430.1325800 и СП 63.13330 по назначению понижающих коэффициентов жесткости расчетам с использованием нелинейной деформационной модели железобетона. В ряде случаев рекомендации норм ведут к завышению жесткости несущих конструкций из-за недоучета основных факторов нелинейной работы железобетонных конструкций – трещинообразования, ползучести, пластических деформаций бетона.

Выявленные недостатки имеющихся рекомендаций отечественных норм будут приводить к несоответствиям результатов совместных расчетов здания и основания в упругих расчетных

схем результатам, полученным в результате моделирования нелинейной работы железобетонных конструкций.

Эти выводы также распространяются на рекомендации зарубежных стандартов (*ACI 318* (2014 г.), *CSA A23.4* (2014 г.), *NZS 3101* (2006 г.), *ABNT NBR 6118* (2003 г.), *IS.456*(2005 г.) и др.) по назначению понижающих коэффициентов жесткости.

В литературе указывается, что при расчетах конструктивных схем зданий распределение усилий зависит от соотношения жесткостей элементов статически неопределимой системы, а не от их абсолютного значения. Данный подход будет справедлив при расчете схемы на неподатливых опорах либо основания в виде несвязанных между собой податливых связей. Однако распределение усилий в элементах расчетной схемы, учитывающей взаимодействие с основанием, учтенным в виде деформируемого полупространства, будет также зависеть от соотношения жесткостей здания и основания. Таким образом, в случае подобных расчётов требуется правильно оценить общую жесткость конструктивной системы здания, а не только относительные величины жесткости её элементов. Следовательно, использование указанных в нормах величин понижающих коэффициентов жесткости железобетонных конструкций не предполагается в расчетах, учитывающих взаимодействие здания и основания в виде деформируемого полупространства.

4. На основании аппроксимации результатов расчетов с использованием нелинейной деформационной модели предложены формулы (3.3), (3.4) для определения величин коэффициентов снижения жесткости сечения железобетонного элемента на изгиб и продольное усилие после трещинообразования при длительном действии нагрузки, как функций от основных параметров железобетонного сечения. Результаты расчетов прогибов железобетонного элемента с использованием формулы (3.3) соответствуют результатам нелинейных расчетов и натурных экспериментов.

5. Разработана методика упрощенного учета физически нелинейной работы железобетонных конструкций, предназначенная для расчетов здания монолитной конструктивной системы на основании, при проектировании нового строительства. Предлагается разделение понижающих коэффициентов жесткости для вертикальных и горизонтальных конструкций здания. Неравномерные осадки здания приводят к его изгибу и, соответственно, возникновению продольных растягивающих усилий в нижних перекрытиях здания и сжимающих в верхних перекрытиях. Поэтому при назначении горизонтальным конструкциям приведенной жесткости следует различать коэффициенты снижения жесткости на изгиб ( $k_1$ ) и на продольные усилия ( $k_2$ ). Понижающие коэффициенты  $k_1$  и  $k_2$  определяются по формулам (3.3) и (3.4), как функции от основных параметров железобетонного сечения и назначаются горизонтальным конструкциям в зонах потенциального трещинообразования. Жесткость вертикальных конструкций, а также уча-

стков горизонтальных конструкций без трещин определяется с учетом коэффициента ползучести бетона по формулам (3.1) или (3.2). Изгибная жесткость расчетной схемы здания, полученная с использованием предложенной методики, оказывается меньше полученной с использованием понижающих коэффициентов жесткости по рекомендациям норм и ближе соответствует значению, полученному по нелинейному расчету.

6. Установлено, что при совместных расчетах зданий монолитной конструктивной схемы на грунтовом основании с упругими моделями работы железобетонных конструкций с использованием рекомендаций норм по назначению понижающих коэффициентов жесткости (СП 430.1325800 и СП 63.13330) результаты расчета могут существенно отличаться от результатов, полученных с использованием нелинейной деформационной модели железобетона.

Важный качественный вклад физически нелинейной работы железобетонных конструкций здания в напряженно-деформированное состояние здания проявляется в бóльшей податливости нелинейной схемы и, соответственно, в бóльших относительных неравномерностях осадок в нелинейном расчете по сравнению с упругими. Следование указаниям норм приводит к бóльшей жесткости здания по сравнению с нелинейным расчетом. Разница в оценке изгибающего момента в сечении здания между нелинейным и упругими расчетами с нормативными понижающими коэффициентами при задании различной кривизны сечению здания составила 37% при расчете по СП 430.1325800 и 119% при расчете по СП 63.13330, а разница в оценке расчетной неравномерности осадок зданий между этими расчетами увеличивается с ростом податливости основания и достигает соответственно 30% и 50%. Данные различия весьма существенны при проектировании конструкций здания. Также следование указаниям норм сопровождается более выраженными эффектами совместного расчета – бóльшими неравномерностями распределения напряжений в зоне контакта здания и основания с бóльшими концентрациями напряжений в периферийных участках здания. Также выявлены существенные отличия в результатах расчета продольных усилий в перекрытиях, вызванных неравномерными осадками здания.

7. Особенно важен учет физической нелинейности при анализе напряженно-деформированного состояния расчетных схем здания для нештатных ситуаций (например, при развитии деформаций, близких к предельным), которые будут вызывать нелинейную работу железобетона. Подобная расчетная ситуация приводит к еще бóльшим различиям в результатах нормативных упругих и нелинейных расчетов и соответственно к невозможности практического использования рекомендаций норм для расчетов зданий.

8. Использование разработанной методики оценки жесткости упругой расчетной схемы здания позволяет получить результаты совместных расчетов, описывающих напряженно-

деформированное состояние здания, более близких к результатам расчета с использованием нелинейной деформационной модели железобетона по сравнению с использованием имеющихся рекомендаций норм. По серии численных экспериментов установлено, что расхождения в результатах расчетов изгибной жесткости сечения здания и относительных неравномерностей осадок по предложенной методике не превышают 5%. Это свидетельствует о допустимости использования разработанных рекомендаций для анализа напряженно-деформированного состояния здания в совместных расчетах. При этом основное преимущество данного метода по сравнению с нелинейным расчетом – в экономии времени машинного счета ЭВМ.

9. Представленные результаты диссертационного исследования позволяют рекомендовать разработанную формулу для оценки изгибной жесткости сечения изгибаемого железобетонного элемента после трещинообразования для оценки деформаций изгибаемых конструкций, а методику упрощенной оценки жесткости расчетной схемы здания монолитной конструктивной системы – для проведения численных совместных расчетов статического взаимодействия здания и основания при проектировании.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. Ахвердов, И. Н. Основы физики бетона/ И. Н. Ахвердов. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
2. Александровский, С. В. Экспериментальные исследования ползучести бетона / С.В. Александровский, П.И. Васильев // Ползучесть и усадка бетона. – М.: Стройиздат, 1976. – С. 97–152.
3. Бабанов, В. В. Назначение жесткостных параметров железобетонных конструкций в конечно-элементных динамических расчетах сооружений / В. В. Бабанов, Н. А. Евсеев // Жилищное строительство. – 2017. – №12. – С. 26–30.
4. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов / В. Н. Байков, Э.Е. Сигалов – 5-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
5. Барменкова, Е. В. Напряженно-деформированное состояние здания, фундамента и основания с учетом их совместной работы: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.17 / Е. В. Барменкова; МГСУ. – Москва, 2011. – 138 с.
6. Бенин, А. В. Конечно-элементное моделирование процессов неупругого деформирования и разрушения элементов железобетонных конструкций / А. В. Бенин, А.С. Семёнов А. С, С. Г. Семёнов, И. В. Фёдоров //Морские интеллектуальные технологии. – 2011. – №. S3. – С. 102–105.
7. Берг, О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О. Я. Берг. – М.: Стройиздат, 1962. – 96 с.
8. Бондаренко, В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / Вл. И. Колчунов, В. М. Бондаренко. – М: Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
9. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы развития теории железобетона / В. М. Бондаренко, А. М. Иванов, О. В. Байдин, А. Д. Царева // Строительство и Реконструкция. – 2012. – №4. – С. 25–29.
10. Бондаренко, В. М. Примеры расчета железобетонных и каменных конструкций (4-е издание, исправленное) / В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. – М.: Студент, 2014. – 539 с.
11. Верюжский, Ю. В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов, М. С. Барабаш, Ю. В. Гензерский. – К.: Книжное издательство НАУ, 2006. – 808 с.
15. Веселов, А. А. Нелинейная теория сцепления арматуры с бетоном и ее приложения: дис... д-ра. техн. наук: 05.23.01 / А. А. Веселов; СПбГАСУ. – СПб., 2000. – 320 с.
16. Галустов, К. З. Нелинейная теория ползучести бетона и расчет железобетонных конструкций / К. З. Галустов. – М.: Физматлит, 2006. – 245 с.

14. Горбунов-Посадов, М. И. Расчет конструкций на упругом основании/ М. И. Горбунов-Посадов, Т. А. Маликова. – М.: Стройиздат, 1973. – 627 с.
15. Гвоздев, А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А. А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.
16. Гвоздев, А. А. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / А. А. Гвоздев, Н. И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – № 2. – С. 20–23.
17. Гениев, Г. А. Вариант деформационной теории пластичности бетона / Г. А. Гениев // Бетон и железобетон. – 1969. – №2.
18. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
19. Городецкий, А. С. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии)/ А. С. Городецкий, Л. Г. Батрак, Д. А. Городецкий, М. В. Лаинюк, С. В. Юсипейко. – К.: издательство «Факт», 2004. – 106 с.
20. Евдокимова, Т. С. Напряженно-деформированное состояние и расчет прочности косо-сжимаемых фиброжелезобетонных элементов: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Т. С. Евдокимова; СПбГАСУ. – СПб., 2017. – 26 с.
21. Евсеев, Н. А. Учет физической нелинейности железобетона при численных расчетах конструктивных систем / Н. А. Евсеев // Вестник гражданских инженеров СПбГАСУ. – 2017. – №5 (64). – С. 66–70.
22. Евсеев, Н. А. Анализ результатов численного расчета сложной конструктивной схемы с учетом физической нелинейности железобетона / Н. А. Евсеев // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – №12. – С. 44–52.
23. Евсеев, Н. А. Особенности учета нелинейной работы железобетона в расчетах взаимодействия здания и основания / Н. А. Евсеев, // Геотехника. – 2018. – №4. – С. 58–69.
24. Евсеев, Н. А. Метод расчета зданий из монолитного железобетона во взаимодействии с основанием при учете физически нелинейной работы железобетонных конструкций / Н. А. Евсеев // Жилищное строительство. – 2019. – №11. – С. 41–46.
25. Елистратов, В. Н. Развитие методов расчета сжатых железобетонных элементов при длительном нагружении с учетом мгновенной нелинейности бетона: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В. Н. Елистратов; – СПбГАСУ. – СПб., 2014. – 24 с.
26. Залесов, А. С. Учет физической нелинейности при расчете железобетонных монолитных конструкций высотных зданий / А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков // Строительная механика и расчёт сооружений. – 2005. – №1 – С. 4–8.

27. Залесов, А. С. Разработка предложений по статическому расчету плоских железобетонных элементов с учетом физической нелинейности / А. С. Залесов, А. Иванов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. № 5. – С. 14–19.

28. Залесов, А. С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, И. Ю. Ларищева // Бетон и железобетон. – 1997. №5. – С. 31–34.

29. Иванов, А. Развитие теории и прикладных методов оценки силового сопротивления монолитных гражданских зданий с учетом нелинейности деформирования: дис. ... д-ра. техн. наук: 05.23.01; МИКХиС. – М., 2008. – 361 с.

30. Истомин, А. Д. Зависимость границ микротрещинообразования бетона от его прочности и вида напряженного состояния / А. Д. Истомин, Н. А. Беликов // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2. – С. 159–162.

31. Камаев, В. С. Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В. С. Камаев; СПбГАСУ. – СПб., 2007. – 21 с.

32. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 413 с.

33. Карпенко, Н. И. К совершенствованию диаграмм деформирования бетона для определения момента трещинообразования и разрушающего момента в изгибаемых железобетонных элементах / Н. И. Карпенко, О. В. Радайкин // Строительство и реконструкция. – 2012. – №3 (41). – С. 10–15.

34. Карпенко, Н. И. Построение физических соотношений для расчета железобетонных конструкций при объемном напряженном состоянии с учетом физической нелинейности материалов / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // Жилищное строительство. – 2016. – № 6. – С. 16–20.

35. Карпенко, Н. И. К оценке прочности, жесткости, момента образования трещин и их раскрытия в зоне чистого изгиба железобетонных балок с применением нелинейной деформации модели / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радайкин // Известия вузов. Строительство. – 2016. – № 3. – С. 5–10.

36. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одесса: Издательство Одесского национального морского университета, 2007. – 110 с.

37. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко. – Одесса: Издательство ОНМУ, 2009. – 89 с.

38. Крылов, С. М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях / С. М. Крылов. – М.: Издательство литературы по строительству, 1964. – 268 с.
39. Крылов, С. Б. Реологические модели моделирования ползучести бетона / Е.Е. Гончаров, С.Б. Крылов // Вестник НИЦ Строительство. – 2014. – № 9. – С. 23–27.
40. Корсун, В. И. Влияние масштабного фактора и повышенных температур на прочность и деформации высокопрочного модифицированного бетона / В. И. Корсун, А. В. Корсун // Вестник МГСУ. – 2014. – №3. – С. 179–188.
41. Лучкин, М. А. Учет развития деформаций основания во времени при совместном расчете системы «основание – фундамент – здание»: дисс. канд. техн. наук: 05.23.02 / М. А. Лучкин; СПбГАСУ. – СПб., 2007. – 162 с.
42. Мурашев, В. И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.
43. Панин, А. Н. Деформирование пологих ребристых оболочек в условиях физической нелинейности и ползучести бетона: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.17 / А. Н. Панин; СПбГАСУ. – СПб., 2009. – 23 с.
44. Пастернак, П. Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели / П. Л. Пастернак. – М: Госстройиздат, 1954. – 56 с.
45. Потапова, Л. Б. Механика материалов при сложном напряженном состоянии. Как прогнозируют предельные напряжения / Л. Б. Потапова, В. П. Ярцев. – М.: «Издательство Машиностроение – 1», 2005. – 244 с.
46. Прокопович, И. Е. Прикладная теория ползучести / И. Е. Прокопович, В. А. Зедгенидзе. – М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.
47. Работнов, Ю. Н. Ползучесть элементов конструкций / Работнов Ю. Н. – М.: Наука, 1966. – 752 с.
48. Римшин, В. И. Построение диаграммы деформирования одноосно сжатого бетона / В.И. Римшин, А. Л. Кришан, А. И. Мухаметзянов // Вестник МГСУ. – 2015. – № 6. – С. 23–31.
49. Санжаровский, Р. С. Ползучесть бетона и его мгновенная нелинейность деформирования в расчетах конструкций / Р. С. Санжаровский, М. М. Манченко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2015. – №2. – С. 33–40.
50. Симвулиди, И. А. Расчет инженерных конструкций на упругом основании / И. А. Симвулиди. – М.: Высшая школа, 1978. – 480 с.
51. Сеницын, А. П. Расчет балок и плит на упругом основании за пределом упругости / А. П. Сеницын. – М.: Стройиздат, 1964. – 158 с.

52. Соколов, Б.С. Анализ и совершенствование криволинейных диаграмм деформирования бетона для расчета железобетонных конструкций по деформационной модели / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радайкин // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – №1. – С. 28–30.

53. Соколов, Б. С. К расчёту прочности, жёсткости и трещиностойкости внецентренно сжатых железобетонных элементов с применением нелинейной деформационной модели / Н. И. Карпенко, Б. С. Соколов, О. В. Радайкин // Известия КГАСУ. – 2013. – №4. – С. 113–120.

54. Торяник, М. С. Примеры расчёта железобетонных конструкций / М. С. Торяник, П. Ф. Вахненко, К. Х. Доля, С. И. Роговой. – М: Стройиздат, 1979 г. – 240 с.

55. Улицкий, В. М., Шашкин А. Г., Шашкин К. Г., Васенин В.А. Расчетная оценка взаимного влияния зданий и подземных сооружений / Улицкий В. М., Шашкин А. Г., Шашкин К. Г., Васенин В.А // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2004. – №8 – С. 68–82.

56. Улицкий, В. М. Основы совместных расчетов зданий и оснований. / В. М. Улицкий // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2006. – №10. – С. 56–62.

57. Улицкий, В. М. Взаимодействие зданий и оснований / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин // Геотехника. – 2009. – №1. – С. 6–19.

58. Улицкий, В. М. Геотехническое сопровождение развития городов / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – СПб: Стройиздат Северо-Запад, 2010. – 551 с.

59. Улицкий, В. М. Основы совместных расчеты зданий и оснований / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин, В. А. Шашкин. – СПб: Издательство ин-та "Геореконструкция", 2014. – 327 с.

60. Фадеев, А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. – М.: Недра, 1987. – 220 с.

61. Филоненко-Бородич, М. М. Об условиях прочности материалов, обладающих различным сопротивлением растяжению и сжатию / М. М. Филоненко-Бородич // Инж.сборник. –1954. – Вып.19. – С. 36 – 48.

62. Холмянский, М. М. Контакт арматуры с бетоном / М. М. Холмянский – М.: Стройиздат, 1978. – 184 с.

63. Чаускин, В. А. Оценка надёжности монолитного железобетонного здания при воздействии максимального расчётного землетрясения: дис. канд. техн. наук: 05.23.17 / В. А. Чаускин; ВолГТУ. – Волгоград., 2017. – 157 с.

64. Шашкин, А. Г. Основные закономерности взаимодействия оснований и надземных конструкций зданий / А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2006. – №10. – С. 63–92.

65. Шашкин, А. Г. Описание деформационного поведения глинистого грунта с помощью вязко-упруго-пластической модели / А. Г. Шашкин // Инженерная геология. – 2010. – №4. – С. 22–32.

66. Шашкин, А. Г. Учет деформаций формоизменения при расчете оснований зданий и подземных сооружений/ А. Г. Шашкин // Жилищное строительство. – 2011. – №7. – С.17–21.

67. Шашкин В. А. Напряженно-деформированное состояние конструкций, взаимодействующих с нелинейно-деформируемой средой дис. канд. техн. наук: 05.23.17 / В. А. Шашкин; СПбГАСУ. – СПб., 2013. – 124 с.

68. Шашкин, В. А. Взаимодействие зданий на разнотипных фундаментах и основания / В. А. Шашкин // Жилищное строительство. – 2012. – №5. – С. 38–42.

69. Шашкин, В. А. Конечно-элементный анализ неравномерных осадок здания, взаимодействующего с нелинейно-деформируемой средой / В. А. Шашкин // Актуальный проблемы строительства и архитектуры, Часть II. – 2012.– С. 90–95.

70. Шашкин, В. А. Эффекты концентрации напряжений в конструкциях здания при взаимодействии с основанием / В. А. Шашкин // Жилищное строительство. – 2012. – №9. – С.9–14.

71. Шашкин, В. А. Эффекты взаимодействия оснований и сооружений / В. А. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2012. – №14. – С. 141–167.

72. Шашкин, В. А. Расчетный анализ работы свайных фундаментов с низким и высоким ростверками с учетом нелинейной работы основания / В. А. Шашкин, В. В. Бабанов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – №2. – С. 2–7.

73. Шашкин, К. Г. Расчет напряженно-деформированного состояния основания, фундаментов и здания с учетом их взаимодействия / К. Г. Шашкин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2001. – №4.

74. Шашкин, К. Г. Оценка напряженно-деформированного состояния системы "основание – фундамент – здание" с учетом совместной работы: дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / К. Г. Шашкин; СПбГАСУ. – СПб., 2002. – 140 с.

75. Araújo, J. M. Simplified procedures for calculation of instantaneous and long-term deflections of reinforced concrete beams/ José Milton de Araújo // Engenharia Civil. – 2005. – № 24. – P. 55–66.

76. Bresler, B. Behaviour of reinforced concrete under repeated load. / B. Bresler, B. Vitelmo // Journal of the Structural Division, ASCE. – 1968. – Vol. 94. №ST6. – P. 1567–1590.

77. Chaobi, Zhang. Mechanical properties of two-way different configurations of prestressed concrete members subjected to axial loading. / Chaobi Zhang, Jianyun Chen, Qiang Xu, Jing Li.// Nuclear Engineering and Technology. – August 2015. – Vol. 47, Iss. 5. – P. 633–645.

78. Christiansen, Morten. Modelling Tension stiffening in Reinforced Concrete Structures. – Rods, Beams and Disks / Morten Christiansen, M. P. Nielsen // Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark. Report №. R–22. Lyngby. – 1997. – P. 133.
79. Christiansen, Morten Bo. Serviceability Limit State Analysis of Reinforced Concrete / M. B. Christiansen // Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark. Report №. R–69. Lyngby – 2000. – P. 229.
80. De Vittorio, S. Time-dependent behaviour of reinforced concrete slabs: Master`s thesis / S. De Vittorio; University of bologna. – Bologna, 2011. –153 p.
81. Docevska, M. Numerical and analytical model for serviceability limit states of RC elements / M. Docevska, T. Arangjelovski, G. Markovski, D. Nakov // Građevinar. – 2018. – №70–11. – P. 943–952.
82. Elwood, K. J. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns / K. J. Elwood, M. O. Eberhard // ACI Structural Journal. – 2009. – Vol. 106, Iss. 4. – P. 476-484.
83. Espion, B. Moment curvature relationship of reinforced concrete sections under combined bending and normal force / B. Espion, P. Halleux // Materials and Structures. – 1988. – №21 – P. 341–351.
84. Gilbert, R. I. An experimental study of flexural cracking in reinforced concrete members under sustained loads/ R. I. Gilbert, S. Nejadi // UNICIV REPORT № R–435. The University of New South Wales. Sydney. – 2004. – 59 p.
85. Goto, Y. Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. / Y. Goto // ACI Journal. – 1971. – Vol. 68. – P. 244–251.
86. Hegger, J. Textile reinforcement concrete under biaxial loading / J. Hegger, S. Voss // 6th Rilem Symposium on Fibre Reinforced Concrete (FRC). BEFIB 2004, Varenna (Italy), 20–22 Sept. – 2004. – P. 1463–1472.
87. Hillerborg A. Fracture of Material / A. Hillerborg // Report No. TVBM – 3004. Department of Building Materials. The Lund Institute of Technology. – 1977. – 48 p.
88. Jeng, Y. Two parameter fracture model for concrete / Y. Jeng, S. P. Shah // Journal of engineering mechanics. –1985. – Vol. 111, № 10. – P. 1227–1241.
89. Kmiecik, P. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration / P. Kmiecik, M. Kamiński // Archives of civil and mechanical engineering. – 2011. – Vol. 11, № 3. – P. 623–636.
90. Khuntia, M. Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach / M. Khuntia, S. K. Ghosh // ACI Structural Journal. – 2004. – Vol. 101, No. 3. –P. 351–363.

91. Khuntia, M. Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification / M. Khuntia, S. K. Ghosh // *ACI Structural Journal*. – 2004. – Vol. 101, No. 3. – P 364–374.
92. Kwak, H.-G. Nonlinear analysis of RC beams based on moment–curvature relation / Hyo-Gyoung Kwak, Sun-Pil Kim // *Computers and Structures*. – 2002. – № 80 – P. 615–628.
93. Latka D. The influence of superstructure stiffness of internal forces distribution in raft foundation / D. Latka, M. Repelewicz // *Technical Transactions. Civil Engineering*. – 2015. – Iss. 4–B. – P. 51–56.
94. Li, B. Initial Stiffness of Squat Structural Walls / B. Li, W. Z. Xiang // *ASCE Journal of Structural Engineering*. – 2011 – №137 (12). – P. 1470–1479.
95. MacGregor, J. G. Stability Analysis and Design of Concrete Frames Proceedings / J. G. MacGregor, S. E. Hage // *ASCE*. –1977. – Vol. 103, No. ST10. – P.1953–1970.
96. Neville, A. M. Properties of Concrete: Fifth Edition / A. M. Neville. – New York: Pearson, 2011. – 846 p.
97. Oliveira, D. M. Efficiency evaluation of Branson’s equivalent inertia to consider physical nonlinearity of beams in simple form / D. M. Oliveira, N. A. Silva // *IBRACON structures and materials journal*. – 2011. – Vol. 4, № 3. – P. 530–547.
98. Paulay, T. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, / T. Paulay, M. J. N. Priestley. – New York: John Wiley & Sons, 1992. – 744 p.
99. Park, H.G. Creep and effective stiffness of early age concrete slabs/ H. G. Park, H. J. Hwang, J. Y. Kim, G. H. Hong, Chung-Nam Do, J. H. Im, Y. N. Kim // *Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Assessment, Durability, Monitoring and Retrofitting of Concrete Structures (FraMCoS-7)*. Korea Concrete Institute, Seoul. May 23–28. – 2010. – P.751–756.
100. Rasmussen, A. B. Analytical and numerical modeling of reinforced concrete in serviceability limit state: Master`s thesis / A. B Rasmussen; Aarhus university. – Aarhus, 2012. – 105 p.
101. Ranjana Soekhoe. Realistic bending stiffness of diaphragm walls for structural analysis: Master`s thesis / Ranjana Soekhoe; Delft University of technology. – Delft, 2015. – 109 p.
102. Reybrouck, N. Modelling of Long-Term Loading Tests on Reinforced Concrete Beams/ N. Reybrouck; P. Criel; R. Caspeele; L. Taerwe // *CONCREEP 10: 10th International Conference on Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*. September 21–23, 2015. Vienna, Austria. –2015. – P.745–753.
103. Sang-Whan Han. Stiffness reduction factor for flat slab structures under lateral loads / Sang-Whan Han, Young-Mi Park, Seong-Hoon Kee // *Journal of Structural Engineering*. – 2009. №135 (6). – P. 743–750.

104. Sargin, M. Stress-strain relationships for concrete and the analysis of structural concrete sections / M Sargin // SM study №4. Solid Mechanical Division. University of Waterloo. – 1970. – 167 p.
105. Schotanus, M.I. J. Computer modeling and effective stiffness of concrete wall buildings / M. I. J. Schotanus, Maffei J. R. // Tailor Made Concrete Structures: New solutions for our society. Proceedings of international FIB symposium 2008, Amsterdam, the Netherlands, 19-21 May. – 2008. – P. 939–945.
106. Tang, T. O. Shear and Flexural Stiffnesses of Reinforced Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Loading / T. O. Tang, R. K. L. Su. // The Open Construction and Building Technology Journal. – 2014. – № 8. – P.104–121.
107. Tran C. T. N. Initial Stiffness of Reinforced Concrete Columns with Moderate Aspect Ratios. / Tran C T N., Li, B //Advances in Structural Engineering. – 2012. – № 15 (2). – P. 265–276.
108. Troxell, G. E. Long-Term Creep and Shrinkage Tests of Plain and Reinforced Concrete / G. E. Troxell, J. M. Raphael, R. E. Davis // Proceedings of ASTM – 1958. – Vol. 58. – P. 1101–1120.
109. Tuchscherer R. Design of Slender Concrete Columns / R. Tuchscherer, T. Wytroval // Structure magazine. – 2013. – № 1. P. 10–13.
110. Valcuende, M. Bond Behaviour of Reinforcement in Self-compacting Concretes / M. Valcuende // Construction and Building Materials. –2009. – № 23. – P. 162–170.
111. Wakchaure, M. R. Effect of Cracked Section on Lateral Response of Reinforced Concrete Flanged Beams / M. R. Wakchaure, Varpe Charulata S. // International Journal of Modern Engineering Research (IJMER). – 2012. – Vol.2, Iss.5. – P. 3384–3389.
112. Wong, J.-M. Effective stiffness for modeling reinforced concrete structures / J.-M. Wong, A. Sommer, K. Briggs // Structure magazine. –2017. – № 1. – P. 18–21.
113. Yongzhen Li. Predicting of the stiffness of cracked reinforced concrete structures: Master`s thesis / Yongzhen Li; Delft University of technology. – Delft, 2010. – P.147.
114. Zdanowicz, L. Stiffness nonlinear analysis of sections for reinforced concrete members / L. Zdanowicz, P. Noakowski //Technical transactions. Civil Engineering. – 2013. – Iss 2–B. – P. 149–155.
115. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85\*.
116. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*.
117. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменением №1).
118. СП 430.1325800. Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования.

119. СП 24.13330. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Изменением №1).

120. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции Бетонные и железобетонные Конструкции.

121. Федеральный закон № 384-ФЗ Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: от 30.12.2009 г. (ред. от 02.07.2013).

122. Бетонные и железобетонные конструкции. Нелинейные расчеты при проектировании. Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации. Федеральное автономное учреждение «Федеральный центр нормирования, стандартизации и оценки соответствия в строительстве» – М., 2017.

123. Рекомендации по учету ползучести и усадки при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – М: Стройиздат, 1988. – 122 с.

124. Инструкция по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий. – М: Госстройиздат, 1961. – 112 с.

125. CEB-FIP model code 2010.

126. Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and rules for buildings. European Committee for Standardization – Brussels, 2004. – 225 p.

127. American Concrete Institute. «Building code requirement for structural concrete». ACI code 318-14.

128. NZS:3101 1995. Concrete Structures Standard Part 2 – Commentary on the Design of Concrete Structures, Prepared by Concrete Design Committee P3101 for the New Zealand Standards Council, New Zealand.

129. National Standard of Canada. Design of Concrete Structures. CSA A23.4-14.

130. National standard of the people's republic of China. Code for Design of Concrete Structures. GB 50010-2010.

131. Norma Brasileira. Design of structural concrete. ABNT NBR 6118:2003.

132. Indian Standard plain and reinforced concrete – code of practice. IS.456. 2000 (Reaffirmed 2005).

133. EHE-08. Code on Structural concrete. 2010.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А.

### Расчет нормального сечения железобетонного элемента с использованием нелинейной деформационной модели по СП 63.13330.2012

Рассматривается сечение, представленное на Рисунке А1.

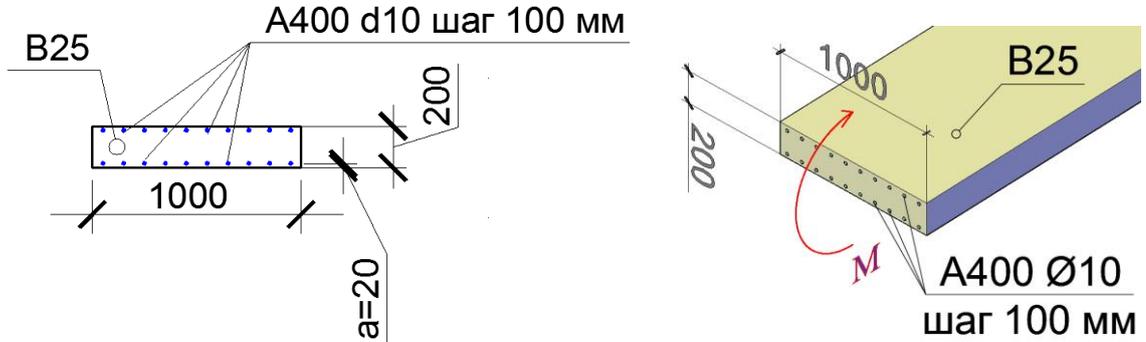


Рисунок А.1 – Изгибаемое сечение

Высоты участков, м	$h := (0.2)$
Отметки верха участка, м	$z := \left(\frac{h_0}{2}\right)$
Ширины участков, м	$b := (1)^T$
Разбиение на участки	$n := (100)^T$
Коэффициенты на расчетное сопротивление бетона	$\gamma_b := (1)^T$

$$\begin{array}{l}
 AZK_b := \left[ \begin{array}{l}
 \text{index} \leftarrow 0 \\
 \text{for } i \in 0.. \text{rows}(z) - 1 \\
 \quad \left[ \begin{array}{l}
 \Delta h \leftarrow \frac{h_i}{n_i} \\
 \text{for } j \in 0.. n_i - 1 \\
 \quad \left[ \begin{array}{l}
 A_{\text{index}} \leftarrow \Delta h \cdot b_i \\
 Z_{\text{index}} \leftarrow z_i - \Delta h \cdot j - \frac{\Delta h}{2} \\
 K_{\text{index}} \leftarrow \gamma_b b_i \\
 \text{index} \leftarrow \text{index} + 1
 \end{array} \right. \\
 \text{augment}(A, Z, K)
 \end{array} \right.
 \end{array} \right.
 \end{array}
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 A_b := AZK_b^{(0)} \\
 Z_b := AZK_b^{(1)} \\
 \gamma_b := AZK_b^{(2)}
 \end{array}$$

Арматурные сетки

$$Z_s := \left( -\frac{h_0}{2} + 0.02 \quad \frac{h_0}{2} - 0.02 \right)^T$$

$$A_s := 10^{-6} \cdot \left[ \left( \frac{10}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot 10 \quad \left( \frac{10}{2} \right)^2 \cdot \pi \cdot 10 \right]^T$$

$$i := 0.. \text{rows}(Z_b) - 1 \quad j := 0.. \text{rows}(Z_s) - 1$$

Параметры бетона

$$E_{b0} := 30 \cdot 10^6 \quad \varphi_{bcr} := 1.8 \quad E_b := \frac{E_{b0}}{1 + \varphi_{bcr}}$$

$$R_b := 18500 \quad \sigma_{b1} := 0.6 \cdot R_b \quad \varepsilon_{b1} := \frac{\sigma_{b1}}{E_b} = 0.00104 \quad \varepsilon_{b2} := 4.2 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{b0} := 3.0 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{bt} := 1550 \quad \sigma_{bt1} := 0.6 \cdot R_{bt} \quad \varepsilon_{bt1} := \frac{\sigma_{bt1}}{E_b} = 0.0000868 \quad \varepsilon_{bt2} := 0.27 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{bt0} := 0.21 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_b(\varepsilon) := \begin{cases} E_b \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < -\varepsilon \leq \varepsilon_{b1} \\ -\left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \cdot \frac{-\varepsilon - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b & \text{if } \varepsilon_{b1} < -\varepsilon \leq \varepsilon_{b0} \\ -R_b & \text{if } \varepsilon_{b0} < -\varepsilon \\ E_b \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{bt1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{bt1}}{R_{bt}} \right) \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt0} - \varepsilon_{bt1}} + \frac{\sigma_{bt1}}{R_{bt}} \right] \cdot R_{bt} & \text{if } \varepsilon_{bt1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{bt0} \\ R_{bt} & \text{if } \varepsilon_{bt0} < \varepsilon \leq \varepsilon_{bt2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{b0} := -\varepsilon_{b2} - 10^{-5}, -\varepsilon_{b2} - \varepsilon_{bt2} + 10^{-5}$$

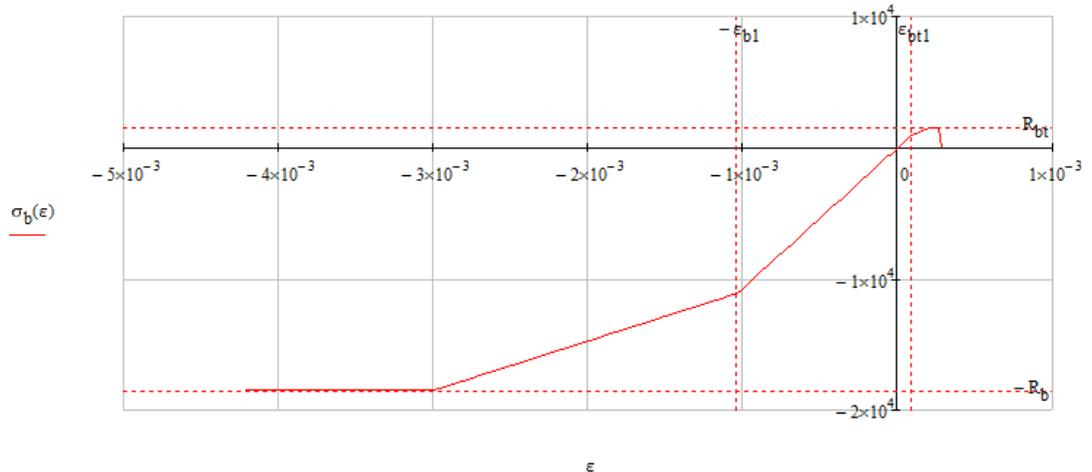


Рисунок А.2 – Трехлинейная диаграмма аппроксимации кривой деформирования сжатого и растянутого бетона В25 по СП 63.13330 с учетом длительного действия нагрузки

Параметры арматуры

$$E_s := 2.0 \cdot 10^8$$

$$R_s := 390000 \quad \sigma_{s1} := 0.9 \cdot R_s \quad \varepsilon_{s1} := \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \quad \varepsilon_{s2} := 0.025 \quad \varepsilon_{s0} := \frac{R_s}{E_s} + 0$$

$$\sigma_s(\varepsilon) := \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < -\varepsilon \leq \varepsilon_{s1} \\ -\left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{-\varepsilon - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] \cdot R_s & \text{if } \varepsilon_{s1} < -\varepsilon \leq \varepsilon_{s0} \\ -R_s & \text{if } \varepsilon_{s0} < -\varepsilon \\ E_s \cdot \varepsilon & \text{if } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{s1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] \cdot R_s & \text{if } \varepsilon_{s1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{s0} \\ R_s & \text{if } \varepsilon_{s0} < \varepsilon \end{cases}$$

$$\varepsilon := -\varepsilon_{s2} - 10^{-5}, -\varepsilon_{s2} .. \varepsilon_{s2}$$

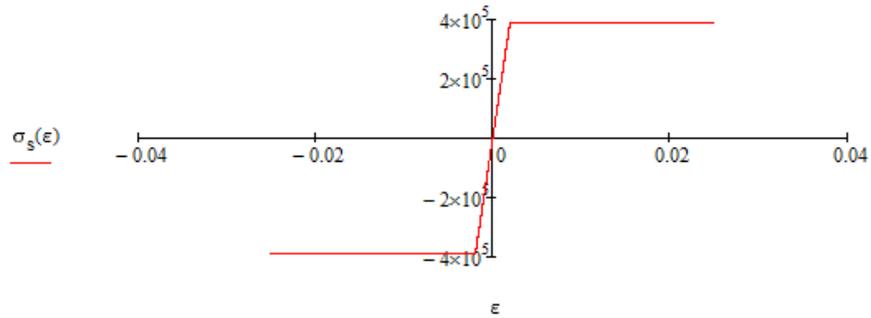


Рисунок А.3 – Билинейная диаграмма деформирования арматуры А400 по СП 63.13330

Уравнения нелинейной деформационной модели железобетона

$$M(\varepsilon, \kappa) := \sum_i (\gamma_{b_i} \cdot \sigma_b(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{b_i}) \cdot A_{b_i} \cdot Z_{b_i}) \cdot 1 + \sum_j [(\sigma_s(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{s_j}) \cdot A_{s_j} \cdot Z_{s_j}) \cdot 1]$$

$$N(\varepsilon, \kappa) := \sum_i (\gamma_{b_i} \cdot \sigma_b(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{b_i}) \cdot A_{b_i}) \cdot 1 + \sum_j [(\sigma_s(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{s_j}) \cdot A_{s_j}) \cdot 1]$$

$$\varepsilon := 10^{-5} \quad \varepsilon_{max} := 0.5 \quad tol := 10^{-8}$$

Продольная сила в сечении

$$N_s := -0.0001 \quad f(\varepsilon, \kappa) := N(\varepsilon, \kappa) - N_s$$

```

\varepsilon_N(\kappa) :=
  left ← -\varepsilon_{max}
  right ← \varepsilon_{max}
  f_{left} ← f(left, \kappa)
  f_{right} ← f(right, \kappa)
  return 0 if f_{left} \cdot f_{right} > 0
  while right - left > tol
    mid ← (right + left) / 2
    f_{mid} ← f(mid, \kappa)
    if f_{mid} \cdot f_{left} ≤ 0
      f_{right} ← f_{mid}
      right ← mid
    if f_{mid} \cdot f_{right} < 0
      f_{left} ← f_{mid}
      left ← mid
  (right + left) / 2

```

$$M_N(\kappa) := M(\varepsilon_N(\kappa), \kappa)$$

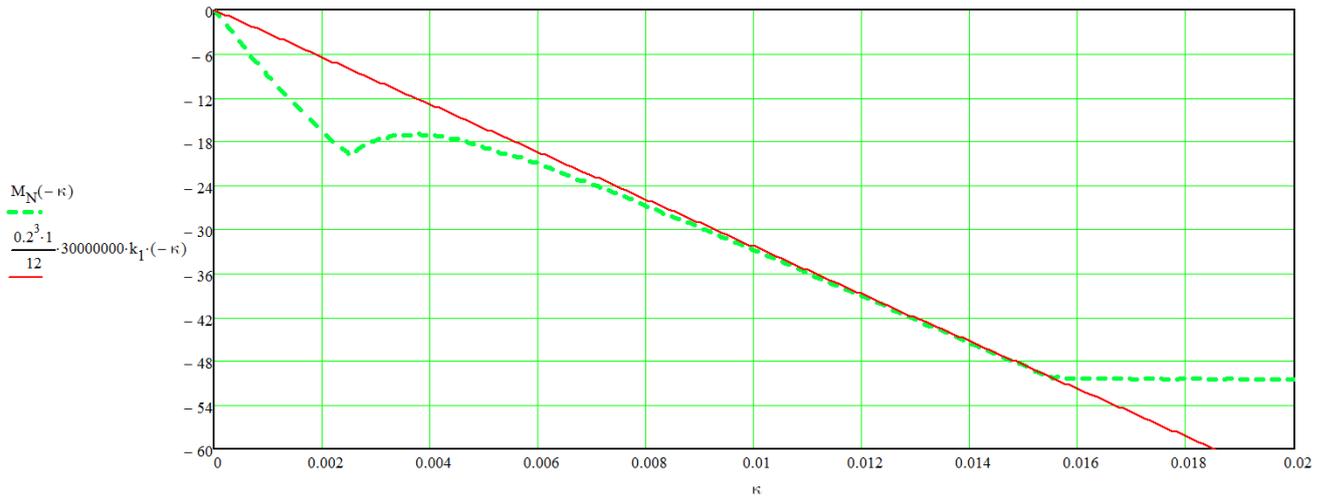


Рисунок А.4 – Зависимость «изгибающий момент (кН·м) – кривизна» для изгибаемого сечения (см. Рисунок А.1) по данным нелинейного расчета (зеленый) и упругого с использованием полученного по разработанной формуле (3.3) коэффициента  $k_1 = 0,162$  (красный)

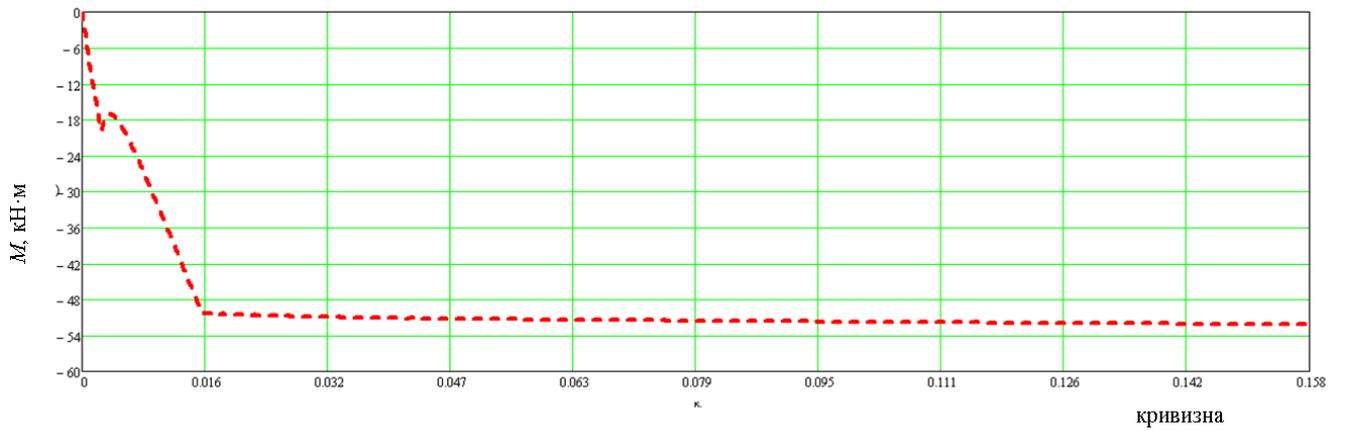


Рисунок А.5 – Графики зависимости «момент-кривизна» для изгибаемого сечения

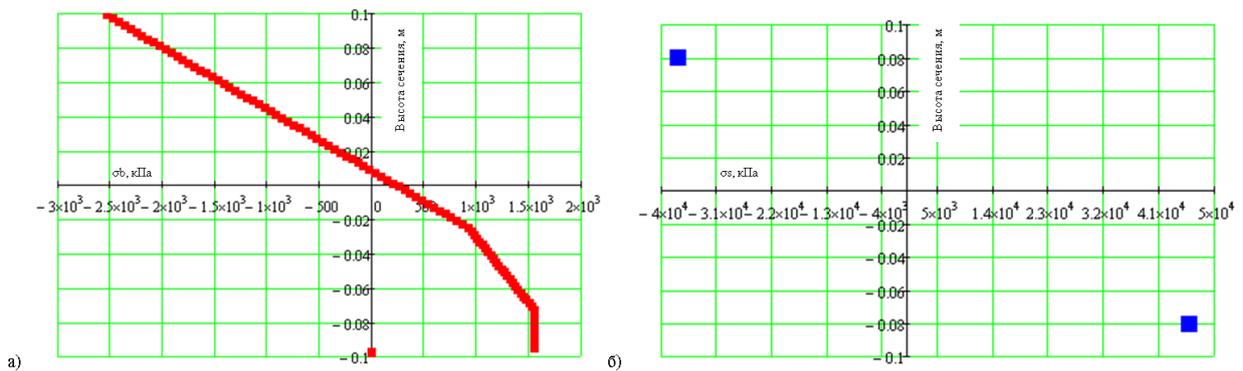


Рисунок А.6 – Графики напряжений в бетоне (а) и арматуре (б) по высоте сечения при действии изгибающего момента трещинообразования  $M = M_{cr}$

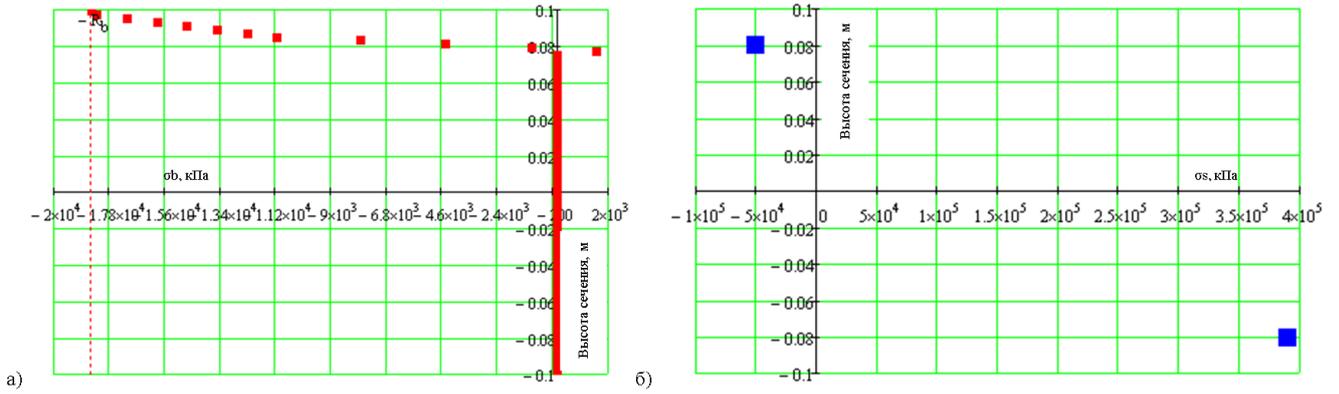


Рисунок А.7 – Графики напряжений в бетоне (а) и арматуре (б) по высоте сечения при действии предельного изгибающего момента  $M = M_{ult}$  (нормативной величины)

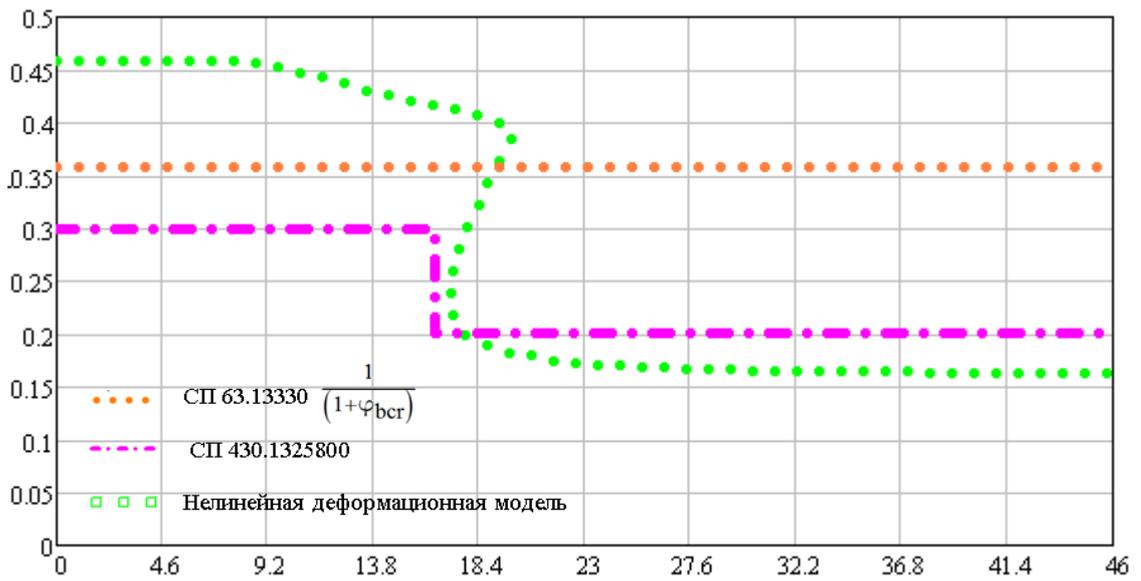


Рисунок 2.12 – Зависимость «понижающий коэффициент изгибной жесткости – изгибающий момент (кН·м)» для рассматриваемого изгибаемого сечения

## ПРИЛОЖЕНИЕ Б.

Расчёт участка поперечного сечения большепролетного сооружения по СП 63.13330 с использованием нелинейной деформационной модели для сравнения с результатами численного расчета в ПК «Лира-САПР»

Разбиение площади бетонного сечения на участки

$$\begin{aligned} \text{Отметки верха участка, м} & \quad z := (2 \quad 5.9 - 0.25 \quad 5.9 \quad 13.4 \quad 14)^T \\ \text{Высоты участков, м} & \quad h := (0.5 \quad 3.65 \quad 0.25 \quad 7.5 \quad 0.6)^T \\ \text{Ширины участков, м} & \quad b := (11.25 \quad 0.5 \quad 11.25 \quad 0.5 \quad 11.25)^T \\ \text{Разбиение на участки} & \quad n := (10 \quad 50 \quad 10 \quad 200 \quad 100)^T \\ \text{Коэффициенты на расчетное сопротивление бетона} & \quad \gamma_b := (0.9 \quad 0.9-0.85 \quad 0.9 \quad 0.9-0.85 \quad 0.9)^T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{AZK}_b := & \left\{ \begin{array}{l} \text{index} \leftarrow 0 \\ \text{for } i \in 0.. \text{rows}(z) - 1 \\ \quad \left| \begin{array}{l} \Delta h \leftarrow \frac{h_i}{n_i} \\ \text{for } j \in 0..n_i \\ \quad \left| \begin{array}{l} A_{\text{index}} \leftarrow \Delta h \cdot b_i \\ Z_{\text{index}} \leftarrow z_i - \Delta h \cdot j - \frac{\Delta h}{2} \\ K_{\text{index}} \leftarrow \gamma_b b_i \\ \text{index} \leftarrow \text{index} + 1 \end{array} \right. \\ \text{augment}(A, Z, K) \end{array} \right. \end{array} \right. \end{aligned} \quad \begin{aligned} A_b & := \text{AZK}_b^{(0)} \\ Z_b & := \text{AZK}_b^{(1)} \\ \gamma_b & := \text{AZK}_b^{(2)} \end{aligned}$$

Арматурные сетки

$$\begin{aligned} Z_s & := (2 - 0.5 + 0.06 \quad 2 - 0.07 \quad 5.9 - 0.25 + 0.03 \quad 5.9 - 0.03 \quad 13.4 + 0.04 \quad 13.7 \quad 14 - 0.04)^T \\ A_s & := 10^{-6} \cdot (6476-11.25 \quad 6476-11.25 \quad 1005-11.25 \quad 1005-11.25 \quad 4909-11.25 \quad 4909-11.25 \quad 4909-11.25)^T \end{aligned}$$

Сетки в стенах

$$\begin{aligned} \text{от отметки} \quad z_1 & := 2 \quad \text{до отметки} \quad z_2 := 13.4 \\ \text{шаг} \quad s_{\text{ст}} & := 0.1 \\ A_i & := \pi \cdot \frac{0.025^2}{4} \cdot 2 \quad i := 0.. \frac{(z_2 - z_1)}{s} \\ A_{w_i} & := A_i \quad Z_{w_i} := z_1 + s \cdot i \end{aligned}$$

$$Z_s := \text{stack}(Z_s, Z_w) \quad \underline{A_w} := \text{stack}(A_s, A_w)$$

Преднапряженная высокопрочная арматура

$$A_{sp} := 10^{-6} \cdot \left( 19 \cdot 150 \cdot \frac{11.25}{0.5} \quad 31 \cdot 150 \quad 31 \cdot 150 \quad 31 \cdot 150 \quad 31 \cdot 150 \right)^T$$

$$Z_{sp} := (1.69 \quad 2.064 \quad 2.064 + 0.328 \quad 2.064 + 0.328 \cdot 2 \quad 2.064 + 0.328 \cdot 3)^T$$

---


$$i := 0.. \text{rows}(Z_b) - 1 \quad j := 0.. \text{rows}(Z_s) - 1 \quad k := 0.. \text{rows}(Z_{sp}) - 1$$

Параметры бетона

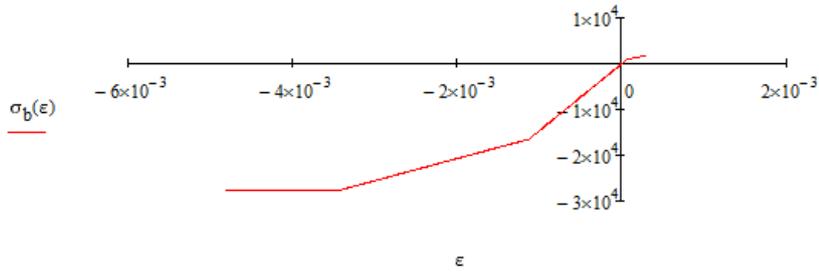
$$E_{b0} := 38 \cdot 10^6 \quad \varphi_{bcr} := 1.6 \quad E_b := \frac{E_{b0}}{1 + \varphi_{bcr}}$$

$$R_b := 27500 \quad \sigma_{b1} := 0.6 \cdot R_b \quad \varepsilon_{b1} := \frac{\sigma_{b1}}{E_b} \quad \varepsilon_{b2} := 4.8 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{b0} := 3.4 \cdot 10^{-3}$$

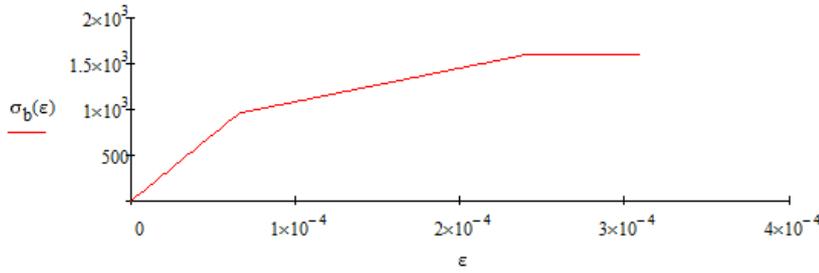
$$R_{bt} := 1600 \quad \sigma_{bt1} := 0.6 \cdot R_{bt} \quad \varepsilon_{bt1} := \frac{\sigma_{bt1}}{E_b} \quad \varepsilon_{bt2} := 0.31 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{bt0} := 0.24 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_b(\varepsilon) := \begin{cases} E_b \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < -\varepsilon \leq \varepsilon_{b1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \cdot \frac{-\varepsilon - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b & \text{if } \varepsilon_{b1} < -\varepsilon \leq \varepsilon_{b0} \\ -R_b & \text{if } \varepsilon_{b0} < -\varepsilon \\ E_b \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{bt1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{bt1}}{R_{bt}} \right) \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{bt1}}{\varepsilon_{bt0} - \varepsilon_{bt1}} + \frac{\sigma_{bt1}}{R_{bt}} \right] \cdot R_{bt} & \text{if } \varepsilon_{bt1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{bt0} \\ R_{bt} & \text{if } \varepsilon_{bt0} < \varepsilon \leq \varepsilon_{bt2} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\underline{\underline{\epsilon_w}} := -\epsilon_{b2} - 10^{-5}, -\epsilon_{b2}.. \epsilon_{bt2}$$



$$\epsilon := 0, 0 + 10^{-6} .. \epsilon_{bt2}$$



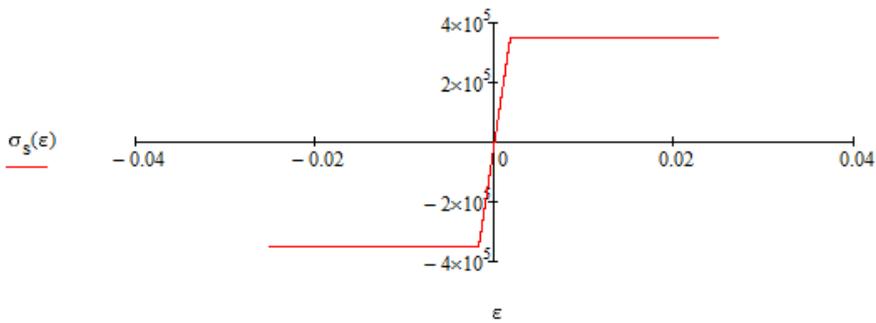
Параметры арматуры

$$E_s := 2.0 \cdot 10^8$$

$$R_s := 350000 \quad \sigma_{s1} := 0.9 \cdot R_s \quad \epsilon_{s1} := \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \quad \epsilon_{s2} := 0.025 \quad \epsilon_{s0} := \frac{R_s}{E_s} + 0$$

$$\sigma_s(\epsilon) := \begin{cases} E_s \cdot \epsilon & \text{if } 0 < -\epsilon \leq \epsilon_{s1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{-\epsilon - \epsilon_{s1}}{\epsilon_{s0} - \epsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] \cdot R_s & \text{if } \epsilon_{s1} < -\epsilon \leq \epsilon_{s0} \\ -R_s & \text{if } \epsilon_{s0} < -\epsilon \\ E_s \cdot \epsilon & \text{if } 0 < \epsilon \leq \epsilon_{s1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{\epsilon - \epsilon_{s1}}{\epsilon_{s0} - \epsilon_{s1}} + \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right] \cdot R_s & \text{if } \epsilon_{s1} < \epsilon \leq \epsilon_{s0} \\ R_s & \text{if } \epsilon_{s0} < \epsilon \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\epsilon := -\epsilon_{s2} - 10^{-5}, -\epsilon_{s2}.. \epsilon_{s2}$$



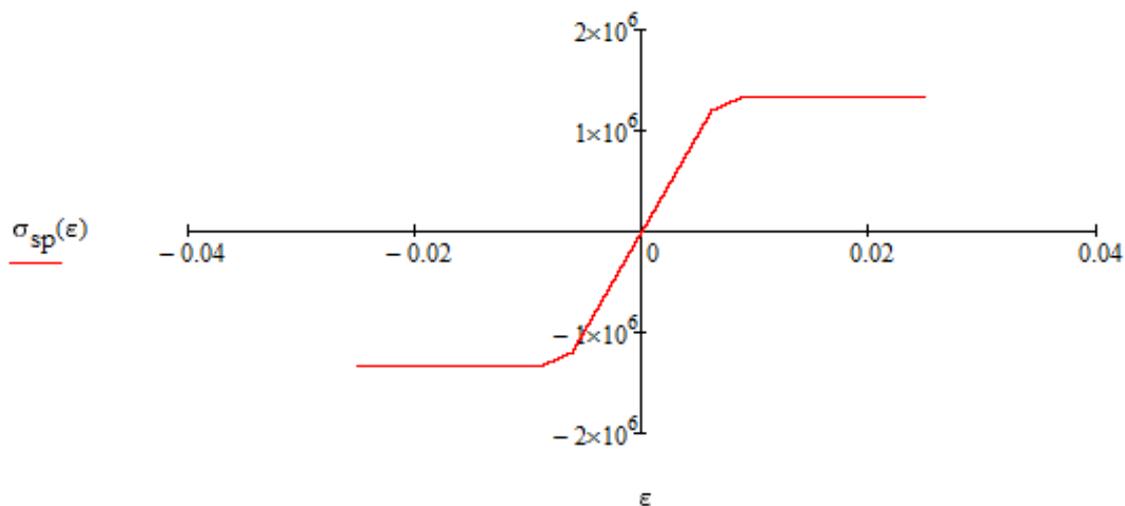
Параметры преднапряженной арматуры

$$E_{sp} := 1.95 \cdot 10^8$$

$$R_{sp} := 1391000 \quad \sigma_{sp1} := 0.9 \cdot R_{sp} \quad \varepsilon_{sp1} := \frac{\sigma_{sp1}}{E_{sp}} \quad \varepsilon_{sp2} := 0.025 \quad \varepsilon_{sp0} := \frac{R_{sp}}{E_{sp}} + 0.002$$

$$\sigma_{sp}(\varepsilon) := \begin{cases} E_{sp} \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < -\varepsilon \leq \varepsilon_{sp1} \\ -\left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{sp1}}{R_{sp}} \right) \cdot \frac{-\varepsilon - \varepsilon_{sp1}}{\varepsilon_{sp0} - \varepsilon_{sp1}} + \frac{\sigma_{sp1}}{R_{sp}} \right] \cdot R_{sp} & \text{if } \varepsilon_{sp1} < -\varepsilon \leq \varepsilon_{sp0} \\ -R_{sp} & \text{if } \varepsilon_{sp0} < -\varepsilon \\ E_{sp} \cdot \varepsilon & \text{if } 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{sp1} \\ \left[ \left( 1 - \frac{\sigma_{sp1}}{R_{sp}} \right) \cdot \frac{\varepsilon - \varepsilon_{sp1}}{\varepsilon_{sp0} - \varepsilon_{sp1}} + \frac{\sigma_{sp1}}{R_{sp}} \right] \cdot R_{sp} & \text{if } \varepsilon_{sp1} < \varepsilon \leq \varepsilon_{sp0} \\ R_{sp} & \text{if } \varepsilon_{sp0} < \varepsilon \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\varepsilon := -\varepsilon_{sp2} - 10^{-6}, -\varepsilon_{sp2} \dots \varepsilon_{sp2}$$



Уравнения нелинейной деформационной модели железобетона

$$M(\varepsilon, \kappa) := \sum_i (\gamma_{b_i} \cdot \sigma_b(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{b_i}) \cdot A_{b_i} \cdot Z_{b_i}) + \sum_j (\sigma_s(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{s_j}) \cdot A_{s_j} \cdot Z_{s_j}) + \sum_k (\sigma_{sp}(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{sp_k}) \cdot A_{sp_k} \cdot Z_{sp_k})$$

$$\underline{N}(\varepsilon, \kappa) := \sum_i (\gamma_{b_i} \cdot \sigma_b(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{b_i}) \cdot A_{b_i}) + \sum_j (\sigma_s(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{s_j}) \cdot A_{s_j}) + \sum_k (\sigma_{sp}(\varepsilon + \kappa \cdot Z_{sp_k}) \cdot A_{sp_k})$$

$$\varepsilon := 10^{-5} \quad \varepsilon_{\max} := 0.5 \quad \text{tol} := 10^{-8}$$

Продольная сила в сечении

$$N_s := 0.001 \quad f(\varepsilon, \kappa) := N(\varepsilon, \kappa) - N_s$$

```

\varepsilon_N(\kappa) :=
  left ← -\varepsilon_{\max}
  right ← \varepsilon_{\max}
  f_{left} ← f(left, \kappa)
  f_{right} ← f(right, \kappa)
  return 0 if f_{left} \cdot f_{right} > 0
  while right - left > tol
    mid ← \frac{right + left}{2}
    f_{mid} ← f(mid, \kappa)
    if f_{mid} \cdot f_{left} < 0
      f_{right} ← f_{mid}
      right ← mid
    if f_{mid} \cdot f_{right} < 0
      f_{left} ← f_{mid}
      left ← mid
  \frac{right + left}{2}

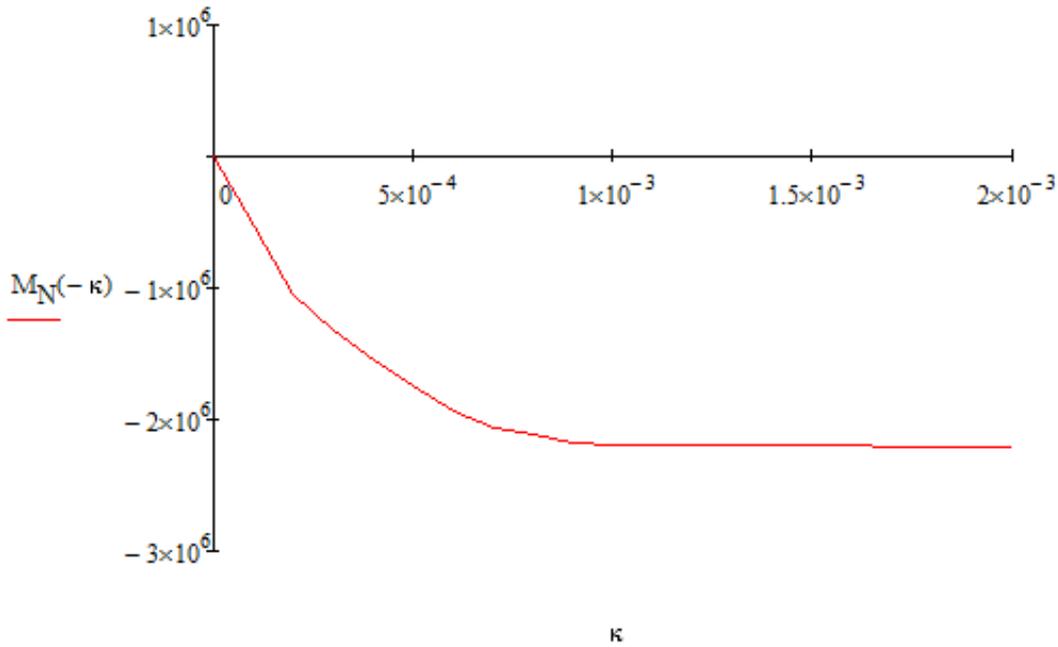
```

---


$$M_N(\kappa) := M(\varepsilon_N(\kappa), \kappa)$$

## Зависимость момента в сечении от кривизны

$$\kappa := 0, 0.0001.. 0.002$$



## Определение предельно допустимой кривизны

$$\varepsilon_{\text{sult}} := \varepsilon_{s2} = 0.025 \quad \kappa_{\text{w}} := -0.01$$

$$\varepsilon_{\text{spult}} := 0.015$$

$$\varepsilon_{\text{bult}} := \varepsilon_{b2}$$

$$\varepsilon_{\text{smax}}(\kappa) := \begin{cases} \varepsilon \leftarrow \varepsilon_N(\kappa) \\ \text{for } j \in 0.. \text{rows}(Z_s) - 1 \\ \quad \varepsilon_{s_j} \leftarrow \varepsilon + \kappa \cdot Z_{s_j} \\ \max(\varepsilon_s) \end{cases} \quad \kappa_1 := \text{root}(\varepsilon_{\text{smax}}(\kappa) - \varepsilon_{\text{sult}}, \kappa) = -2.264 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{\text{spmax}}(\kappa) := \begin{cases} \varepsilon \leftarrow \varepsilon_N(\kappa) \\ \text{for } j \in 0.. \text{rows}(Z_{\text{sp}}) - 1 \\ \quad \varepsilon_{\text{sp}_j} \leftarrow \varepsilon + \kappa \cdot Z_{\text{sp}_j} \\ \max(\varepsilon_{\text{sp}}) \end{cases} \quad \kappa_2 := \text{root}(\varepsilon_{\text{spmax}}(\kappa) - \varepsilon_{\text{spult}}, \kappa) = -1.44 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{\text{bmax}}(\kappa) := \begin{cases} \varepsilon \leftarrow \varepsilon_N(\kappa) \\ \text{for } j \in 0.. \text{rows}(Z_b) - 1 \\ \varepsilon_{b_j} \leftarrow \varepsilon + \kappa \cdot Z_{b_j} \\ \min(\varepsilon_b) \end{cases} \quad \kappa_3 := \text{root}(-\varepsilon_{\text{bmax}}(\kappa) - \varepsilon_{\text{bult}}, \kappa) = -5.811 \times 10^{-3}$$

$$\kappa_{\text{ww}} := \max(\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3) = -1.44 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{\text{ww}} := \varepsilon_N(\kappa) = 0.017$$

Проверка допустимости деформаций по п. 8.1.24 СП 63.13330

$$\varepsilon_{\text{smax}}(\kappa) = 0.015 \quad \varepsilon_{\text{sult}} = 0.025$$

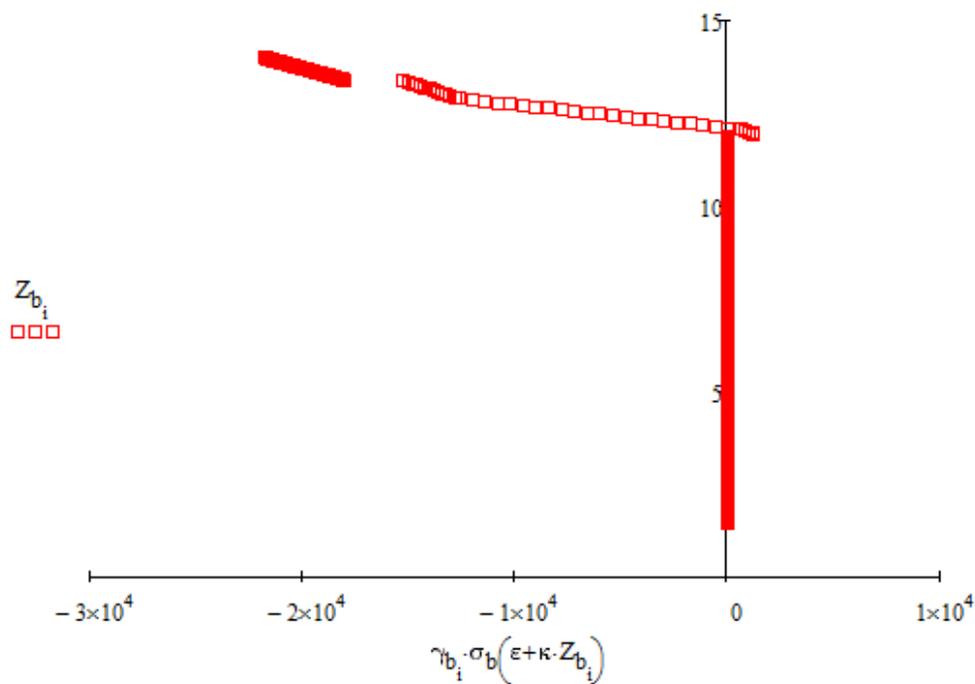
$$\varepsilon_{\text{spmax}}(\kappa) = 0.015 \quad \varepsilon_{\text{spult}} = 0.015$$

$$-\varepsilon_{\text{bmax}}(\kappa) = 2.717 \times 10^{-3} \quad \varepsilon_{\text{bult}} = 4.8 \times 10^{-3}$$

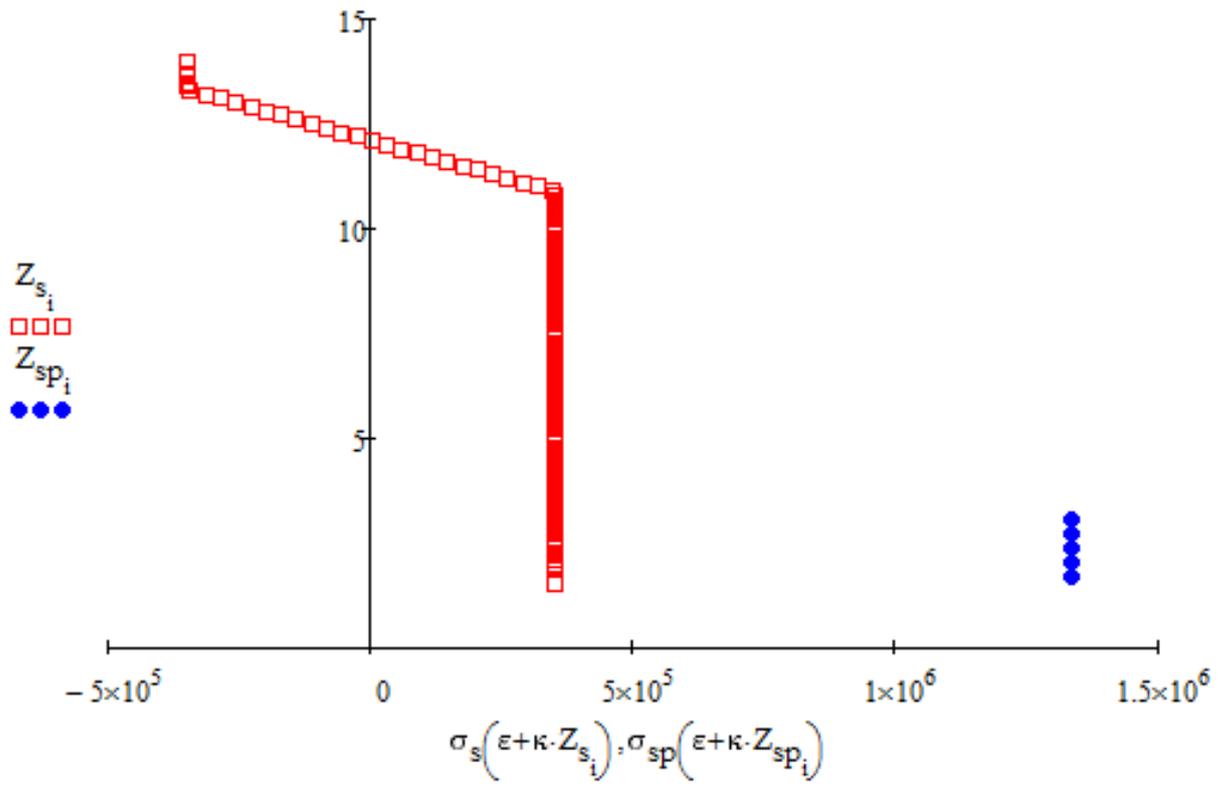
Предельный момент в сечении, кНм

$$M(\varepsilon, \kappa) = -2.19873 \times 10^6$$

Эпюры напряжений в бетоне сечения, кПа

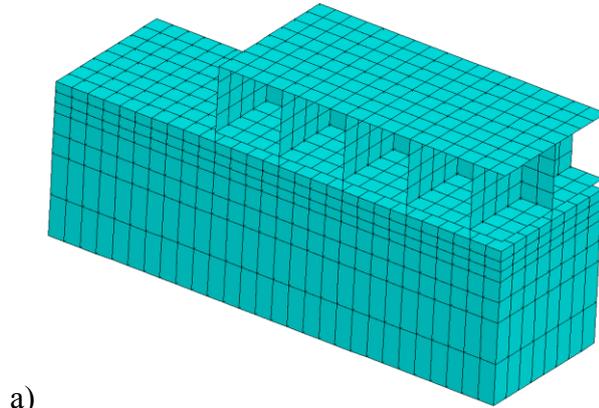


Эпюры напряжений в арматуре сечения, кПа

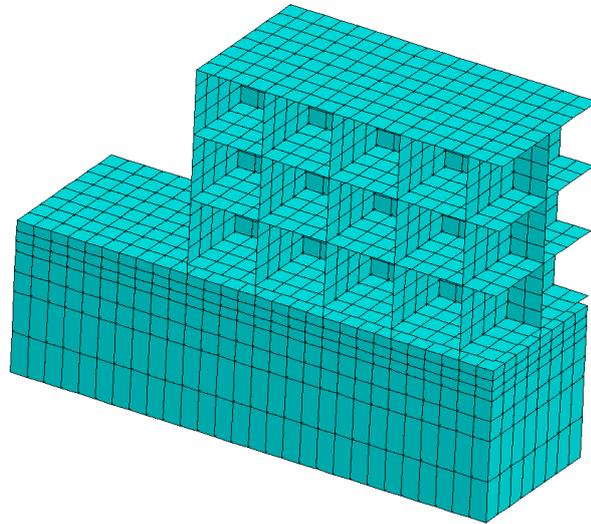


## ПРИЛОЖЕНИЕ В.

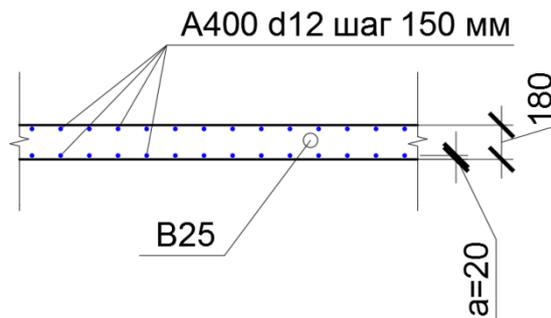
### Расчет деформаций модельных задач



а)



б)



в)

Рисунок В.1 – Общий вид расчетной схемы 1 – фрагмента 1-этажного здания (а) и схемы 2 – 3-этажного здания (б). Высота этажа – 4 м. Ширина схемы (шаг продольных стен здания – 8 м).

Конструкция плиты перекрытия ( $k_1 = 0,172$   $k_2 = 0,153$ ) (в).

$$E_{eq} = 4311848 \text{ кПа}, h_{eq} = 0,191 \text{ м}$$

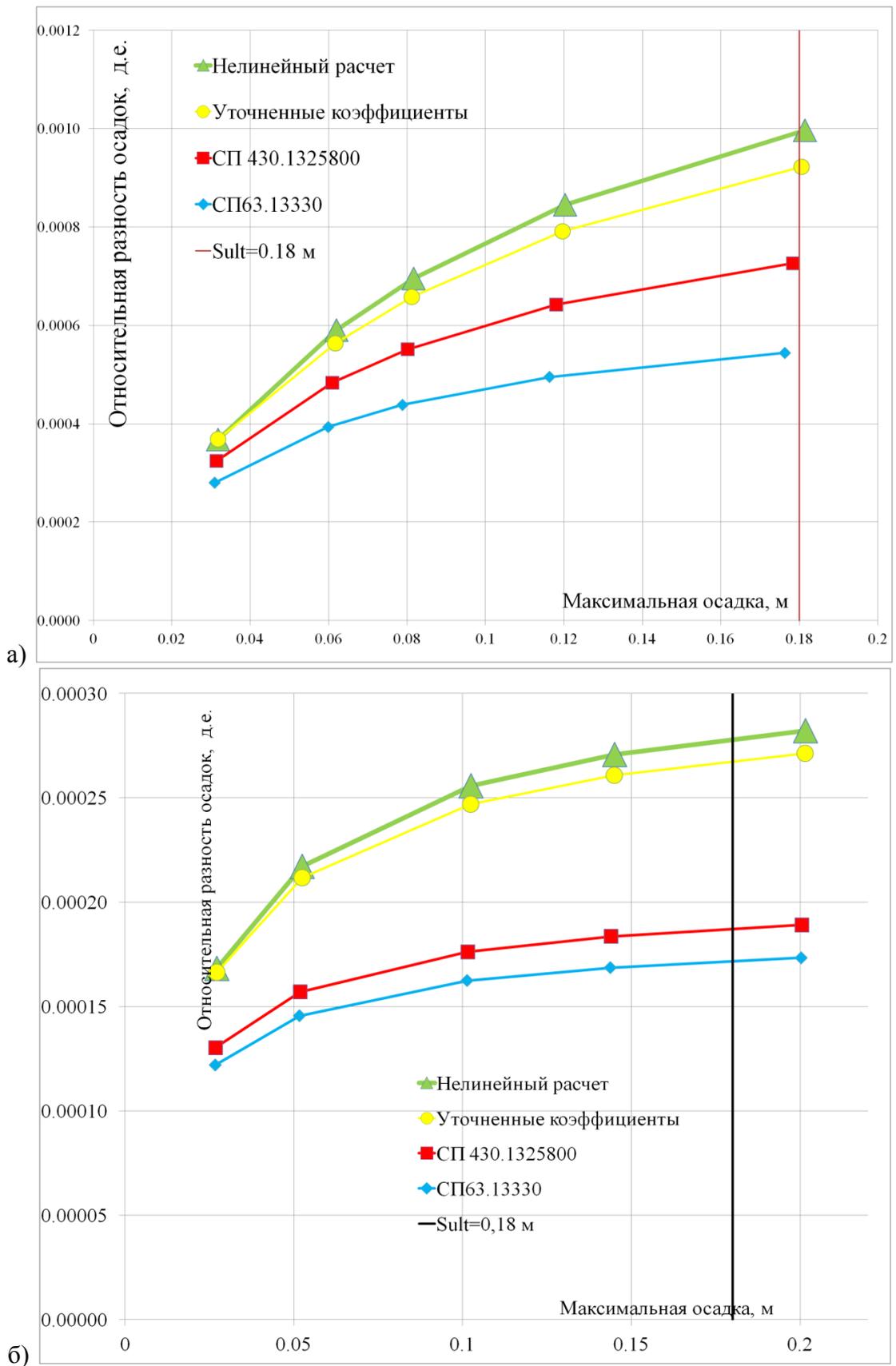


Рисунок В.2 – Зависимости относительных неравномерностей осадок (по центральной продольной стене) от величины максимальной абсолютной осадки здания (м) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона для схемы 1 (а) и схемы 2 (б)

Таблица В.1. Максимальные различия между результатами расчета неравномерности осадок нелинейной и упругих схем модельных схем 1 и 2 при максимальной осадке схемы, не превышающей  $s_{ult}$  по СП 22.13330

Схема	СП 430.1325800	СП 63.13330	Уточненная методика
1-этажная	27%	45%	7%
3-этажная	33%	39%	4%

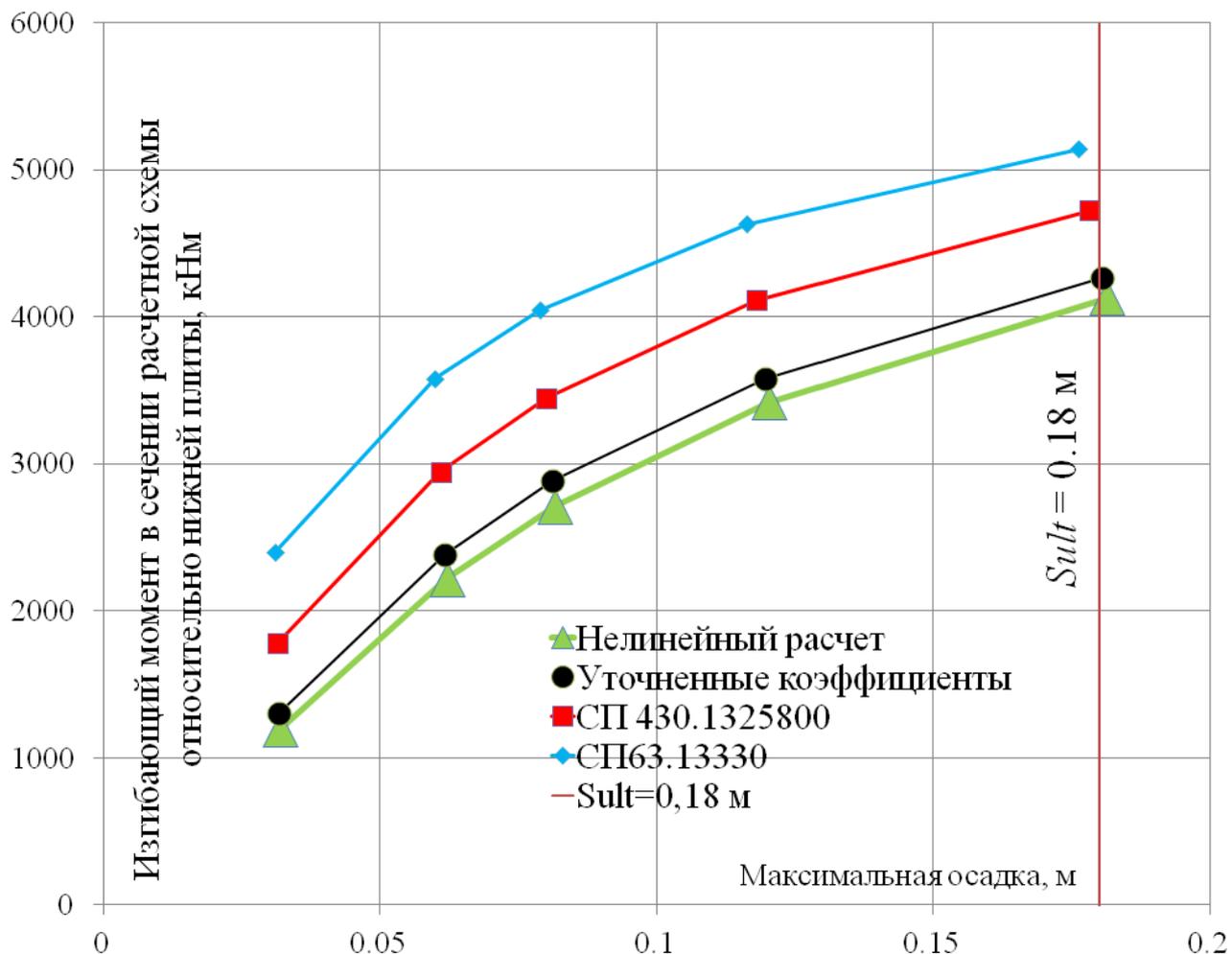


Рисунок В.3 – Зависимость изгибающего момента в сечении здания относительно нижней плиты (кН·м) от величины максимальной абсолютной осадки здания (м) по результатам расчета с использованием различных моделей работы железобетона для схемы 1

## ПРИЛОЖЕНИЕ Г.

### Формулы для определения изгибной жесткости по *ACI 318-14* и *EUROCODE 2*

Согласно методу расчета, описанному в *ACI Code*, мгновенные деформации железобетонного элемента, т.е часть общей деформации, происходящая в момент приложения нагрузки, без учета деформаций ползучести и усадки, развитие которых происходит во времени, рассчитываются с начальным модулем деформации бетона  $E_c$  при эффективном моменте инерции, определяемым по формуле *Branson* п. 24.2.3.5:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr}, \quad (\text{Г.1})$$

где  $I_g$  – момент инерции бетонного сечения брутто относительно центра тяжести, пренебрегая армированием;

$I_{cr}$  – приведенный момент инерции бетонного сечения с трещинами (*fully cracked section*) (на Рисунке Г.1 изображен график зависимости изгибающий момент – прогиб балки, на котором видно, как падает жесткость конструкции от состояния до трещинообразования при  $I_g$  до состояния «*fully cracked section*» при  $I_{cr}$ );

$M_a$  – изгибающий момент, действующий в сечении;

Степень «3» – постоянная, предложенная *Branson*, для шарнирно опертых балок для учета эффекта «*tension stiffening*» и различной жесткость балки по длине.

$M_{cr}$  – момент трещинообразования, который определяется по формуле:

$$M_{cr} = I_g f_r / y_t,$$

где  $y_t$  – расстояние от центра тяжести сечения брутто, пренебрегая армированием, до крайнего растянутого волокна;

$f_r$  – прочность бетона на растяжение.

Таким образом, для прямоугольного сечения формула приобретает вид:

$$M_{cr} = b \cdot h^2 \cdot f_r / 6.$$

Формула, согласно [101] даёт точные результаты расчета прогибов балки при проценте армирования сечения более 1%, что соответствует соотношению  $I_g/I_{cr} = 3$ .

Формула *Branson* выражает приведенную величину момента инерции балки  $I_e$ , как функцию от уровня трещинообразования в зависимости от величины  $(M_{cr}/M_a)$  (см. Рисунок Г.2):

При  $(M_{cr}/M_a) < 1$  нет трещинообразования и  $I_e = I_g$ .

При  $(M_{cr}/M_a) > 3$   $I_e = I_{cr}$ .

Согласно [101] использование формулы приводит к тому, что  $I_{cr} = \frac{1}{3} \cdot I_g$ .

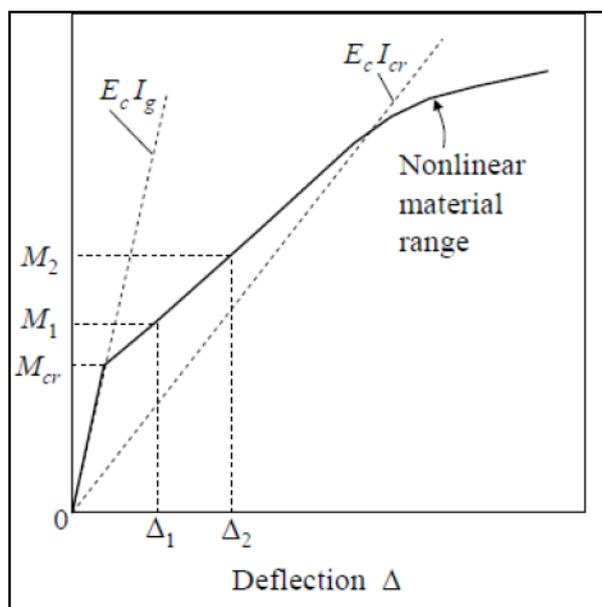


Рисунок Г.1 – График зависимости «прогиб балки – изгибающий момент» [101]  
 $E_c \cdot I_{cr}$  – жесткость сечения без трещин;  $E_c \cdot I_{cr}$  – жесткость без влияния эффекта «*tension stiffening*» (*fully cracked condition*)

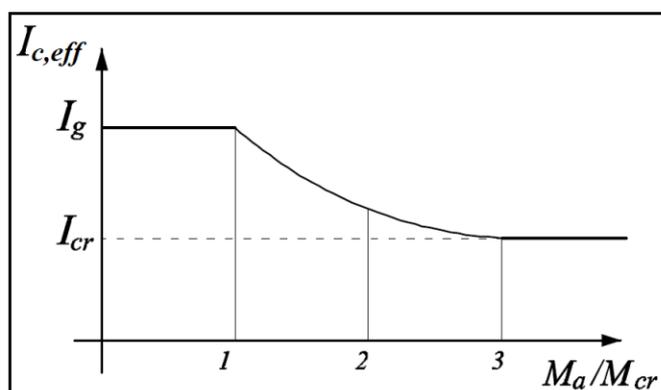


Рисунок Г.2 – Зависимость  $I_e$  от величины изгибающего момента [95]

Дополнительные длительные прогибы, вызванные явлениями ползучести и усадки определяются расчете по [127] формулой:

$$\lambda = \xi / (1 + 50\rho') \cdot \omega(t_0), \quad (\text{Г.2})$$

где  $\omega(t_0)$  мгновенные прогибы железобетонного элемента, вызванные длительной нагрузкой;

$\rho'$  – процент армирования для сжатой арматуры в сечении.

Коэффициент  $\xi$  зависит от продолжительности действия нагрузки и равен 2 при нагружении в течение 5 и более лет и 1,4 при продолжительности действия нагрузки 12 месяцев.

Величина общего прогиба балки будет определяться выражением:

$$\omega_{tot} = \omega(t_0) + \lambda.$$

Данный метод, с незначительными изменениями используется также в других национальных стандартах проектирования [131, 133].

В европейских нормах проектирования проверка прогибов прямым расчетом основана на билинейной аппроксимации работы железобетонного сечения в п. 7.4.3. При ней элементы, не нагруженные до уровня предела прочности бетона на растяжение, рассматриваются как работающие без трещин. Элементы с трещинами, но не в *fully cracked conditions*, будут находиться в промежуточном положении между состояниями без трещин (*uncracked conditions*) и *fully cracked conditions*. С учетом данной предпосылки, деформация (для элементов, преимущественно подверженных изгибу) с учетом влияния эффектов ползучести и усадки описана формулой:

$$\alpha = \xi \cdot \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I, \quad (Г.3)$$

где  $\alpha$  – рассматриваемый деформационный параметр (относительная деформация, кривизна, угол поворота, прогиб);

$\alpha_I$  и  $\alpha_{II}$  – величины оцениваемого деформационного параметра для элемента без трещин и с трещинами (*fully cracked conditions*). Величина  $\alpha$  рассчитывается при приведенном моменте инерции сечения без трещин, а  $\alpha_{II}$  учитывает приведенный момент инерции сечения с трещинами (*fully cracked section*).

Коэффициент распределения  $\xi$  позволяет учитывать так называемый эффект ужесточения при растяжении (*tension stiffening*) и определяется по формуле:

$$\xi = 0, \text{ если } X < X_{cr},$$

$$\xi = 1 - \beta \cdot (X_{cr}/X)^2, \text{ если } X > X_{cr},$$

где  $X_{cr}$  – силовой фактор трещинообразования (изгибающий момент, продольная сила, напряжение в арматуре);

$X$  – силовой фактор, действующий в сечении;

$\beta$  – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и повторяемость воздействия.  $\beta = 1$  для однократного кратковременного нагружения и  $\beta = 0,5$  при длительных или многоцикловых нагрузках.

На Рисунке Г.3 представлен график зависимости «изгибающий момент сечения – кривизна сечения», поясняющий предложенную в *Eurocode* формулу по [101].

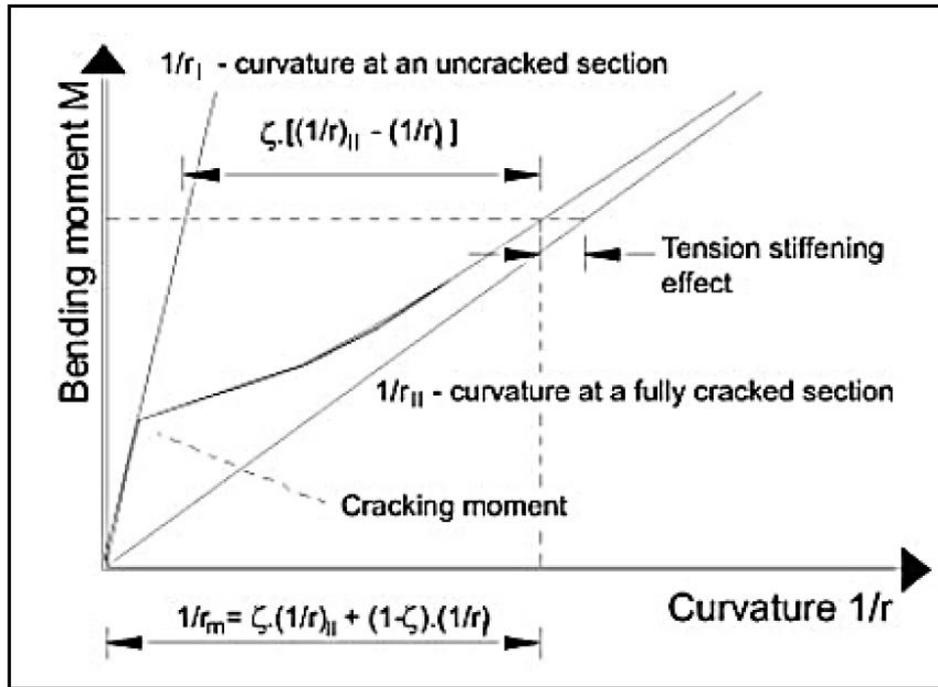


Рисунок Г.3 – Зависимость изгибающий момент кривизна для железобетонного сечения, подверженного чистому изгибу (менее момента разрушения) [101]

В указано, что [120] наиболее точным методом расчета прогиба будет вычисление кривизны для ряда сечений вдоль длины элемента и последующем численном интегрировании, однако указано, что в большинстве случаев достаточно рассчитать прогиб дважды, рассматривая весь элемент без трещин (с жесткостью  $E \cdot I_{uncr}$ ) и в состоянии с трещинами (с жесткостью  $E \cdot I_{cr}$ ), а затем интерполировать с использованием формулы (Г.3). Таким образом, средняя жесткость изгибаемого элемента по длине может быть определена по формуле:

$$EI = \xi \cdot (E \cdot I_{cr}) + (1 - \xi) \cdot (E \cdot I_{uncr}). \quad (\text{Г.4})$$

Таким образом, интерполяцию (Г.3) можно также применять для оценки средней приведенной величины коэффициента снижения жесткости  $k_{1,cp}$  для изгибаемого элемента по длине:

$$k_{1,cp} = \xi \cdot k_1 + (1 - \xi), \quad (\text{Г.5})$$

где  $k_1$  – коэффициент снижения изгибной жесткости сечения (*fully cracked section*), определяемый по (3.3).

Необходимо добавить, что согласно [126] «... используются номинальные значения изгибной жесткости, которые рассчитываются с учетом влияния на общее поведение трещин, нелинейных свойств материалов и ползучести. Это применимо также и к соседним (смежным) элементам, которые учтены в расчетной схеме, например, балки, плиты или фундаменты. При необходимости, следует также учесть взаимодействие «грунтовое основание – конструкция». В статически неопределимых конструкциях необходимо учитывать неблагоприятное влияние образования трещин в примыкающих элементах. Для упрощения могут быть рассмотрены попе-

речные сечения, в *fully cracked conditions*. Жесткость, как правило, следует рассчитывать с использованием эффективного модуля бетона». При этом, при расчете на действие длительных нагрузок общую деформацию, включающую деформацию ползучести бетона, «жесткость, как правило, следует рассчитывать с использованием эффективного модуля бетона»:

$$E_{c,eff} = E_{cm}/(1+\varphi_{ef}). \quad (\text{Г.6})$$

Следовательно, приведенную жесткость элементов в расчетах по [126] упрощенно допускается принимать равной жесткости «*fully cracked section*» при  $E_c \cdot I_{cr} = E_{c,eff} \cdot I_g$ . Согласно [101] в практических расчетах  $\varphi(\infty, t_0) = 2$ , таким образом, жесткость элементов схемы допустимо принимать  $E_c \cdot I_{cr} = 0,33 \cdot E_c \cdot I_g$ .

Можно добавить, что по результатам верификации данных упрощенных аналитических методов расчёта с расчетами, учитывающими нелинейную модель работы материала (см. Рисунки 1.17), проведенных [75], было установлено, что методы расчёта, предложенные в рекомендациях *ACI Code* и *Eurocode 2*, показывают адекватные результаты расчёта результаты при оценке деформации на действие кратковременных нагрузок и могут использоваться для расчетов на упругой и нелинейной стадиях работы элемента.

Билинейный метод, описанный *Eurocode 2*, также обеспечивает приемлемую точность расчета деформации балок при расчетах на длительное действие нагрузок с учетом ползучести и усадки бетона.

Однако метод *ACI* не подходит для оценки длительных деформаций бетонных элементов в связи с недооценкой эффектов ползучести и усадки на стадии работы сечения до образования трещин и переоценкой влияния данных факторов на стадии с трещинами. Согласно [75] выражение Г.2, описывающее дополнительные деформации от ползучести и усадки с учетом длительного нагружения, были определены эмпирически на основании серии экспериментов *Branson* (1971) и *Yu and Winter* (1960). Следовательно, оно применимо для воспроизведения величин дополнительных деформаций при конкретных условиях, принятых в этих тестах. Данная формула не зависит от величин коэффициента ползучести  $\varphi(t, t_0)$  и относительной деформации усадки  $\varepsilon_{cs}$ .

## ПРИЛОЖЕНИЕ Д.

### Сравнение изгибной жесткости здания стеновой конструктивной схемы при различном учете жесткости железобетонных конструкций

Расчётные схемы тестовых задач для оценки изгибной жесткости здания стеновой конструктивной схемы представляют собой участок здания – продольная стена и две плиты перекрытия. Геометрические характеристики схемы, представлены на Рисунке Д.1. Конструкция плиты перекрытия здания представлена на Рисунке Д.2. Общий вид расчетных схем, выполненных из оболочечных КЭ, представлен на Рисунке Д.3.

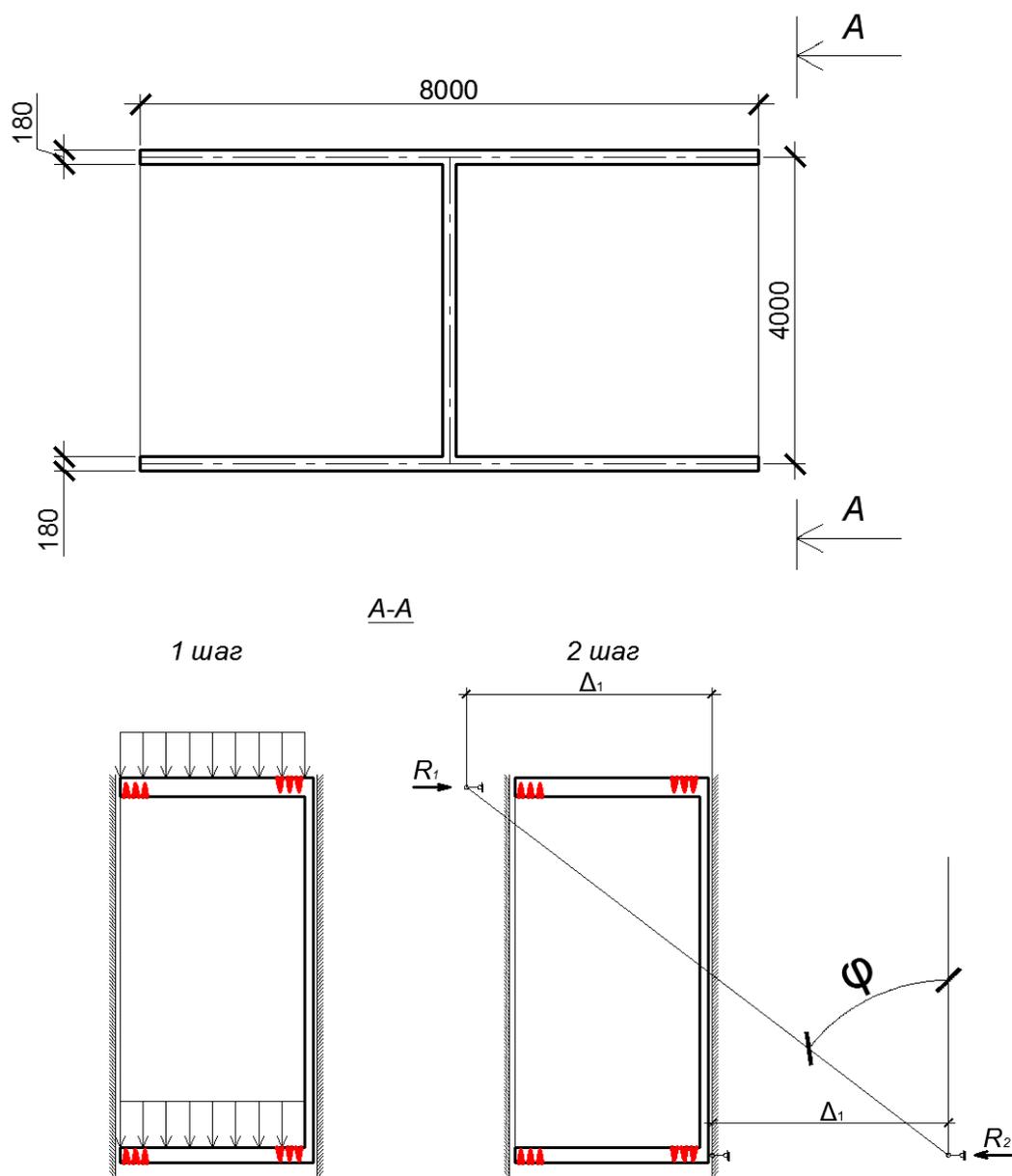


Рисунок Д.1 – Расчетная схема для определения зависимости «изгибающий момент – кривизна» для рассматриваемой расчетной схемы

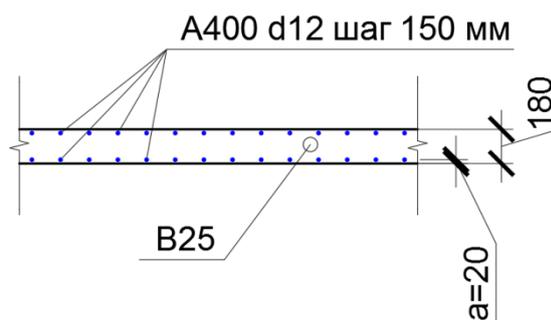


Рисунок Д.2 – Конструкция плиты перекрытия здания ( $k_1 = 0,172$   $k_2 = 0,153$ )

$$E_{eq} = 4311848 \text{ кПа}, h_{eq} = 0,191 \text{ м}$$

Расчеты выполнялись для четырех схем работы железобетона:

1) С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость железобетонных конструкций принималась согласно СП 430.1325800 с использованием понижающих коэффициентов для начального модуля упругости: 0,2 для горизонтальных конструкций и 0,6 для вертикальных конструкций.

В схеме принято:

$$E_{пер} = 0,2 \cdot 30000000 \text{ кПа} = 6000000 \text{ кПа};$$

$$E_{ст} = 0,6 \cdot 30000000 \text{ кПа} = 18000000 \text{ кПа}.$$

2) С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость железобетона принималась согласно СП 63.13330 с учетом длительности действия нагрузки использованием пониженного модуля деформации бетона:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \text{ где } E_b \text{ – начальный модуль упругости бетона, } \varphi_{b,cr} \text{ – коэффициент ползучести бетона при относительной влажности воздуха свыше 75\%. В схеме принято: } E_{ст} = E_{пер} =$$

$30000000 \text{ кПа} / 2,8 = 10714285 \text{ кПа}.$

3) С учетом нелинейной работы железобетона с фактическими параметрами армирования конструкций. Для учета физической нелинейности бетона использовался трехлинейный вариант аппроксимации кривой деформирования бетона В25 с учетом модуля деформации бетона при продолжительном действии нагрузки при относительной влажности воздуха свыше 75%, согласно СП 63.13330. В качестве диаграммы деформирования арматуры класса по прочности А400 с физическим пределом текучести в соответствии с рекомендациями СП 63.13330 использовалась билинейная диаграмма.

4) С учетом упругой работы железобетонных конструкций. Жесткость горизонтальных несущих конструкций в зонах трещинообразования (в зонах вероятного трещинообразования – в пролете и надпорной зоне) принимается с учетом  $k_1$  и  $k_2$  – коэффициентов соответственно снижения жесткости сечения плит перекрытий на изгиб и на продольное усилие, опреде-

ляемых по формулам (3.3) и (3.4). В связи с тем, что в используемом в работе программном комплексе отсутствует возможность дифференцированного изменения жесткости пластины на изгиб и продольное усилие, в расчетах пересчитывались параметры пластины перекрытий  $E$  и  $h$  решением системы уравнений:

$$\begin{cases} k_1 \cdot E_b \cdot h^3 = E_{eq} \cdot h_{eq}^3 \\ k_2 \cdot E_b \cdot h = h_{eq} \cdot E_{eq} \end{cases},$$

где  $k_1 = 0,172$  и  $k_2 = 0,153$ ;

$E_b, I$  – начальный модуль упругости бетона и момент инерции бетонного сечения плиты перекрытия соответственно;

$h$  – высота сечения плиты перекрытия (ширина принимается 1 м);

$E_{eq}, h_{eq}$  – пересчитанные искомые значения модуля упругости и высоты сечения плиты.

В случае рассматриваемого перекрытия:  $E_{eq} = 4311848$  кПа,  $h_{eq} = 0,191$  м.

Для вертикальных конструкций жесткость оценивалась с понижающим коэффициентом:  $k = 1/(1+\varphi_{b,cr})$ . В случае рассматриваемых стен:  $E_{ст} = 30000000$ кПа/2,8 = 10714285 кПа.

Нелинейный расчет производился в 2 шага. На первом шаге задавалась полезная нагрузка на плиты перекрытия, в результате чего происходило трещинообразование в плитах перекрытия (в пролетной и надпорной зоне как показано на Рисунке 3.14 и Рисунке Д.1). На шаге 2 узлам расчетной схемы задавались перемещения (см. Рисунок Д.1), соответствующие разным значениям угла поворота сечения и, следовательно, кривизны  $\kappa$ :

$$\kappa = \frac{d\varphi}{dz} = tg(\varphi) = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{H},$$

где  $\Delta_1$  и  $\Delta_2$  – задаваемые перемещения связей,  $H$  – высота сечения.

Изгибающий момент в сечении определялся по значениям реакций в связях из выражения:

$$M = R_1 \cdot \frac{H}{2} + R_2 \cdot \frac{H}{2},$$

где  $R_1, R_2$  – реакции в смещаемых связях от заданного перемещения.

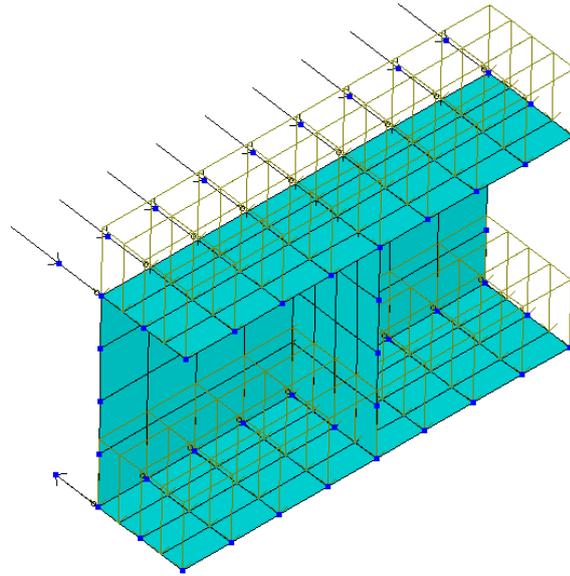


Рисунок Д.3 – Расчетная схема участка здания стеновой конструктивной схемы

Рассматривалась кривизна сечения, при которой не происходило трещинообразование в продольной стене здания, что соответствует случаю проектирования здания.

Расхождение результатов решения численных задач с учетом физически нелинейной работы железобетона и упругого расчета с использованием уточненных коэффициентов составила менее 5% (см. Рисунок Д.4). Разница между нелинейным и упругими расчетами с нормативными понижающими коэффициентами составила 37% при расчете по СП 430.1325800 и 119% при расчете по СП 63.13330.

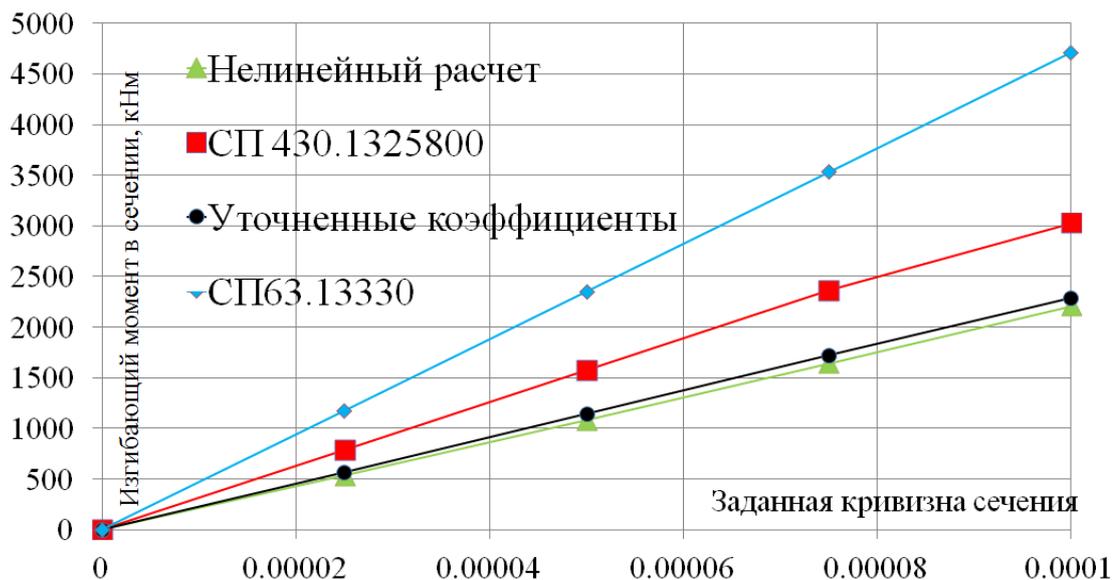
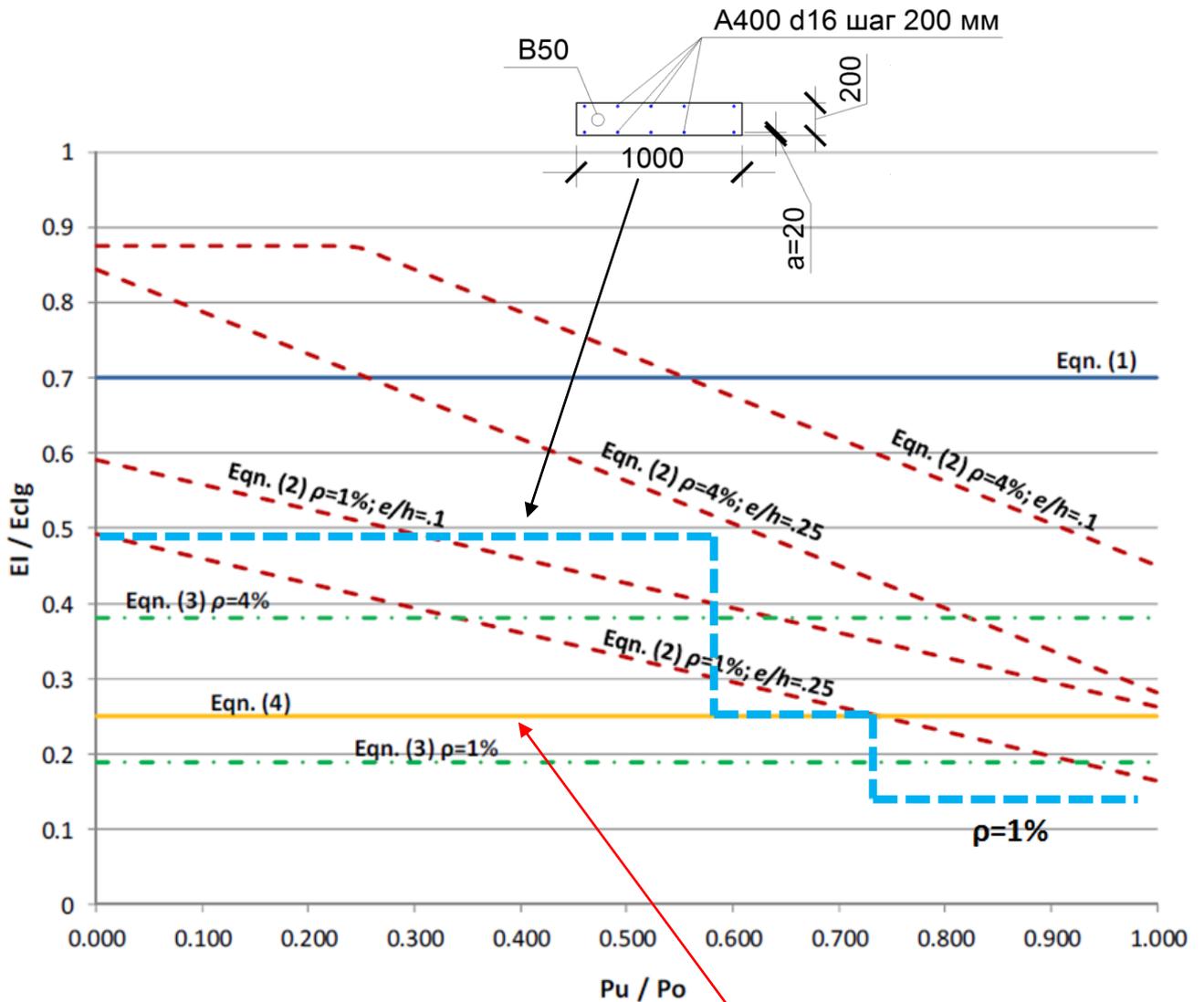


Рисунок Д.4 – Зависимость «кривизна сечения здания – изгибающий момент (кН·м)»

## ПРИЛОЖЕНИЕ Е.

Коэффициенты снижения изгибной жесткости железобетонной колонны по формулам ACI 318 по [109] и по результатам нелинейного расчета, проведенного в главе 2



$$EI = 0.70E_c I_g \quad (\text{Equation 1})$$

$$EI = (0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}) (1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}) E_c I_g \leq 0.875 EI_g \quad (\text{Equation 2})$$

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{sr}}{1 + \beta_{dns}} \quad (\text{Equation 3})$$

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (\text{Equation 4})$$

Creep effects are approximated in design by reducing the stiffness  $(EI)_{eff}$  used to calculate  $P_c$  and, hence,  $\delta$ , by dividing the short-term  $EI$  provided by the numerator of Eq. (6.6.4.4.4a) through (6.6.4.4.4c) by  $(1 + \beta_{dns})$ . For simplification, it can be assumed that  $\beta_{dns} = 0.6$ . In this case, Eq. (6.6.4.4.4a) becomes  $(EI)_{eff} = 0.25E_c I_g$

Рисунок Е.4 – Коэффициенты и формулы снижения изгибной жесткости железобетонной колонны относительно начальной величины по формулам ACI 318 и по результатам расчета, проведенного в п. 2.2 (расчетное сечение представлено в верхней части Рисунка). Формулы (Equation 3) и (Equation 4) используют в расчетах при длительном действии нагрузки

## ПРИЛОЖЕНИЕ Ж.

### Акт о внедрении результатов научно исследовательских работ в проектное решение



ГЕОРЕКОНСТРУКЦИЯ

**Общество с ограниченной ответственностью  
«Институт архитектурно-строительного проектирования, геотехники и реконструкции»  
(ООО «ПИ Геореконструкция»)**

*геотехника, изыскания и обследования, архитектурно-строительное проектирование*

190005, Санкт-Петербург, Измайловский пр.,  
д. 4, пом. 414

тел.: +7 (812) 339-35-87, +7 (812) 575-35-87

ОКПО 96719055 ОГРН 5067847179440

факс: +7 (812) 575-36-25

ИНН/КПП 7839339252/783901001

E-mail: mail@georec.spb.ru www.georec.spb.ru

### Акт о внедрении результатов научно-исследовательских работ в проектные решения

Настоящим актом подтверждается, что научно-исследовательские разработки аспиранта ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» Н.А. Евсеева, проведенные при написании диссертации «Развитие метода расчета зданий монолитной конструктивной системы во взаимодействии с основанием при учете физически нелинейной работы железобетонных конструкций» под научным руководством к.т.н., доцента В.В. Бабанова при научно-практическом сопровождении д.г.-мн.н., доц. каф. оснований и фундаментов ФГБОУ ВО ПГУПС А.Г. Шашкина, д.т.н. проф. каф. оснований и фундаментов ФГБОУ ВО ПГУПС В.Н. Парамонова; к.т.н. В.А. Васенина; к.т.н. К.Г. Шашкина использовались в проектных решениях ООО «Институт архитектурно-строительного проектирования, геотехники и реконструкции» (ООО «ПИ Геореконструкция») при выполнении работ на ряде объектов.

1. Техническое заключение по обследованию и проведению поверочных расчетов строительных конструкций моста над выкатным полем по объекту: «Футбольный стадион в Западной части Крестовского острова Санкт-Петербурга по адресу: Крестовский остров, Южная дорога, д. 25». Шифр 01-2016-146-Р, 2017 г.

2. Техническое заключение по оценке изменения напряженно-деформированного состояния конструкций многоквартирного дома с подземным гаражом по адресу: Санкт-Петербург, пр. Космонавтов, уч. 1, (восточнее пересечения со Свирской ул.) при развитии деформаций основания. Шифр 02-2017-055-ГТР, 2017 г.

3. Техническое заключение по обследованию и проведению поверочных расчетов строительных конструкций объекта МСК «Арена Омск». Шифр 02-2018-070-ГТР, 2018 г.

Автором разработана процедура и проведена верификация результатов сложных численных расчетов с учетом физически нелинейной работы железобетонных конструкций. Результаты нелинейных расчетов деформаций конструкций моста над выкатным полем стадиона «Газпром-арена» с высокой степенью точности совпали с данными натурных измерений. Полученный опыт и предложенные решения по расчетам железобетонных конструкций с учетом физически нелинейной работы использовались при расчетах монолитной конструктивной схемы жилого комплекса в г. Санкт-Петербург, пр. Космонавтов, уч. 1, (восточнее пересечения со Свирской ул.) и многофункционального спортивного комплекса «Арена Омск» г. Омск, ул. Лукашевича, д. 35. Все расчеты зданий производились с учетом взаимодействия с основанием в виде деформируемого полупространства.

Настоящий акт выдан Евсееву Н. А. для предоставления в диссертационный совет Д 212.223.03 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по месту защиты диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук.

**Генеральный директор  
ООО «ПИ Геореконструкция»,  
д-р геол.-минерал. наук**



**А.Г. Шашкин**