

Федеральное государственное бюджетное учреждение науки Комплексный
научно-исследовательский институт им. Х.И. Ибрагимова Российской академии
наук

На правах рукописи



Хашхожев Казбек Нарзанович

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

2.1.9. Строительная механика

Диссертация

на соискание учёной степени кандидата технических наук

Научный руководитель

д.т.н., доц. А. С. Чепурненко

Грозный — 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	4
Глава 1. Состояние вопроса. Постановка задачи	10
1.1 Конструктивные особенности трубобетонных элементов	10
1.2 Состояние вопроса в области расчета.....	15
1.3 Выводы по главе.....	18
Глава 2. Центральное сжатие коротких колонн круглого и кольцевого поперечного сечения	19
2.1 Вывод разрешающих уравнений для колонн круглого поперечного сечения	19
2.2 Расчет колонн круглого сечения на основе вязкоупругой модели	21
2.3 Расчет колонн круглого сечения на основе упругопластической модели	26
2.4 Основные разрешающие уравнения для колонн кольцевого сечения	39
2.5 Напряженно-деформированное состояние колонн кольцевого сечения с учетом мгновенной нелинейности деформирования	46
2.6 Напряженно-деформированное состояние колонн кольцевого сечения с учетом ползучести	50
2.7 Выводы по главе.....	56
Глава 3. Внецентренное сжатие коротких трубобетонных колонн круглого поперечного сечения	58
3.1 Вывод разрешающих уравнений	58
3.2 Решение тестовых задач.....	66
3.3 Расчет внецентренно сжатых трубобетонных элементов без учета бокового обжатия	71

3.4 Особенности расчета внецентренно сжатых трубобетонных колонн по действующим нормам проектирования сталежелезобетонных конструкций.....	73
3.5 Апробация методики на известных экспериментальных данных	74
3.6 Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых трубобетонных колонн круглого сечения при ползучести.....	83
3.7 Выводы по главе.....	85
Глава 4. Напряженно-деформированное состояние коротких трубобетонных колонн квадратного сечения.....	87
4.1 Вывод разрешающих уравнений	87
4.2 Несущая способность трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения при центральном сжатии	90
4.3 Напряженно-деформированное состояние коротких внецентренно сжатых трубобетонных колонн квадратного сечения.....	97
4.4 Выводы по главе.....	102
Заключение.....	103
Приложение А. Результаты сопоставления экспериментальных и теоретических данных.....	105
Приложение Б. Программы расчета на ЭВМ.....	119
Приложение В. Внедрение результатов диссертационной работы	129
Список литературы.....	130

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Трубобетонные колонны (ТБК) по сравнению с традиционными железобетонными элементами обладают рядом существенных преимуществ, которые включают экономию на опалубочных работах при возведении зданий, увеличение несущей способности бетонного ядра вследствие работы в условиях всестороннего сжатия, уменьшение деформаций усадки благодаря отсутствию влагообмена между бетоном и внешней средой, возможность использования высокопрочных бетонов за счет увеличения предела упругой работы конструкций и пластического характера разрушения, более высокую огнестойкость по сравнению с металлическими конструкциями, повышенную крутильную жесткость и т.д. В то же время трубобетонные колонны имеют и недостатки, одним из которых является отсутствие общепринятой методики расчета несущей способности ТБК с учетом эффекта бокового обжатия бетона. Ряд исследователей за критерий наступления предельного состояния принимают полное разрушение ТБК, другие рассматривают как предельное состояние начало текучести трубы, некоторые в качестве критерия исчерпания несущей способности принимают достижение продольной деформацией предельного значения. Еще одним существенным недостатком ТБК является нарушение совместной работы в поперечном направлении между бетоном и стальной обоймой в упругой стадии вследствие более высокого коэффициента Пуассона стали. Для исключения этого недостатка в бетонном ядре создаются предварительные напряжения бокового обжатия. Указанные обстоятельства должны быть отражены в расчетной модели.

Степень разработанности проблемы. Среди исследователей, внесших существенный вклад в разработку методов расчета ТБК следует выделить таких ученых, как Г.П. Передерий, А.А. Гвоздев, О.Я. Берг, В.А. Росновский, А.И. Кикин, В.А. Трулль, Л.К. Лукша, Г.А. Гениев, Р.С. Санжаровский, Л.И. Стороженко, А.Л. Кришан, Г.В. Несветаев, Д.Р. Маилян, В.И. Римшин и др. Существующие методы расчета в основном базируются на эмпирическом подходе, не отражающем

физику процессов изменения напряженно-деформированного состояния ТБК, следствием чего является ограниченная область применения и невозможность распространения на все многообразие существующих марок сталей и составов бетонов. В действующих нормах проектирования сталежелезобетонных конструкций СП 266.1325800.2016 содержится методика расчета ТБК с учетом бокового обжатия при центральном и внецентренном сжатии, однако она применима только для колонн круглого поперечного сечения и не позволяет учесть предварительные напряжения бокового обжатия бетона. Помимо учета мгновенной нелинейности деформирования для ТБК также важной проблемой является прогнозирование изменения напряженно-деформированного состояния во времени вследствие ползучести бетона, однако реологический расчет таких конструкций остается практически неразработанным.

Цель работы: разработка методов расчета трубобетонных колонн с учетом физической нелинейности, включая мгновенную нелинейность деформирования и явление ползучести, на основе наиболее общих моделей механики бетона и железобетона.

Задачи исследования:

- разработка методики расчета центрально сжатых трубобетонных колонн круглого и кольцевого поперечного сечения с учетом мгновенной нелинейности деформирования и ползучести;
- построение физически нелинейной модели деформирования коротких трубобетонных колонн произвольного поперечного сечения при внецентренном сжатии;
- исследование напряженно-деформированного состояния трубобетонных колонн при кратковременном и длительном действии нагрузок;
- апробация разработанных моделей на известных экспериментальных данных.

Научная новизна работы:

- построена модель деформирования для центрально сжатых колонн круглого и кольцевого сечения на основе деформационной теории пластичности бетона Г.А. Гениева;

- разработана методика расчета с учетом ползучести трубобетонных колонн на основе вязкоупругой модели наследственного старения бетона;
- с использованием гипотезы плоских сечений трехмерная задача конечно-элементного расчета трубобетонных колонн при внецентренном сжатии сведена к двумерной, что существенно повысило скорость расчета без заметной потери точности;
- разработана универсальная методика расчета ТБК при внецентренном сжатии, свободная от эмпирических коэффициентов и позволяющая заложить произвольный закон деформирования, а также рассчитывать колонны произвольного сечения.

Теоретическая значимость работы:

- построенные модели деформирования не содержат эмпирических коэффициентов и при этом хорошо согласуются с экспериментальными данными различных авторов, а также позволяют проследить изменение напряженно-деформированного состояния на всех стадиях работы конструкции;
- выполнена оценка результатов, получаемых с использованием действующих норм проектирования сталетрубобетонных конструкций, и установлено, что в некоторых случаях они дают сильно завышенные значения предельных нагрузок;
- исследованы закономерности изменения напряженно-деформированного состояния ТБК при кратковременном и длительном действии нагрузок.

Практическое значение работы:

- разработан пакет прикладных программ для анализа НДС трубобетонных колонн произвольного сечения при внецентренном сжатии с возможностью использования любых законов деформирования;
- показана необходимость создания напряжений предварительного бокового обжатия бетонного ядра в ТБК из высокопрочного бетона;
- подтверждено, что областью эффективного использования внецентренно сжатых ТБК являются малые эксцентриситеты продольной силы;

- установлено, что наибольшей несущей способностью при центральном сжатии обладают ТБК, в которых обеспечивается совместная работа бетона и обоймы как в поперечном, так и в продольном направлении.

Методы исследования. Исследование базируется на численных методах строительной механики и механики деформируемого твердого тела. Для расчетов использованы метод конечных разностей и метод конечных элементов, реализация которых выполнена автором в пакете Matlab.

Основные положения, выносимые на защиту:

- модель деформирования центрально сжатых трубобетонных колонн круглого и кольцевого сечения с учетом мгновенной нелинейности деформирования материалов и ползучести;
- результаты апробации построенной модели на известных экспериментальных данных и сравнение с существующими методами расчета;
- разрешающие уравнения и методика нелинейного расчета внецентренно сжатых трубобетонных колонн произвольного сечения;
- апробация разработанной методики на экспериментальных данных для колонн круглого и квадратного поперечного сечения;
- впервые выявленные в результате численных экспериментов особенности напряженно-деформированного состояния трубобетонных колонн.

Достоверность полученных результатов обеспечивается:

- проверкой выполнения граничных условий;
- сравнением результатов с решениями других авторов;
- апробацией разработанных моделей на известных экспериментальных данных;
- сравнением с результатами расчета в существующих программных комплексах.

Внедрение результатов работы. Разработанные автором программные продукты по расчету трубобетонных колонн с учетом нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями и ползучести используются в практике проектирования института ООО «Научно-исследовательский центр «Ника».

Апробация работы. Результаты исследования докладывались на международных научно-практических конференциях «Строительство и

архитектура: теория и практика развития отрасли» (г. Нальчик, 2021, г. Ростов-на-Дону, 2020).

Структура и объем работы. Работа состоит из введения, четырех глав, основных выводов, списка использованной литературы и приложений. Изложена на 138 страницах машинописного текста и содержит 70 рисунков и 12 таблиц.

Основное содержание работы.

Во введении обоснована актуальность проблемы и выбор направления исследования, сформулированы цели и задачи, основные положения, приведена краткая аннотация всех глав работы.

В главе 1 представлен литературный обзор по выбранному направлению исследования, в котором рассматриваются конструктивные особенности трубобетонных элементов, а также текущее состояние вопроса в области расчета.

В главе 2 рассматриваются вопросы расчета центрально сжатых трубобетонных колонн круглого и кольцевого сечения. Задача решается на основе упругопластической модели с использованием деформационной теории пластичности бетона Г.А. Гениева и вязкоупругой модели наследственного старения бетона. Выполняется сравнение результатов при кратковременном действии нагрузки с теоретическими и экспериментальными данными, приведенными в работах других авторов.

Глава 3 посвящена вопросам расчета колонн круглого и кольцевого сечения на внецентренное сжатие. Используется метод конечных элементов, на основе гипотезы плоских сечений трехмерная задача сводится к двумерной. В качестве частного случая выполняется апробация на решениях, представленных в главе 2, при отсутствии эксцентриситета продольной силы. Также производится сравнение с экспериментальными данными, приведенными в работе А.И. Сагадатова и других авторов, результатами по методике СП 266.1325800.2016. Исследуется напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых трубобетонных колонн при ползучести.

В главе 4 изложены вопросы конечно-элементного моделирования ТБК прямоугольного сечения. Как и в предыдущей главе, выполняется понижение

размерности задачи, но вместо треугольных конечных элементов для моделирования бетона используются прямоугольные элементы. Теоретические решения сравниваются с результатами экспериментов, представленными в диссертации А.С. Мельничука и других авторов.

В заключении приведены основные результаты и выводы по работе.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧИ

1.1 Конструктивные особенности трубобетонных элементов

В работах [1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10] проводится анализ мирового опыта возведения различных высотных и большепролетных объектов с использованием трубобетонных элементов, подтверждающий более высокую эффективность их применения по сравнению с традиционными железобетонными конструкциями. В таких странах, как США, Австралия, Япония, Франция, Германия, Китай, Объединенные Арабские Эмираты создана широкая нормативная база, позволяющая использовать трубобетон во многих областях строительства. На постсоветском пространстве конструкции из трубобетона наиболее активно применяются для высотного строительства на Украине, в Казахстане, а в последнее время и в нашей стране. Этому в определенной мере поспособствовало и введение норм проектирования сталетрубобетонных конструкций СП 266.1325800.2016 [11].

Практика применения трубобетонных конструкций в строительстве показала ряд их преимуществ, к наиболее значительным из которых относятся:

1. Сочетание в себе внешней стальной трубой-оболочкой нескольких функций: она одновременно является опалубкой, продольной и поперечной арматурой, жестким несущим упором, способным к восприятию усилий независимо от направления и угла, устойчивым к динамическим нагрузкам;

2. Возникающее в трубе боковое давление ограничивает развитие микротрещин в бетонном ядре, которое при действии продольного сжимающего усилия стремится расширяться в радиальном направлении. Благодаря эффекту обоймы в бетонном ядре ТБК с круглым поперечным сечением возникает напряженное состояние всестороннего сжатия, что является оптимальными условиями для работы бетона. В [1] указывается, что в предельном состоянии в таких условиях прочность бетона на сжатие может возрасти на 50-80%.

3. В исследованиях [1, 12] устанавливается, что отсутствие влагообмена между бетонным ядром и внешней средой приводит к набуханию бетона в трубе вместо

усадки на начальном периоде эксплуатации. Деформации расширения сохраняются на протяжении достаточно длительного периода и обеспечивают благоприятные условия для работы бетона под нагрузками.

4. Трубобетонные конструкции позволяют использовать современные высокопрочные бетоны. При этом увеличивается эффективность работы стальной оболочки и практически нивелируется один из существенных недостатков бетонов высоких классов – повышенная хрупкость. Исследования А.Л. Кришана [13, 14, 15] и других авторов показали, что для образцов с бетонным ядром классов В60-В100 предел упругой работы по сравнению с конструкциями из бетонов В12,5-В40 повышается на 20-30%.

5. Для сжатых трубобетонных элементов при небольшой гибкости и малых эксцентриситетах продольной силы (что имеет место в вертикальных несущих элементах каркасов, используемых в высотных зданиях) характерна исключительно высокая несущая способность при сравнительно небольших поперечных сечениях. Как правило, в трубобетонных колоннах не требуется внутренняя или дополнительная арматура, поскольку металлическая труба выполняет функцию коаксиального армирования. Для таких элементов наблюдается резкий рост предельной деформативности, пластический характер разрушения, даже в случае использования высокопрочных бетонов [12, 7]. Таким образом, исключается возможность внезапной потери несущей способности при различных воздействиях, как для отдельного элемента, так и для здания в целом.

6. Внутреннее давление бетона оказывает благоприятное влияние на стальную трубу, предохраняя ее от местной и общей потери устойчивости. Благодаря этому повышается сопротивляемость трубобетонных колонн на значительные горизонтальные перемещения и действие вертикальных составляющих при сейсмических нагрузках, как в упругой, так и в пластической области работы конструкций. Здание с трубобетонными конструкциями при землетрясении, подобно эластичному хлысту, способно совершать большие поперечные колебания без разрушения [1, 16].

7. Цилиндрические стержни обладают хорошими аэродинамическими свойствами, что позволяет снизить ветровые воздействия в испытываемых их сооружениях. Колонны круглого поперечного сечения в случае одинаковых расчетных длин в двух взаимно перпендикулярных плоскостях являются равноустойчивыми, а крутильная жесткость их существенно выше по сравнению со стержнями открытого профиля.

8. Опыт применения ТБК в мире показывает, что благодаря их применению расход бетона можно сократить в 1,5-2 раза, а массу конструкций в 2-2,5 раза [17] в сравнении с традиционными элементами из железобетона. Отсутствие арматурных и опалубочных работ позволяет существенно снизить затраты труда. Если сравнивать трубобетонные конструкции со стальными, использование ТБК приводит к снижению расхода стали в 2-3 раза [17].

9. В трубобетонных колоннах сохраняются все положительные качества трубчатых металлических конструкций: удобство очистки, окрашивания и осмотра, что способствует повышению долговечности. Площадь наружной поверхности ТБК по сравнению с конструкциями из профильного проката меньше примерно в 2 раза, что приводит к снижению расходов на окраску и эксплуатацию. В трубе, заполненной бетоном, внутренняя поверхность защищена от коррозии, и не требуется дополнительных работ по окраске, металлизации или герметизации [18].

10. В сравнении с металлическими элементами трубобетонные обладают более высокой огнестойкостью. Так, при наружном диаметре 400 мм огнестойкость трубобетонной колонны при отсутствии какой-либо защиты составляет порядка 2 часов, а в случае нанесения защитного покрытия возможно достичь практически любой огнестойкости [4, 5, 6].

11. При использовании трубобетона сокращаются такие технологические процессы, как армирование, опалубливание, выдерживание конструкций до достижения требуемой прочности, распалубливание. Поскольку не требуется опалубочное оборудование, кружала, хомуты, отгибы, петли, закладные детали, процесс монтажа существенно упрощается, и таким образом обеспечиваются

лучшие условия возведения сооружений. Заливка бетона в стальные трубы может осуществляться передовыми методами с использованием насосов. Отсутствие внутренней арматуры обеспечивает более качественную укладку жестких бетонных смесей. По сравнению со сваркой обычной арматуры, объем работ со стальными трубами значительно меньше, и это приводит к упрощению технологии, уменьшению количества строительных лесов, снижению площади производства работ. Благодаря меньшей массе стальных труб, большей выносливости и меньшей подверженности механическим повреждениям по сравнению со сборными железобетонными элементами, облегчается их транспортировка и монтаж. Применение конструкций из трубобетона позволяет вести строительство круглогодично: в холодное время года может производиться монтаж трубоболочек, сварка их с закладными деталями и элементами перекрытий, а бетонные работы можно выполнять весной [2, 4, 5, 6]. Все указанные обстоятельства приводят к тому, что процесс возведения зданий и сооружений с использованием трубобетонных элементов упрощается, становясь выгодным и по трудозатратам, и по стоимости. Общая стоимость сооружений с использованием трубобетона существенно ниже в сравнении с аналогами из железобетона и стали [17].

Но несмотря на указанные выше достоинства трубобетона, такие конструкции в нашей стране пока находят ограниченное применение, поскольку имеются и значительные недостатки.

К недостаткам ТБК относятся следующие факторы:

1. Поскольку коэффициент Пуассона бетона ниже коэффициента Пуассона стали ($\nu_b = 0,18 \div 0,25$, $\nu_s = 0,3$), стальная оболочка при малых уровнях нагрузки стремится оторваться от бетонного ядра [19, 20]. В результате в бетоне возникают растягивающие напряжения, и происходит нарушение сцепления. Трубобетонные элементы работают в упругой стадии примерно до уровня 0,5...0,7 от предельной нагрузки [17]. По мере нарастания нагрузки в бетоне возникают микротрещины, и объем его увеличивается. Этот эффект носит названия дилатационного [21] и учитывается либо повышением коэффициента Пуассона, либо дилатационными деформациями. Как указывает Н.И. Карпенко [22], в предельном состоянии

коэффициент Пуассона бетона может достигать 0,5 и более. При достижении нагрузки величины, близкой к разрушающей, вследствие дилатационных деформаций начинает работать эффект обоймы, положительно влияя на последующую работу сжатых ТБК путем блокирования дальнейшего роста уже возникших в бетоне трещин [18, 23, 24]. Таким образом, момент разрушения отдалается. Дальнейшее увеличение нагрузки и приближение к ее предельной приводит к достижению максимальными продольными напряжениями в трубе предела текучести, за которым следует лавинообразное трещинообразование в бетоне и образование плоскостей сдвига, сопровождающееся разрушением.

Необходимо принимать во внимание, что в каждой точке поперечного сечения бетон испытывает сложное напряженное состояние, и его прочность является величиной не постоянной, а зависит от характера напряженного деформированного состояния (НДС) и величин главных напряжений. Факторы, влияющие на НДС трубобетонного элемента, включают физическую нелинейность, усадку и ползучесть бетона, режим и предысторию загрузки, наличие и развитие трещин [12], геометрию сечения, характеристики внешней среды и т.д.

В США конструкторы для усиления сцепления бетона с оболочкой на начальных стадиях загрузки приваривают коротыши к внутренней поверхности трубы [17]. Существует и альтернативный подход, применяемый японскими исследователями. Они предлагают прикладывать нагрузку только к бетону, исключая совместное деформирование бетона и трубы в продольном направлении [7]. В этом случае в трубе возникают преимущественно растягивающие окружные напряжения, и она сдерживает поперечное расширение бетона, начиная с упругой стадии.

Еще одним способом обеспечения совместной работы бетона и оболочки в поперечном направлении является создание предварительных напряжений в бетонном ядре путем использования бетонов на напрягающем цементе [25], либо путем длительного прессования бетонной смеси [26].

2. В существующих узлах сопряжения ТБК с перекрытиями имеет место проблема обеспечения совместной работы бетона и стали, требующая дополнительных мероприятий для своего решения, поскольку возникающие в перекрытиях поперечные силы воспринимаются непосредственно стенкой металлической оболочки [17].

3. Из множества существующих методик расчета ТБК с учетом эффекта обоймы ни одна не является общепризнанной. Между исследователями нет консенсуса в выборе критерия прочности даже для трубобетонных элементов, испытывающих центральное сжатие. Более подробно подходы к определению несущей способности трубобетонных элементов будут рассмотрены в следующем параграфе.

1.2 Состояние вопроса в области расчета

Представленный в работе [18] анализ показывает, что, выбирая критерий прочности для трубобетонных элементов при центральном сжатии, ряд исследователей, руководствуясь данными экспериментов, принимают за предельное состояние полное разрушение ТБК в момент достижения наибольшей нагрузки.

Другими авторами предлагается считать предельным состоянием начало текучести стальной оболочки в продольном направлении. Один из сторонников данного подхода, д.т.н., профессор Л.И. Стороженко обосновывает это тем, что для трубобетонных элементов не характерен явный предел разрушения, поэтому следует ограничивать величину продольной относительной деформации ТБК из условий эксплуатации конструкции [27]. Большинство известных методов расчета трубобетонных конструкций не учитывают значительное влияние на несущую способность способа приложения сжимающих усилий к концам колонны (одновременно на бетон и обойму, либо только к бетону).

Наступление текучести оболочки в продольном направлении было принято за критерий предельного состояния А.И. Кикиным, Р.С. Санжаровским и

В.А. Труллем [28], которые предложили достаточно удобную для инженерных расчетов формулу определения предельной нагрузки на центрально сжатые колонны, в основе которой суммарный учет составляющих – бетонного ядра и стальной обоймы:

$$N = (k_b \sigma_T^b A_b + k_s R_s^n A_s) \gamma_f \gamma_c, \quad (1.1)$$

где k_b – коэффициент однородности бетонного ядра, $\sigma_T^b = R_{bn} + \mu_p R_{sn,p}$ – нормативное сопротивление бетонного ядра в условиях объемного напряженного состояния, $\mu_p = A_b/A_s$ – коэффициент армирования, A_b и R_{bn} – соответственно площадь поперечного сечения бетона и его нормативное сопротивление при одноосном напряженном состоянии, A_s и $R_{sn,p}$ – площадь поперечного сечения стали и ее нормативное сопротивление растяжению, k_s – коэффициент однородности стали, γ_f и γ_c – коэффициент надежности по нагрузке и коэффициент условий работы.

Зависимость (1.1) имеет место только в случае совместной работы ядра и обоймы, что, как было сказано ранее, на практике может быть обеспечено путем применения специальных приемов и технологий.

Фактором, снижающим эффективность второго критерия является то, что он не учитывает упругопластические свойства трубобетонных конструкций. Для ТБК диаграммы зависимости осевой деформации от нагрузки характеризуются наличием строгого максимума и последующей нисходящей ветви [9], т.е. трубобетонные конструкции являются пластически разупрочняющимися, а не пластически упрочняющимися. Выраженность пластических свойств центрально сжатых ТБК обусловила то, что их прочностной расчет в большинстве случаев выполняется по критерию полного разрушения с использованием теорий пластичности [18, 3, 29].

Но следует принимать во внимание, что продольные деформации ТБК могут достигать значений, делающих нецелесообразной эксплуатацию строительных конструкций, задолго до полного исчерпания несущей способности. В этом случае

величина предельной деформации становится главенствующей, определяя предельное состояние, и по ней уже подбирается значение силового фактора [6].

Отметим, что в работах А.Л. Кришана [12, 30, 31] представлен довольно обстоятельно разработанный метод расчета прочности по трубобетонным элементам по нормальным сечениям при внецентренном сжатии на основе нелинейной деформационной модели, позволяющий учесть совместное деформирование стальной обоймы и бетонного ядра, испытывающего объемное напряженное состояние. Указанная модель рассматривалась в работах В.Н. Байкова, В.М. Бондаренко, А.А. Гвоздева, С.В. Горбатова, М.И. Додонова, Н.И. Карпенко и др. Расчетное сопротивление бетона при трехосном напряженном состоянии f_{cc} вычисляется по формуле:

$$f_{cc} = \gamma_c f_c + k \sigma_{cr}. \quad (1.2)$$

где σ_{cr} – напряжение бокового обжатия бетона, f_c – расчетное сопротивление бетона при одноосном сжатии, k – коэффициент бокового давления, γ_c – масштабный коэффициент, определяемый по формуле

$$\gamma_c = 0.75 + 0.25 \left(\frac{d_0}{d_c} \right)^{0.5}, \quad (1.3)$$

где d_0 – диаметр эталонного цилиндра для испытаний, принимаемый равным 150 мм, d_c – диаметр бетонного ядра колонны.

Обработка большого количества экспериментальных данных показала явную зависимость между величиной σ_{cr} и конструктивным коэффициентом трубобетонных колонн ξ , определяемым по формуле:

$$\xi = \frac{f_y A_p}{f_c A}, \quad (1.4)$$

где A_p – площадь поперечного сечения стальной оболочки, f_y – предел текучести стали, A – площадь поперечного сечения бетонного ядра.

Сечение разбивается на отдельные достаточно малые участки. Расчет выполняется путем пошагового увеличения осевых деформаций крайнего сжатого волокна бетона, на каждом шаге вычисляются для всех выделенных участков деформации бетона и стали на основе гипотезы плоских сечений. При заданных

величинах осевых деформаций определяются напряжения в бетоне и стали, корректируются значения коэффициентов поперечных деформаций и коэффициентов упругости. Моментом наступления предельного состояния считается достижение краевыми деформациями бетона и стали предельных значений.

В параграфе 2.3 будут рассмотрены некоторые другие методы определения несущей способности ТБК, в том числе и расчетные формулы, представленные в СП 266.1325800.2016. Здесь мы отметим, что большинство существующих подходов к расчету трубобетонных конструкций носят эмпирический или полуэмпирический характер, не отражая в полной мере физики процесса перераспределения напряжений и деформаций в трубобетоне. Это приводит к тому, что формулы и рекомендации ограничены в области применения, их невозможно распространить на всю совокупность имеющихся в настоящее время и разрабатываемых материалов, особенно сталей новых марок, новых составов бетонов и т.д. Также это накладывает ограничение на форму поперечного сечения: зависимости, полученные для колонн круглого сечения будут неприменимы для конструкций кольцевого и квадратного сечения и т.д.

1.3 Выводы по главе

Проведенный анализ публикаций показывает, что вопрос физически адекватного моделирования работы трубобетонных конструкций нельзя считать полностью решенным. Большинство существующих методов базируется на эмпирическом подходе, что ограничивает пределы применимости полученных формул. Не отражена специфика изменения напряженно-деформированного состояния ТБК в зависимости от характера воздействий, при различных режимах и длительности загрузки, влияние реологических свойств бетона и т.д. Также актуальным вопросом является разработка физико-математических моделей деформирования трубобетонных элементов в расчетных комплексах с учетом указанных выше специфических особенностей.

ГЛАВА 2. ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ КОРОТКИХ КОЛОНН КРУГЛОГО И КОЛЬЦЕВОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

2.1 Вывод разрешающих уравнений для колонн круглого поперечного сечения

Элемент рассматриваемой конструкции приведен на рис. 2.1. При выводе разрешающих уравнений учтем наличие в бетоне вынужденных деформаций ε_{br}^* , $\varepsilon_{b\theta}^*$, ε_{bz}^* , которые могут включать в себя деформации ползучести, усадки, дилатационные деформации, а также деформации начального расширения для напрягающего бетона. Полные деформации бетона запишутся в виде:

$$\varepsilon_{b\theta} = \varepsilon_{br} = \frac{1}{E_b} (\sigma_{b\theta} - \nu_b (\sigma_{br} + \sigma_{bz})) + \varepsilon_{b\theta}^*; \quad (2.1)$$

$$\varepsilon_{bz} = \frac{1}{E_b} (\sigma_{bz} - \nu_b (\sigma_{br} + \sigma_{b\theta})) + \varepsilon_{bz}^*.$$

Модуль упругости бетона E_b и коэффициент Пуассона ν_b в уравнениях (2.1) могут зависеть от величины напряжений.

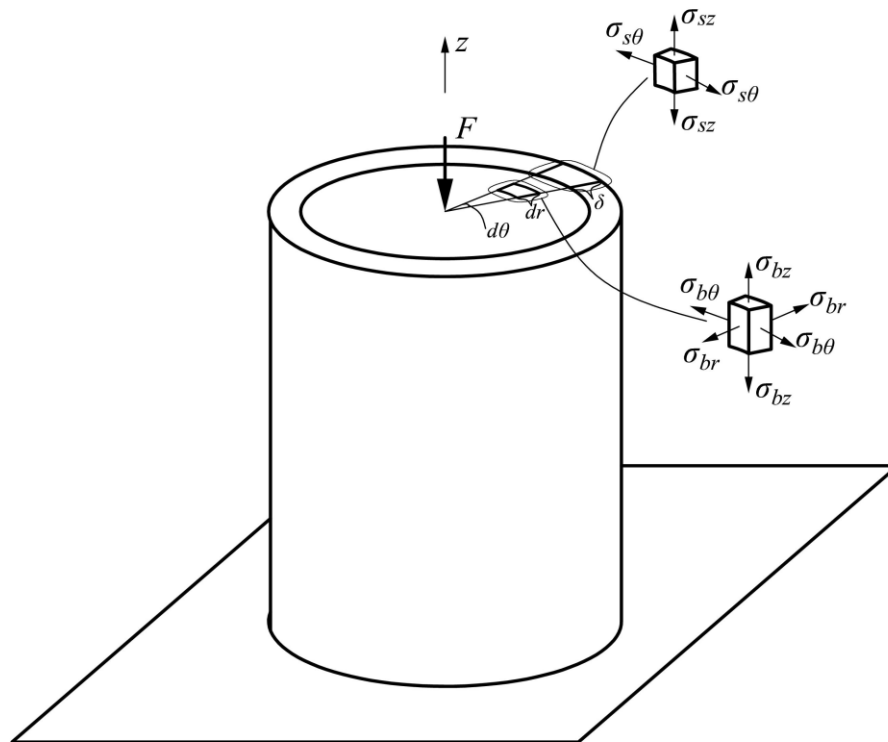


Рис. 2.1 – Трубобетонная колонна круглого сечения

Радиальные и кольцевые напряжения в бетоне равны контактному давлению между стальной оболочкой и бетоном со знаком «←»:

$$\sigma_{br} = \sigma_{b\theta} = -p. \quad (2.2)$$

С учетом (2.2) выражения (2.1) принимают вид:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{b\theta} &= \frac{1}{E_b} (-p(1 - \nu_b) - \nu_b \sigma_{bz}) + \varepsilon_{b\theta}^*; \\ \varepsilon_{bz} &= \frac{1}{E_b} (\sigma_{bz} + 2p\nu_b) + \varepsilon_{bz}^*. \end{aligned} \quad (2.3)$$

Кольцевые напряжения в обойме определяются из уравнения Лапласа:

$$\sigma_{s\theta} = \frac{pD}{2\delta}, \quad (2.4)$$

где D – диаметр оболочки, δ – толщина оболочки.

Деформации стальной обоймы вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{s\theta} &= \frac{1}{E_s} (\sigma_{s\theta} - \nu_s \sigma_{sz}) = \frac{1}{E_s} \left(\frac{pD}{2\delta} - \nu_s \sigma_{sz} \right); \\ \varepsilon_{sz} &= \frac{1}{E_s} (\sigma_{sz} - \nu_s \sigma_{s\theta}) = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_{sz} - \nu_s \frac{pD}{2\delta} \right). \end{aligned} \quad (2.5)$$

Нами будут рассмотрены 2 случая:

1. Сжимающее усилие передается только на бетон, а между оболочкой и бетоном отсутствуют силы трения. В этом случае напряжение σ_{sz} равно нулю, а напряжение σ_{bz} в бетоне определяется как:

$$\sigma_{bz} = -\frac{F}{A_b}, \quad (2.6)$$

где $A_b = \pi D^2/4$ – площадь поперечного сечения бетонного ядра.

Условие совместности деформаций должно обеспечиваться только по кольцевым деформациям:

$$\varepsilon_{b\theta} = \varepsilon_{s\theta} \rightarrow \frac{1}{E_b} \left(-p(1 - \nu_b) + \frac{\nu_b F}{A_b} \right) + \varepsilon_{b\theta}^* = \frac{pD}{2E_s \delta}. \quad (2.7)$$

Из (2.7) можно найти величину контактного давления:

$$p = \frac{\frac{\nu_b F}{E_b A_b} + \varepsilon_{b\theta}^*}{\frac{D}{2E_s \delta} + \frac{1 - \nu_b}{E_b}}. \quad (2.8)$$

Зная величину p , можно вычислить деформации и напряжения в обойме.

2. Сжимающее усилие воспринимается совместно бетоном и обоймой.

В этом случае помимо равенства кольцевых деформаций должно обеспечиваться равенство деформаций по z :

$$\varepsilon_{bz} = \varepsilon_{sz} \rightarrow \frac{1}{E_b} (\sigma_{bz} + 2p\nu_b) + \varepsilon_{bz}^* = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_{sz} - \nu_s \frac{pD}{2\delta} \right). \quad (2.9)$$

Связь между сжимающим усилием F и напряжениями в бетоне представляется в виде:

$$\sigma_{sz} A_s + \sigma_{bz} A_b = -F, \quad (2.10)$$

где $A_s = \pi D \delta$ – площадь поперечного сечения обоймы.

Условие совместности кольцевых деформаций записывается следующим образом:

$$\frac{1}{E_b} (-p(1 - \nu_b) - \nu_b \sigma_{bz}) + \varepsilon_{b\theta}^* = \frac{1}{E_s} \left(\frac{pD}{2\delta} - \nu_s \sigma_{sz} \right). \quad (2.11)$$

После преобразований задача сводится к системе из трех уравнений относительно неизвестных p , σ_{bz} , σ_{sz} :

$$\begin{aligned} p \left(\frac{D}{2\delta} + \alpha(1 - \nu_b) \right) + \alpha \nu_b \sigma_{bz} - \nu_s \sigma_{sz} &= E_s \varepsilon_{b\theta}^*; \\ p \left(2\alpha \nu_b + \frac{\nu_s D}{2\delta} \right) + \alpha \sigma_{bz} - \sigma_{sz} &= -E_s \varepsilon_{bz}^*; \\ \sigma_{sz} \pi D \delta + \sigma_{bz} \frac{\pi D^2}{4} &= -F, \end{aligned} \quad (2.12)$$

где $\alpha = E_s/E_b$.

2.2 Расчет колонн круглого сечения на основе вязкоупругой модели

В качестве зависимостей, определяющих связь между напряжениями и деформациями бетона при объемном напряженном состоянии, воспользуемся

уравнениями вязкоупругой модели наследственного старения бетона (ВУМНС), представленными в работе А.Г. Тамразяна [32]. В цилиндрических координатах они примут вид:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_r(t) &= \frac{\sigma_r(t) - \nu(t)[\sigma_\theta(t) + \sigma_z(t)]}{E(t)} - \\
&- \int_{\tau_0}^t \{\sigma_r(\tau) - \nu(t)[\sigma_\theta(\tau) + \sigma_z(\tau)]\} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau ; \\
\varepsilon_\theta(t) &= \frac{\sigma_\theta(t) - \nu(t)[\sigma_r(t) + \sigma_z(t)]}{E(t)} - \\
&- \int_{\tau_0}^t \{\sigma_\theta(\tau) - \nu(t)[\sigma_r(\tau) + \sigma_z(\tau)]\} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau ; \\
\varepsilon_z(t) &= \frac{\sigma_z(t) - \nu(t)[\sigma_r(t) + \sigma_\theta(t)]}{E(t)} - \\
&- \int_{\tau_0}^t \{\sigma_z(\tau) - \nu(t)[\sigma_r(\tau) + \sigma_\theta(\tau)]\} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau .
\end{aligned} \tag{2.13}$$

Мера ползучести $C(t, \tau)$ для ВУМНС определяется по формуле:

$$C(t, \tau) = C \frac{e^{\alpha t} - e^{\alpha \tau}}{e^{\alpha t} - 1} + B(e^{-\gamma \tau} - e^{-\gamma t}), \tag{2.14}$$

где C, α, γ, B – реологические параметры материала.

Будем считать, что коэффициент Пуассона бетона во времени не меняется. На основе (2.13) и (2.14) деформации ползучести ε_r^* записываются в следующем виде:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_r^* &= - \int_{\tau_0}^t \{\sigma_r(\tau) - \nu(\sigma_\theta(\tau) + \sigma_z(\tau))\} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau = \\
&= \frac{C\alpha}{e^{\alpha t} - 1} \int_{\tau_0}^t e^{\alpha \tau} \{\sigma_r(\tau) - \nu(\sigma_\theta(\tau) + \sigma_z(\tau))\} d\tau +
\end{aligned} \tag{2.15}$$

$$+B\gamma \int_{\tau_0}^t e^{-\gamma\tau} \{\sigma_r(\tau) - \nu(\sigma_\theta(\tau) + \sigma_z(\tau))\} d\tau.$$

Деформации ε_θ^* и ε_z^* определяются аналогично. В работах [33, 34, 35] для ВУМНС показан переход от интегральной формы закона ползучести к дифференциальной. Для этого деформации ползучести представляются в виде суммы двух составляющих:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_{1r}^* + \varepsilon_{2r}^*. \quad (2.16)$$

Скорости роста первой и второй составляющей определяются по формулам:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon_{1r}^*}{\partial t} &= \frac{\alpha e^{\alpha t}}{e^{\alpha t} - 1} (C\{\sigma_r(t) - \nu(\sigma_\theta(t) + \sigma_z(t))\} - \varepsilon_{1r}^*); \\ \frac{\partial \varepsilon_{2r}^*}{\partial t} &= B\gamma e^{-\gamma t} (\sigma_r(t) - \nu(\sigma_\theta(t) + \sigma_z(t))). \end{aligned} \quad (2.17)$$

Дифференциальная форма закона ползучести позволяет выполнять расчет «шаг за шагом», определяя деформации ползучести на следующем шаге по напряжениям и деформациям на предыдущем шаге с помощью метода Эйлера:

$$\varepsilon_{t+\Delta t}^* = \varepsilon_t^* + \frac{\partial \varepsilon^*}{\partial t} \Delta t. \quad (2.18)$$

Также для повышения точности возможно использование метода Рунге-Кутты четвертого порядка.

Был выполнен расчет центрально сжатой трубобетонной колонны при следующих исходных данных: $D = 0,2$ м, $\delta = 3$ мм, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $E_b = 2,75 \cdot 10^4$ МПа, $F = 500$ кН. Параметры реологической модели принимались равными: $\gamma = 0,062$ сут⁻¹, $C = 3,77 \cdot 10^{-5}$ 1/МПа, $B = 5,68 \cdot 10^{-5}$ 1/МПа, $\alpha = 0,032$ сут⁻¹.

Учитывалось начальное напряжение обжатия бетонного ядра p_0 , которое принималось равным 1, 2 и 3 МПа. На рис. 2.2 представлены графики изменения во времени осевой деформации ε_z при различных значениях p_0 . Из данных графиков видно, что чем выше величина предварительного напряжения, тем ниже деформация в конце процесса ползучести.

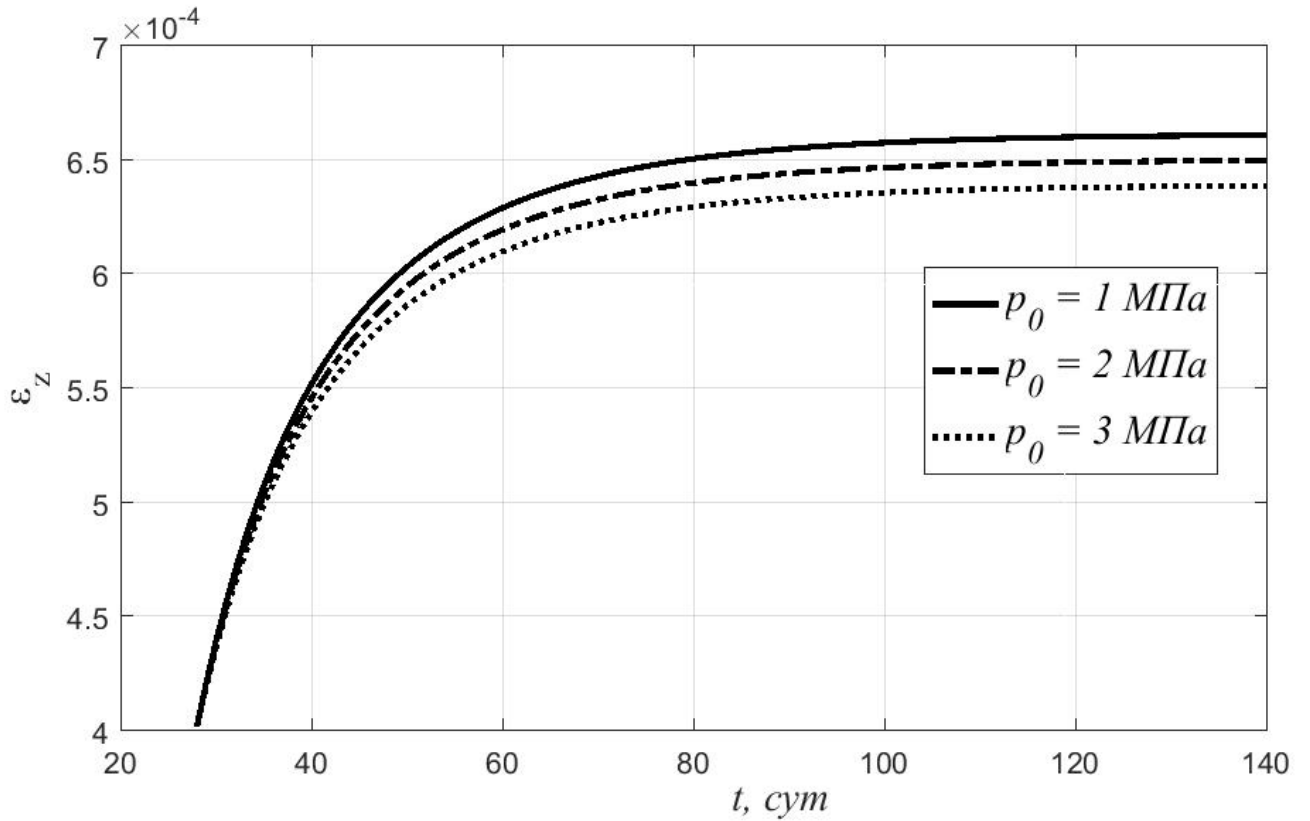


Рис. 2.2 – Изменение во времени осевой деформации ε_z

На напряжения σ_{bz} и σ_{sz} предварительное боковое обжатие практически не влияет. Графики их изменения во времени приведены на рис. 2.3 и рис. 2.4.

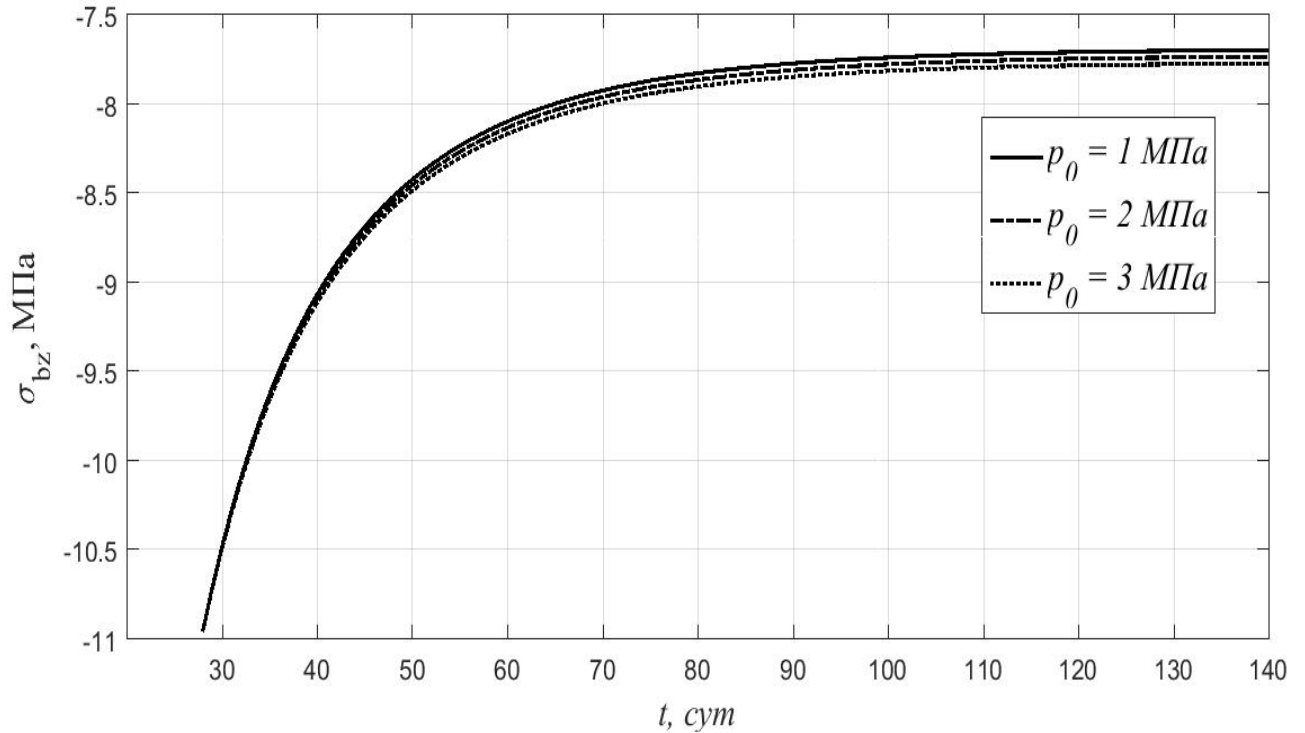


Рис. 2.3 – Изменение во времени напряжений σ_{bz}

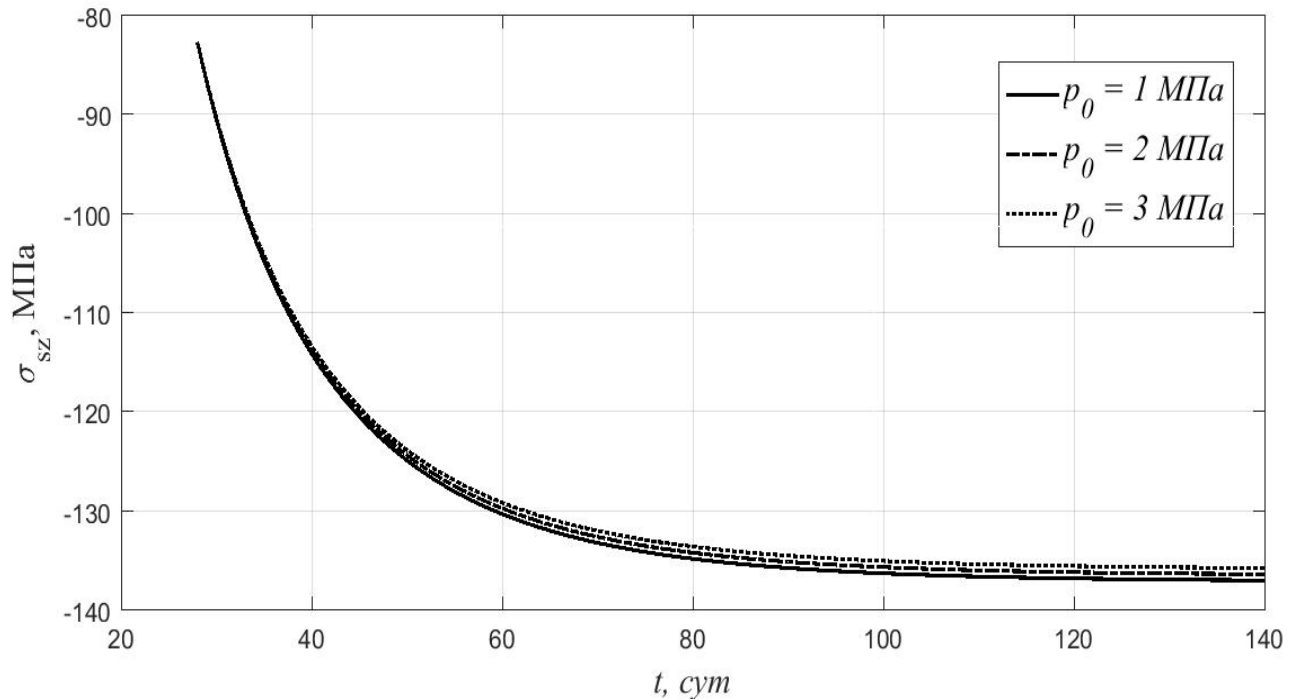


Рис. 2.4 – Изменение во времени напряжений σ_{sz}

Представленные графики показывают перераспределение напряжений между бетоном и стальной оболочкой: в бетоне напряжения по абсолютному значению убывают в среднем на 43%, а в обойме возрастают в 1,67 раз. Также вследствие ползучести в бетонном ядре убывают напряжения бокового обжатия. Графики их изменения во времени при различных значениях p_0 приведены на рис. 2.5. Потери предварительного напряжения при $p_0 = 1, 2$ и 3 МПа составили 33%, 23% и 21% соответственно.

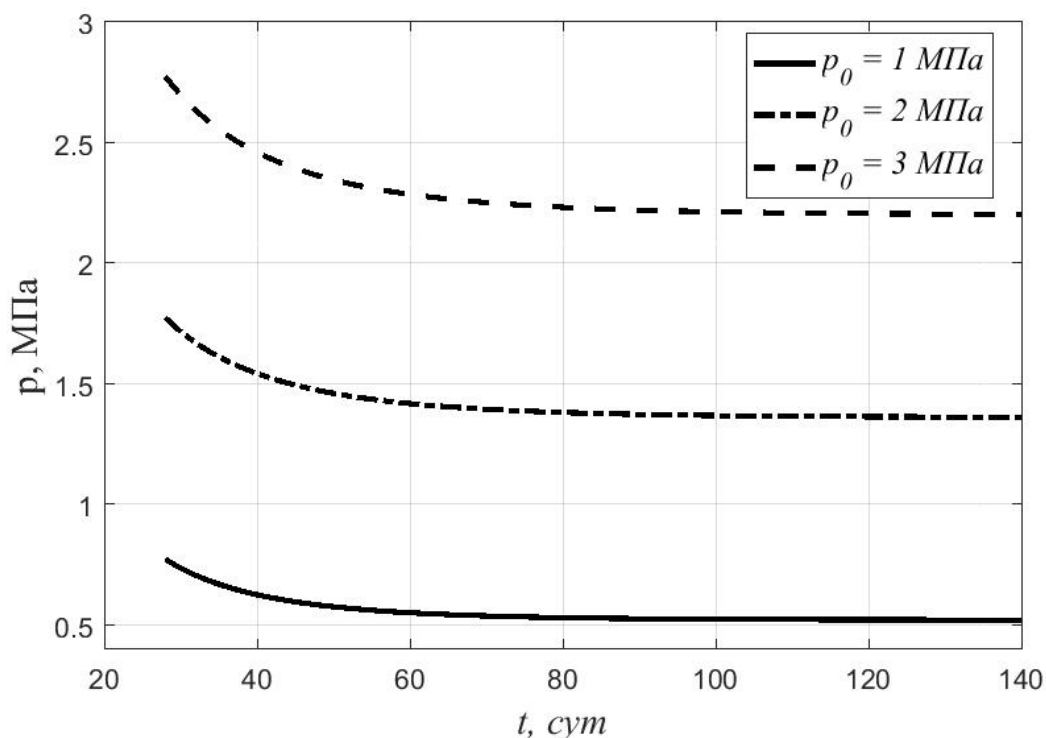


Рис. 2.5 – Изменение во времени напряжений бокового обжатия

2.3 Расчет колонн круглого сечения на основе упругопластической модели

В качестве уравнений, устанавливающих связь между напряжениями и мгновенными деформациями, воспользуемся зависимостями деформационной теории пластичности бетона Г.А. Гениева [36]. В цилиндрических координатах данные уравнения примут вид:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{b\theta} &= \frac{1}{E_b(\Gamma)} (\sigma_{b\theta} - \nu_b(\sigma_{br} + \sigma_{bz})) + \varepsilon_d; \\ \varepsilon_{bz} &= \frac{1}{E_b(\Gamma)} (\sigma_{bz} - \nu_b(\sigma_{br} + \sigma_{b\theta})) + \varepsilon_d,\end{aligned}\tag{2.19}$$

где $\varepsilon_d = -g_0\Gamma^2/3$ – дилатационные деформации, g_0 – модуль дилатации, $\Gamma = \sqrt{\frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2}$ – интенсивность сдвиговых деформаций.

Дилатационные деформации можно рассматривать как частный случай вынужденных деформаций $\varepsilon_{b\theta}^*$ и ε_{bz}^* .

Модуль дилатации g_0 в теории Гениева определяется как:

$$g_0 = -\frac{\theta_c}{\Gamma_c^2}, \quad (2.20)$$

где $\theta_c = -1 \cdot 10^{-4}$ – предельная объемная деформация бетона при чистом сдвиге, Γ_c – предельная интенсивность сдвиговых деформаций при чистом сдвиге, вычисляемая как:

$$\Gamma_c = \frac{2T_c}{G_0}. \quad (2.21)$$

В формуле (2.21) $T_c = \sqrt{R_b R_{bt}/3}$ – предельная интенсивность касательных напряжений, R_b и R_{bt} – соответственно прочности бетона на сжатие и растяжение, $G_0 = E_0/(2(1 + \nu_b))$ – начальный модуль сдвига бетона, E_0 – начальный модуль упругости бетона.

Секущий модуль $E_b(\Gamma)$ определяется по формуле:

$$E_b(\Gamma) = E_0 \left(1 - \frac{\Gamma}{2\Gamma_s}\right), \quad (2.22)$$

где Γ_s – предельная интенсивность сдвиговых деформаций, зависящая от характера напряженного состояния:

$$\Gamma_s = \Gamma_c k(\lambda, \delta), \quad (2.23)$$

$$k(\lambda, \delta) = \frac{\lambda(1 + \delta)}{2} + \sqrt{\frac{\lambda^2(1 + \delta)^2}{4} + (1 + \delta)}.$$

Параметр δ в (2.23) определяется как:

$$\delta = e \left(\frac{S}{T}\right)^3, \quad (2.24)$$

где $T = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$ – интенсивность

касательных напряжений, $e = \frac{R_b R_{bt}}{3T_c^2} - 1$,

$S = \sqrt{3} \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma)(\sigma_2 - \sigma)(\sigma_3 - \sigma)\right]^{\frac{1}{3}}$, $\sigma = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ – среднее напряжение.

Параметр λ в (2.23) вычисляется по формуле:

$$\lambda = \frac{f\sigma}{T}, \quad (2.25)$$

где $f = \frac{3T_c(R_b - R_{bt})}{R_b R_{bt}}$.

Расчет выполняется шаговым методом, увеличение нагрузки производится небольшими порциями ΔF . На каждом шаге из решения системы (2.12) путем подстановки вместо F величины ΔF определяются приращения напряжений $\Delta p, \Delta\sigma_{bz}$ и $\Delta\sigma_{sz}$. В качестве модуля упругости бетона в (2.12) подставляется касательный модуль, определяемый по формуле:

$$E_{b, \text{кас}}(\Gamma) = E_0 \left(1 - \frac{\Gamma}{\Gamma_s}\right). \quad (2.26)$$

Приращение дилатационной деформации определяется как:

$$\begin{aligned} \Delta\varepsilon_d &= \varepsilon_d(\Gamma + \Delta\Gamma) - \varepsilon_d(\Gamma) = -\frac{g_0}{3}(\Gamma^2 + 2\Gamma\Delta\Gamma + \Delta\Gamma^2) - \frac{g_0}{3}\Gamma^2 = \\ &= -\frac{g_0}{3}(2\Gamma\Delta\Gamma + \Delta\Gamma^2). \end{aligned} \quad (2.27)$$

Значением $\Delta\Gamma^2$ по сравнению с первым слагаемым в скобке можно пренебречь, поскольку оно является величиной более высокого порядка малости, и тогда формула (2.27) принимает вид:

$$\Delta\varepsilon_d = -\frac{2g_0\Gamma\Delta\Gamma}{3}. \quad (2.28)$$

Материал обоймы предполагается идеальным упругопластическим, используется условие пластичности Губера-Мизеса-Генки:

$$\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{\sigma_{sz}^2 - \sigma_{sz}\sigma_{s\theta} + \sigma_{s\theta}^2} = \sigma_T, \quad (2.29)$$

где σ_T – предел текучести стали.

Для апробации построенной модели деформирования воспользуемся результатами, представленными в статье [37]. В указанной публикации рассмотрены 4 аналитических метода расчета центрально сжатых трубобетонных колонн:

1. Предложенный китайскими учеными Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li [38] унифицированный метод, согласно которому несущая способность N_0 центрально сжатых колонн определяется по формуле:

$$N_0 = (1 + \eta)(f_y A_s + f_c A_{ck}), \quad (2.30)$$

где η – коэффициент, зависящий от формы трубобетонной колонны (для круглых элементов $\eta = 0$), f_y и f_c – временное сопротивление сжатию стали и бетона, A_s и A_{ck} – площади поперечного сечения стали и бетона.

2. Метод авторов Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Chunyan She [39] для расчета на прочность и устойчивость трубобетонных колонн круглого поперечного сечения. Вычисления при расчете на прочность выполняются в следующей последовательности:

а) Рассчитывается предел текучести трубобетонной конструкции по формуле:

$$f_{sc} = 1 + \frac{\Omega \cdot \xi_{sc}}{\left[2\Omega + 0,05\xi_{sc} + \xi_{sc}\Omega \left(0,2 \frac{f_{ck}}{f_y} 0,05 \right) \right] (\Omega + \xi_{sc})}, \quad (2.31)$$

где $\Omega = A_c / (A_c + A_k)$ – отношение площади сердечника к полной площади трубобетонного элемента. В случае сплошного сечения $\Omega = 1$, а для полого элемента: $\Omega = 1 - \psi$, где ψ – коэффициент пустотности поперечного сечения;

$\xi_{sc} = A_s f_s / (A_c f_{ck})$ – отношение между несущей способностью стали и несущей способностью бетона, f_{ck} и f_s – соответственно призмная прочность бетона и предел текучести стали.

б) Вычисляется несущая способность трубобетонного элемента по прочности с использованием формулы:

$$N_0 = f_{sc} A_{sc}, \quad (2.32)$$

где A_{sc} – площадь поперечного сечения трубобетонного элемента.

3. Метод Л.И. Стороженко [27, 40, 41] для расчета предельной осевой нагрузки на трубобетонные элементы с круглым поперечным сечением, включенный в действующие нормы Украины [42, 43, 44]. Расчет выполняется в следующей последовательности:

а) вычисляется сопротивление бетона с использованием формулы:

$$R_b^* = 0,65B(1 + 16,1\mu_{pb}\beta), \quad (2.33)$$

где $\mu_{pb} = (D/(D - 2t))^2 - 1$ – коэффициент армирования, который выступает в качестве основного параметра, учитывающего отношение между толщиной трубы и ее наружными диаметром.

б) несущая способность трубобетонного элемента рассчитывается по формуле:

$$N_{stb} = \gamma_{bs}(R_b^*A_b + \gamma_{s2}R_yA_{st}). \quad (2.34)$$

Коэффициентами γ_{bs} и γ_{s2} в формуле (2.34) учитывается совместная работа бетонного ядра и стальной облоймы.

4. Метод, представленный в Еврокоде 4 (EN 1994) [45]. В данном методе несущая способность $N_{Pl,Rd}$ в зависимости от гибкости λ определяется по одной из двух формул (2.36) или (2.37). Значение гибкости рассчитывается по формуле:

$$\lambda = \sqrt{\frac{N_{Pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (2.35)$$

где N_{cr} – определяемая по формуле Эйлера критическая сила, $N_{Pl,Rk}$ – несущая способность рассматриваемого элемента по прочности при расчете по недеформированной схеме:

$$N_{Pl,Rk} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \quad (2.36)$$

При $\lambda > 0,5$ несущая способность определяется по формуле (2.36). При $\lambda \leq 0,5$ допускается учитывать увеличение прочности бетонного ядра вследствие бокового обжатия и определять несущую способность колонны по формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right). \quad (2.37)$$

Для сравнения перечисленных методов в работе [37] выполняется расчет трубобетонного элемента при следующих исходных данных: бетон класса В20, сталь марки С235, диаметр $D = 200$ мм, $\delta = 3$ мм, длина элемента $l = 500$ мм. На рис. 2.6 приведен график изменения осевой деформации ε_z в зависимости от величины сжимающей силы, полученный по предложенной нами методике. Разрушающая нагрузка при этом составила 860 кН. Также на данном рисунке штриховой линией показана кривая, построенная без учета бокового обжатия

бетона. В этом случае разрушающая нагрузка оказалась равной 732 кН. Прирост прочности за счет возникновения в бетоне объемного напряженного состояния составил 17,5%. Штрихпунктирной линии на рис. 2.2 соответствует случай, когда обойма воспринимает только окружные напряжения, при этом предельная нагрузка составила 777 кН. Полученные результаты говорят о необходимости обеспечения совместной работы бетона и обоймы как в окружном, так и в осевом направлении.

На рис. 2.7 представлен график изменения контактного давления между стальной оболочкой и бетонной обоймой. На начальном этапе величина p принимает небольшие значения со знаком «-», что обусловлено меньшим значением коэффициента Пуассона бетона по сравнению с коэффициентом Пуассона стали при упругой работе. С увеличением сжимающей силы вследствие дилатационных деформаций бетона контактное давление становится положительным и далее возрастает до достижения предела текучести в стальной обойме. При наступлении текучести стали величина p остается постоянной вплоть до разрушения.

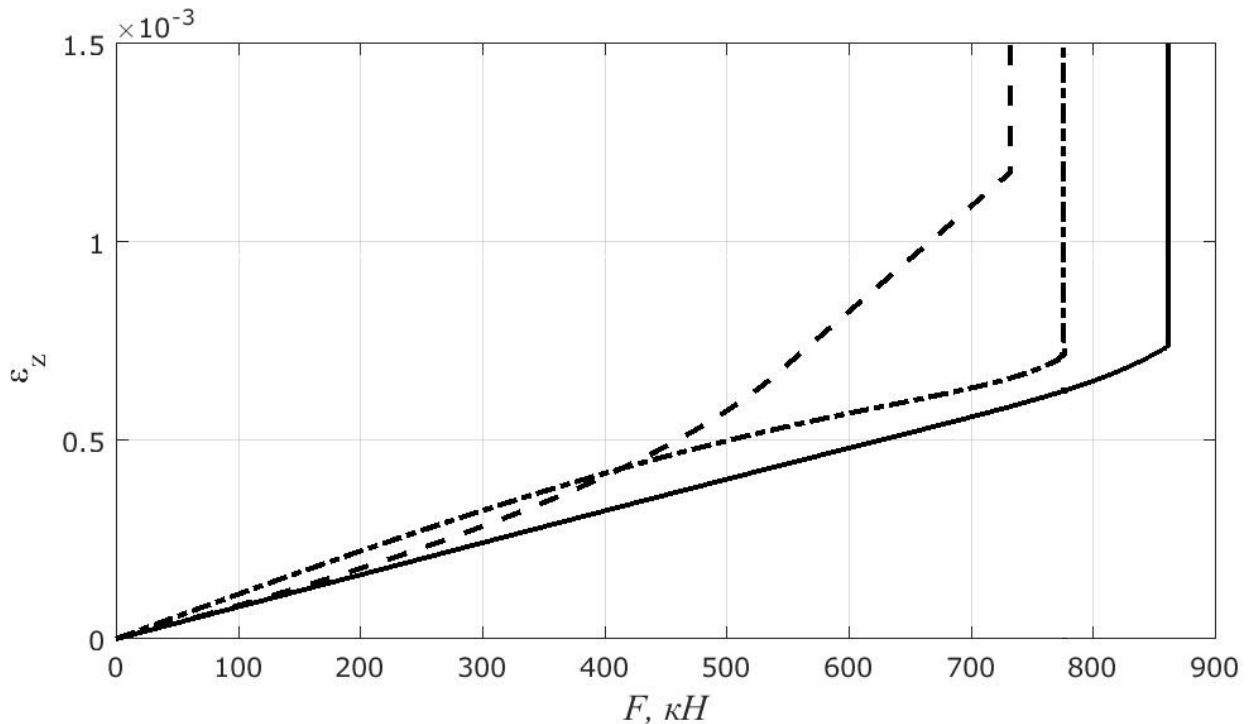


Рис. 2.6 – Зависимость осевой деформации от сжимающей нагрузки: сплошная линия – при совместной работе бетона и обоймы в окружном и осевом направлении, штриховая линия – при совместной работе только в осевом

направлении, штрихпунктирная линия – при совместной работе только в окружном направлении

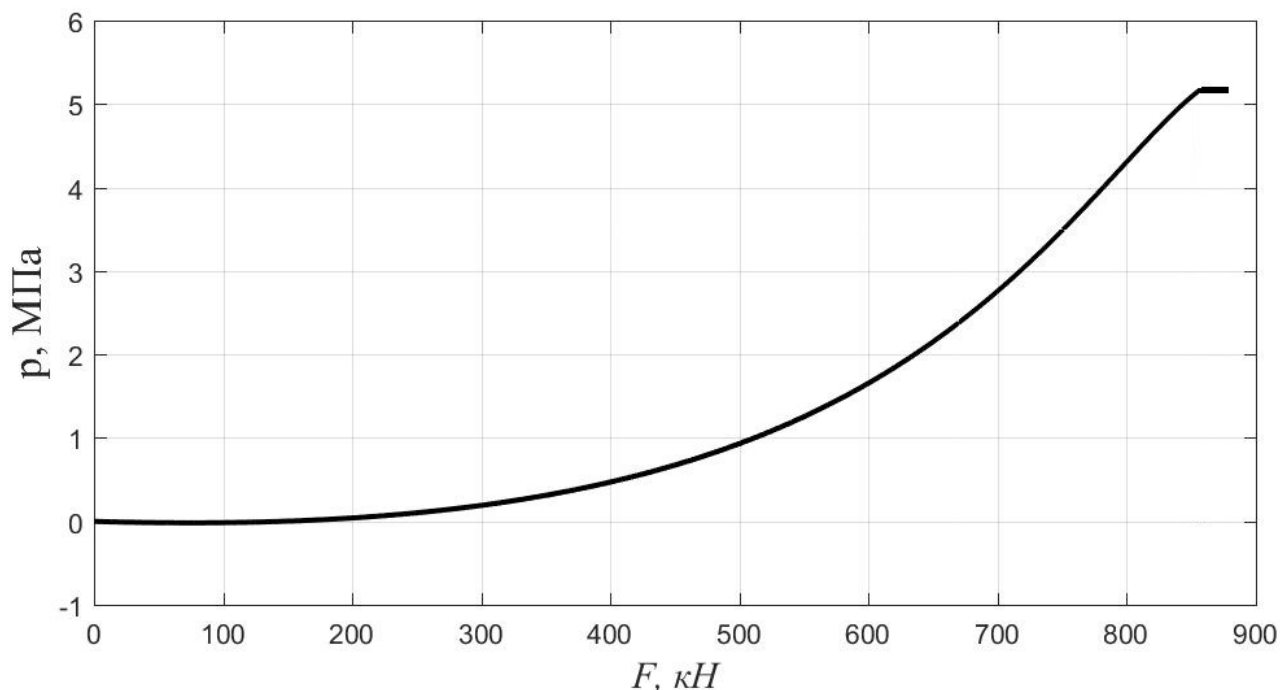


Рис. 2.7 – Изменение контактного давления в зависимости от величины сжимающей силы

Значения предельной нагрузки, полученные в [37] на основе четырех методов, а также их отклонения от решения автора приведены в табл. 2.1. Кроме того, в таблице представлен результат с использованием методики, изложенной в СП 266.1325800.2016 [11]. В действующих нормах проектирования сталежелезобетонных конструкций расчетные сопротивления при сжатии металла R_{pc} и бетона R_{bp} в трубобетонных элементах определяются по формулам:

$$R_{pc} = R_y - \frac{1}{4} R_y \left(1 - \frac{7,5e}{D_p - 2t_p} \right), \quad (2.38)$$

$$R_{bp} = R_b + \Delta R_b \left(1 - \frac{7,5e}{D_p - 2t_p} \right),$$

$$1 - \frac{7,5e}{D_p - 2t_p} \geq 0,$$

$$\Delta R_b = R_b \left(2 + 2,52 \cdot e^{-\frac{1}{c}(R_p A_p + R_b A_b)} \right) \frac{t_p}{D_p - 2t_p} \frac{R_p}{R_b}, c = 25 \text{ МН.}$$

где D_p – внешний диаметр трубы, t_p – толщина стенки трубы, R_y – расчетное сопротивление металла трубы, e – эксцентриситет продольной силы.

Лучшее совпадение результатов с решением автора наблюдается для метода Л.И. Стороженко. Из табл. 2.1 также видно, что по методике, представленной в СП 266.1325800.2016, предельная нагрузка оказывается на 7,1% выше.

Табл. 2.1 – Сравнение значений предельной нагрузки, полученных в [37], с решением автора

Метод	1	2	3	4	автор	СП 266.1325800.2016
Предельная нагрузка, кН	1128	980	815	1045	860	921
Отклонение от решения автора, %	31,2	14	5,23	21,5	0	7,1

Также данная задача моделировалась в трехмерной постановке с учетом физической нелинейности в программном комплексе ЛИРА-САПР. Бетон представлялся объемными призматическими КЭ, а стальная обойма – прямоугольными КЭ оболочки. Узлы бетона и стали принимались общими, контактное взаимодействие не учитывалось. В силу симметрии рассматривалась четверть конструкции. Расчетная схема представлена на рис. 2.8. На верхнем торце выполнялось объединение перемещений по z . Для бетона и стали задавался экспоненциальный закон деформирования (рис. 2.9 и рис. 2.10). Разрушающая нагрузка в результате расчета составила 840 кН, что отличается от нашего решения всего на 2.3%.

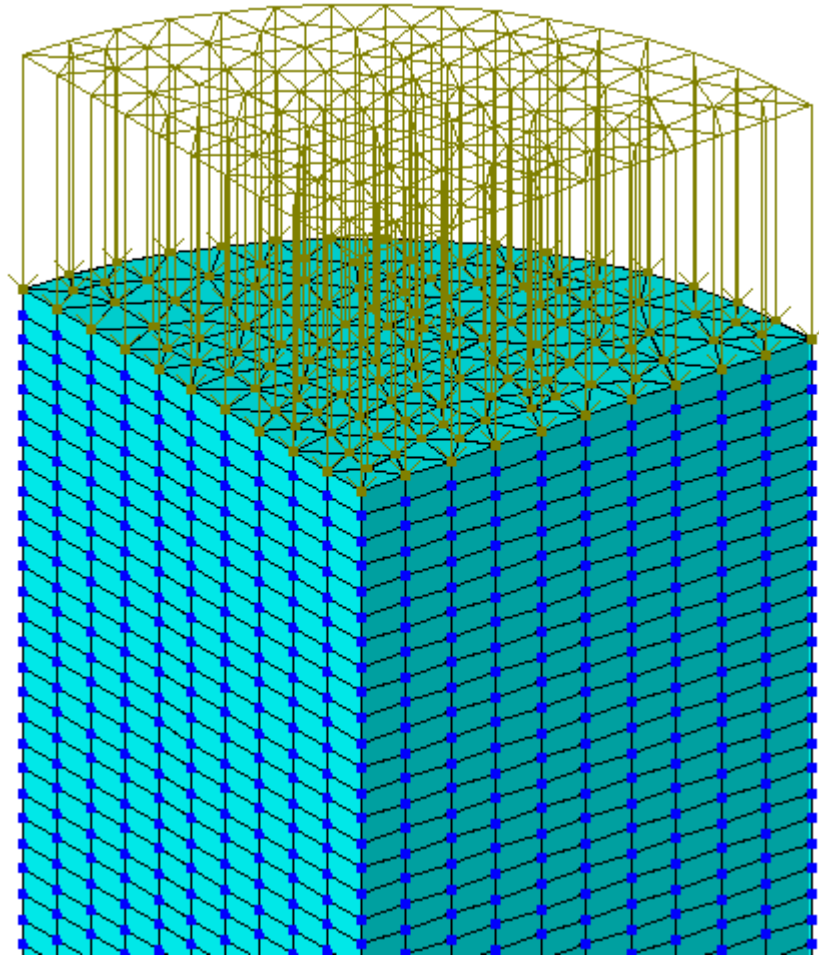


Рис. 2.8 – Расчетная схема в ПК ЛИРА-САПР

Закон нелинейного деформирования

31 - экспоненциальный (расчетная прочность) ε ▾

№ записи 1 [Новая] [Копировать] [Удалить]

Загрузить закон из файла

Комментарий

Параметры закона нелинейного деформирования

Параметры	Значения	
Класс бетона	B20	
Тип бетона	ТА	
E_0	26968.29	МПа
$\sigma(-)$	11.47378	МПа
$\sigma(+)$	0.9002505	МПа
$\varepsilon(-)$		
$\varepsilon(+)$		
К		

Нарисовать

Теории прочности (для КЭ пластин)

Сохранить закон в файл

Текущий закон Все законы проекта

Рис. 2.9 – Закон деформирования бетона

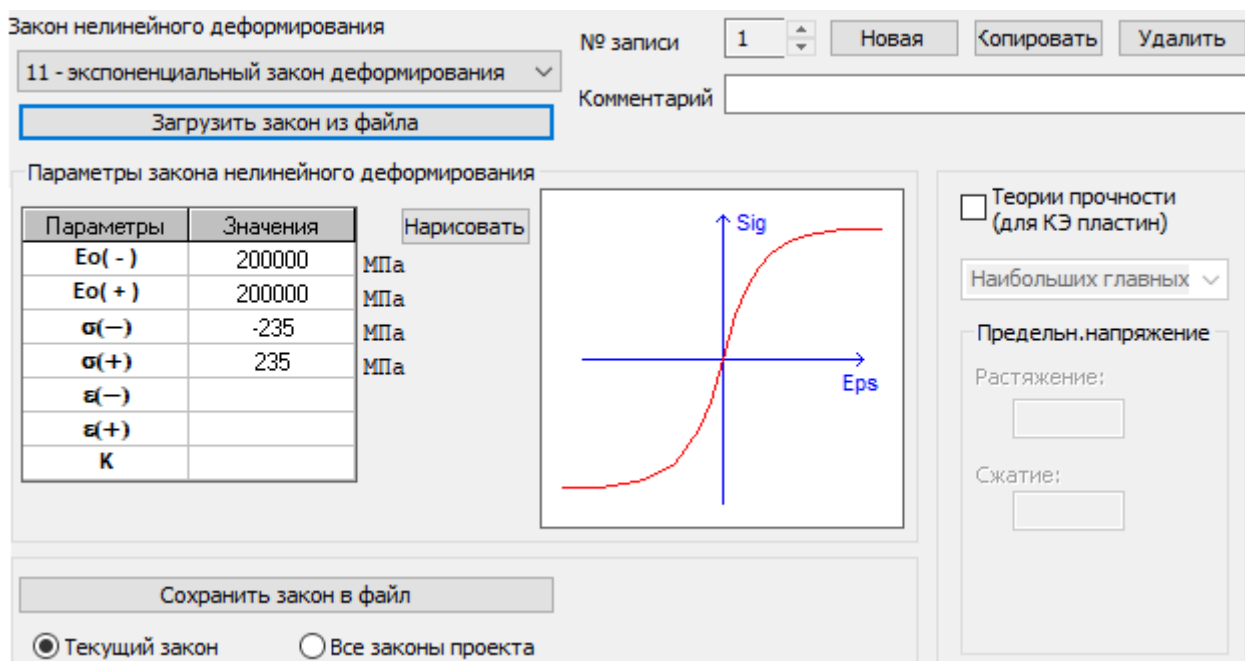


Рис. 2.10 – Закон деформирования стали

В работах Р.С. Санжаровского [28] и А.Л. Кришана [46] указывается, что деформации укорочения центрально сжатых ТБК в момент разрушения могут достигать 10-15% и более, однако достигаемая в экспериментах предельная величина сжимающей силы практического интереса не представляет, поскольку для строительных конструкций деформации 10-15% недопустимы. По результатам нашего расчета было установлено, что деформация, соответствующая наступлению предельного состояния, составила около $0,8 \cdot 10^{-3}$. Далее кривая $\epsilon_z(F)$ идет практически вертикально и наблюдается резкий рост деформаций.

Представленная на рис. 2.6 кривая построена с использованием для стали диаграммы Прандтля с неограниченной площадкой текучести. Для реального материала обоймы площадка текучести ограничена или отсутствует вообще, поэтому экспериментальная предельная нагрузка будет выше теоретической. В качестве примера приведем результаты расчета испытанной в работе А.И. Сагадатов [47] колонны со следующими характеристиками: прочность бетона при сжатии $R_b = 24.2$ МПа, предел текучести стали $R_s = 440$ МПа, диаметр обоймы $D = 159$ мм, толщина стенки $\delta = 6$ мм. На рис. 2.11 показано сравнение решения автора с экспериментальной кривой деформирования, представленной в [47]. По результатам расчета теоретическая предельная нагрузка составила 1909

кН, что на 6.46% ниже экспериментальной (2041 кН). В целом наблюдается достаточно хорошее совпадение кривых, полученных опытным и расчетным путем. Отметим, что при расчете по СП 266.1325800.2016 предельная нагрузка оказалась равной 2130 кН.

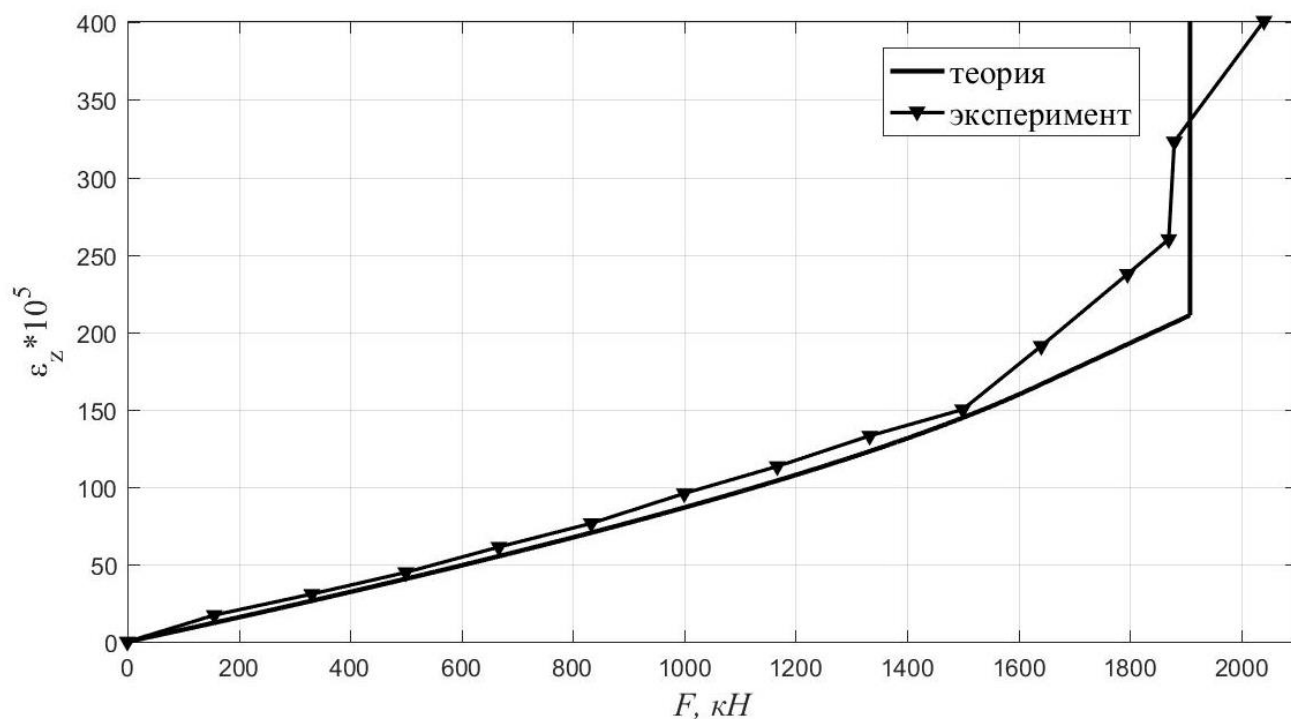


Рис. 2.11 – Сравнение решения автора с экспериментальными данными А.И. Сагадатова

Помимо работы А.И. Сагадатова было выполнено сравнение с результатами экспериментов для 265 центрально сжатых образцов круглого сечения, представленными в 26 различных работах. Образцы отличались диаметрами, толщиной стенки, классом бетона и пределом текучести стали. Диаметр колонн варьировался от 100 до 1020 мм, толщина стенки – от 0,86 до 13,25 мм, предел текучести стали от 165,8 до 853 МПа, призмечная прочность бетона при сжатии – от 16,7 до 114,3 МПа. Результаты сопоставления экспериментов с теорией представлены в таблице А.1. приложения А. Среднее значение отношения теоретического значения предельной нагрузки $N_{\text{теор}}$ к экспериментальному $N_{\text{эксп}}$ составило 0,95. Максимальное значение отношения $N_{\text{теор}}/N_{\text{эксп}}$ – 1,11,

минимальное – 0,81. Стандартное отклонение – 0,06, коэффициент вариации – 5,9%.

Предложенная методика также позволяет выполнить расчет трубобетонных колонн с предварительно обжатым бетонным ядром. Как указывает А.Л. Кришан [46], наибольший рост несущей способности наблюдается для конструкций с уровнем предварительного обжатия 3 МПа. Увеличение несущей способности при предварительном обжатии объясняется более плотной структурой бетона вследствие его твердения в стесненных условиях, работой бетона в условиях объемного напряженного состояния, а также обеспечением совместного деформирования стальной обоймы и бетона в поперечном направлении. Первый фактор может быть учтен путем повышения расчетного сопротивления бетона. Предварительное обжатие моделируется заданием начального напряжения в бетоне ($\sigma_r = \sigma_\theta = -p_0$).

Для анализа влияния бокового обжатия на несущую способность трубобетонной колонны нами был выполнен расчет центрально сжатой колонны из высокопрочного бетона при следующих исходных данных: $D = 159$ мм, $\delta = 6$ мм, $R_s = 440$ МПа, $R_b = 62.5$ МПа. На рис. 2.12 представлены графики изменения осевой деформации колонны в зависимости от величины сжимающей силы при различных значениях p_0 . Увеличение расчетного сопротивления бетона вследствие твердения в стесненных условиях при этом не учитывалось. Без бокового обжатия величина предельной нагрузки составила 2640 кН, а при $p_0 = 3$ МПа – 2762 кН. Таким образом, работа бетона в условиях дополнительного бокового обжатия привела к увеличению несущей способности всего на 4,6%. Однако в [48] отмечается, что предварительное обжатие бетона приводит к увеличению прочности колонн в 1,5-2,1 раза. Остальной прирост прочности вероятно связан с более плотной структурой бетона, твердеющего под давлением, и должен учитываться повышением расчетного сопротивления.

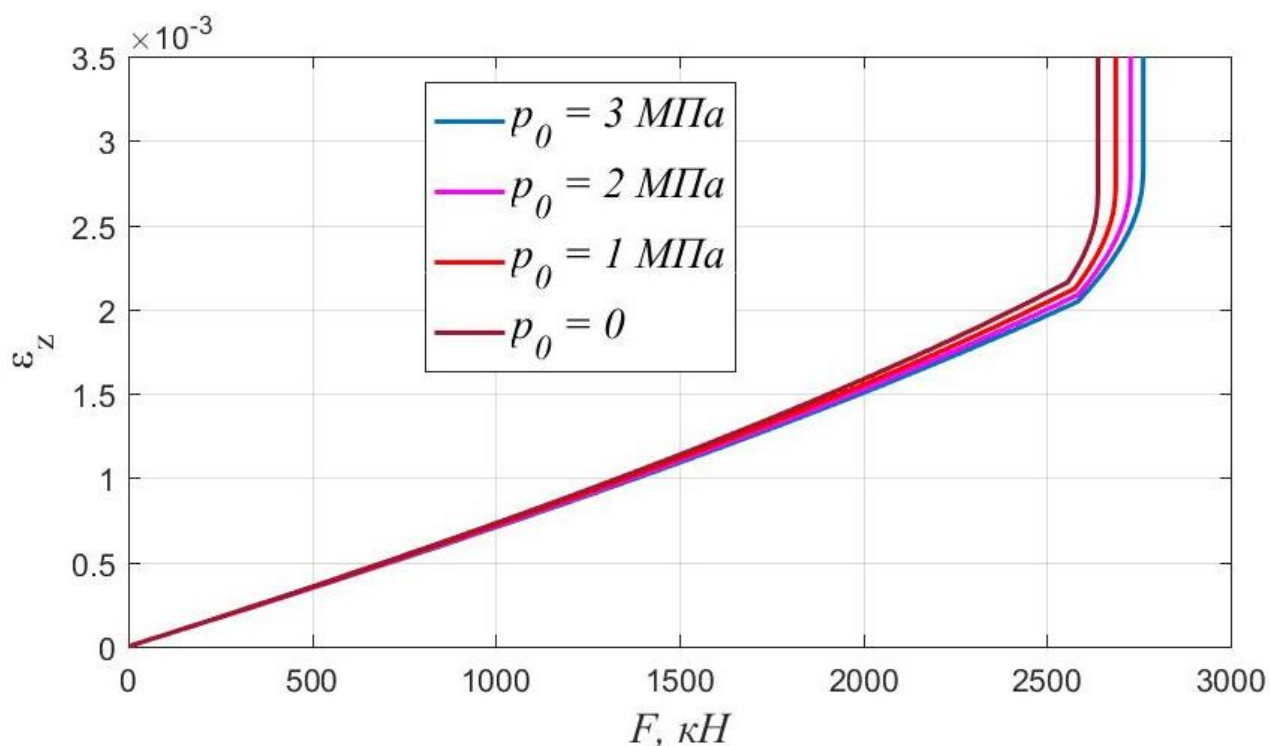


Рис. 2.12 – Влияние величины бокового обжатия p_0 на несущую способность трубобетонной колонны

Отметим также, что для колонн без предварительного обжатия ядра имеет место следующая закономерность. Чем выше класс бетона, тем позже в ядре начинают развиваться заметные дилатационные деформации, и тем позже бетон в поперечном направлении включается в совместную работу со стальной обоймой.

Это можно увидеть, сопоставляя рис. 2.7 и кривую, соответствующую $p_0 = 0$, на рис. 2.13, на которой более заметен участок с отрицательным контактным давлением. Как следствие, полученная при $p_0 = 0$ величина предельной нагрузки может оказаться несколько завышенной по причине отрыва стальной трубы от бетона. Вторым следствием является необходимость обязательного создания предварительного напряжения ядра в колоннах из высокопрочного бетона.

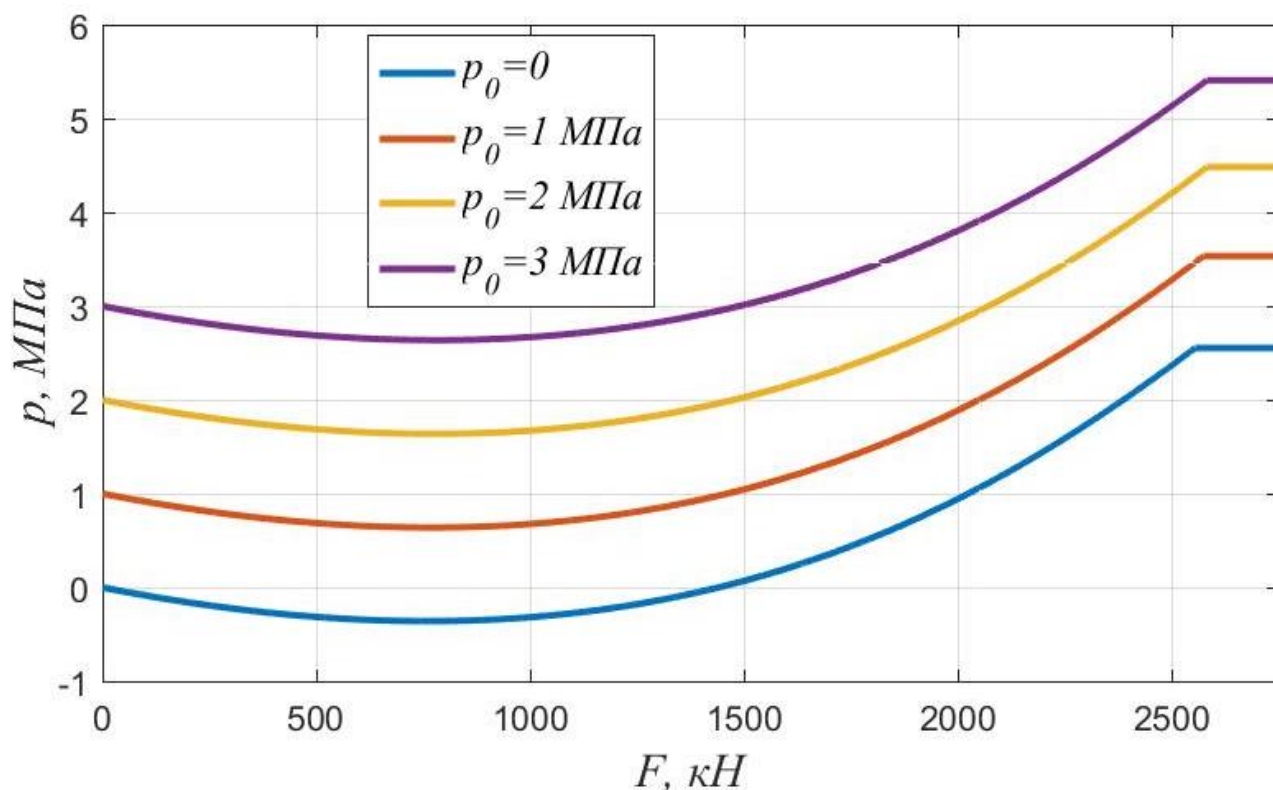


Рис. 2.13 – Изменение контактного давления между бетоном и стальной обоймой в зависимости от величины сжимающей силы при различных значениях p_0

2.4 Основные разрешающие уравнения для колонн кольцевого сечения

Элемент рассматриваемой конструкции представлен на рис. 2.14. Нами будет исследовано 2 случая:

1. Сжимающее усилие F передается на бетонное ядро и внутреннюю стальную оболочку, внешняя оболочка работает только на растяжение в кольцевом направлении. Силы трения между бетонным ядром и внешней оболочкой отсутствуют.
2. Внутренняя и внешняя оболочка воспринимают сжимающее усилие совместно с бетоном.

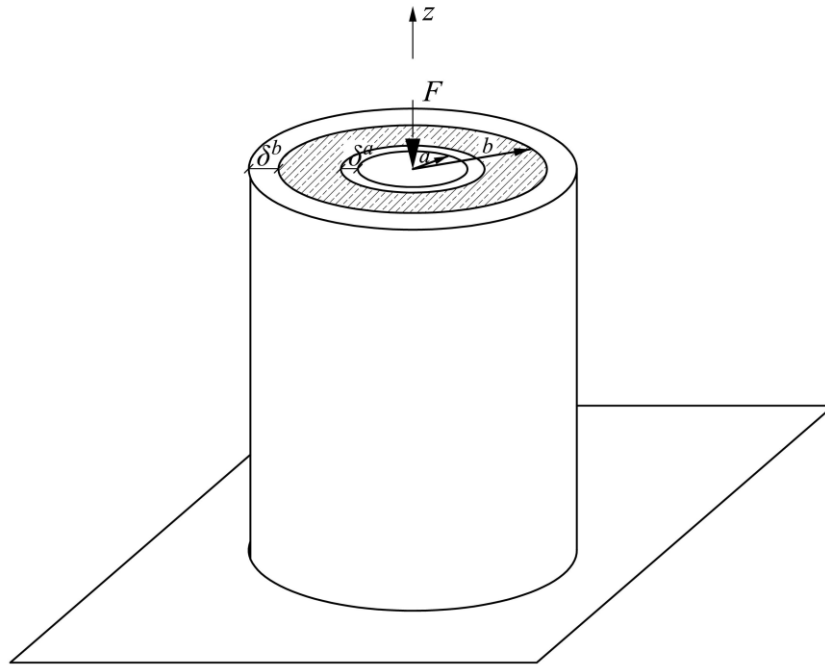


Рис. 2.14 – Трубобетонная колонна кольцевого сечения

Кольцевые напряжения во внутренней и внешней обойме можно вычислить по формулам:

$$\sigma_{s\theta}^a = -\frac{p_a a}{\delta^a}; \sigma_{s\theta}^b = \frac{p_b b}{\delta^b}, \quad (2.39)$$

где a и b – соответственно внутренний и внешний радиус бетонного ядра, p_a и p_b – внутреннее и внешнее контактное давление ($p_a = -\sigma_r(a)$, $p_b = -\sigma_r(b)$), δ^a и δ^b – толщина внутренней и внешней стальной оболочки.

Связь между напряжениями и деформациями в бетоне записывается в виде:

$$\begin{aligned} \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)) + \varepsilon_\theta^*; \\ \varepsilon_r &= \frac{1}{E} (\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)) + \varepsilon_r^*; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_\theta + \sigma_r)) + \varepsilon_z^*. \end{aligned} \quad (2.40)$$

Индексы « b », соответствующие бетону, здесь и далее будут опущены. При выводе основного уравнения будем предполагать, что модуль упругости бетона является функцией от r .

Бетон в обойме находится в условиях осесимметричной задачи, для которой справедливы следующие дифференциальные зависимости [49]:

$$\begin{aligned}\varepsilon'_\theta + \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} &= 0; \\ \sigma'_r + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0.\end{aligned}\tag{2.41}$$

Штрихом в формулах (2.41) обозначена производная по радиусу.

Выразим из (2.40) напряжение σ_z :

$$\sigma_z = \nu(\sigma_\theta + \sigma_r) + E(\varepsilon_z - \varepsilon_z^*).\tag{2.42}$$

Продифференцируем далее равенство (2.42) по r :

$$\sigma'_z = \nu(\sigma'_\theta + \sigma'_r) - (E\varepsilon_z^*)' + E'\varepsilon_z + E\varepsilon'_z.\tag{2.43}$$

Будем считать, что все точки торцевого сечения трубобетонной колонны перемещаются одинаково, т.е. деформация ε_z не зависит от r . Тогда равенство (2.43) переписывается в виде:

$$\sigma'_z = \nu(\sigma'_\theta + \sigma'_r) - (E\varepsilon_z^*)' + E'\varepsilon_z.\tag{2.44}$$

Выразим из (2.41) напряжение σ_θ :

$$\sigma_\theta = r\sigma'_r + \sigma_r.\tag{2.45}$$

Подставим далее (2.45) в (2.44):

$$\sigma'_z = \nu(r\sigma_r'' + 3\sigma_r') - (E\varepsilon_z^*)' + E'\varepsilon_z.\tag{2.46}$$

Подставив первое уравнение из (2.40) в первое уравнение из (2.41) с учетом (2.42) - (2.46), получим:

$$\begin{aligned}\sigma_r'' + \left(\frac{3}{r} - \frac{E'}{E}\right)\sigma_r' - \sigma_r \frac{1 - 2\nu}{Er(1 - \nu)}E' &= \\ &= -\frac{E}{(1 - \nu^2)r}((\varepsilon_\theta^*)' + \frac{\varepsilon_\theta^* - \varepsilon_r^*}{r} + \nu(\varepsilon_z^*)').\end{aligned}\tag{2.47}$$

Полученное уравнение совпадает с основным разрешающим уравнением для случая плоского деформированного состояния цилиндра [50]. При расчете по вязкоупругой модели можно положить $E = const$ и вместо (2.47) использовать следующее уравнение:

$$\sigma_r'' + \frac{3}{r}\sigma_r' = -\frac{E}{(1 - \nu^2)r}((\varepsilon_\theta^*)' + \frac{\varepsilon_\theta^* - \varepsilon_r^*}{r} + \nu(\varepsilon_z^*)').\tag{2.48}$$

Решение уравнения (2.47) выполняется численно методом конечных разностей. Перепишем данное уравнение в виде:

$$\sigma_r'' + \varphi(r)\sigma_r' + \psi(r)\sigma_r = f(r), \quad (2.49)$$

$$\text{где } \varphi(r) = \left(\frac{3}{r} - \frac{E'}{E}\right), \psi(r) = -\frac{1-2\nu}{Er(1-\nu)}E', f(r) = -\frac{E}{(1-\nu^2)r}((\varepsilon_\theta^*)' + \frac{\varepsilon_\theta^* - \varepsilon_r^*}{r} + \nu(\varepsilon_z^*)').$$

Интервал от a до b разбивается на n отрезков. Разностная аппроксимация уравнения (2.48) для узлов с $i = 2 \dots n$ записывается в виде:

$$\frac{\sigma_{i+1} - 2\sigma_i + \sigma_{i-1}}{\Delta r^2} + \varphi(r_i)\frac{\sigma_{i+1} - \sigma_{i-1}}{2\Delta r} + \psi(r_i)\sigma_i = f(r_i). \quad (2.50)$$

В итоге имеем $n - 1$ линейных уравнений с $n + 1$ неизвестными. К этим уравнениям необходимо добавить условия на внутренней и внешней поверхности бетонного ядра, в качестве которых выступает равенство кольцевых деформаций бетона и стали. С учетом (2.42) представим кольцевую деформацию бетона в следующем виде:

$$\begin{aligned} \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \nu[\sigma_r + \nu(\sigma_\theta + \sigma_r) + E(\varepsilon_z - \varepsilon_z^*)]) + \varepsilon_\theta^* = \\ &= \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \nu\sigma_r - \nu^2\sigma_\theta - \nu^2\sigma_r) + \varepsilon_\theta^* - \nu(\varepsilon_z - \varepsilon_z^*) = \\ &= \frac{1}{E_1}(\sigma_\theta - \nu_1\sigma_r) + \varepsilon_\theta^* + \nu\varepsilon_z^* - \nu\varepsilon_z, \end{aligned} \quad (2.51)$$

$$\text{где } E_1 = \frac{E}{1-\nu^2}; \nu_1 = \frac{\nu}{1-\nu}.$$

Приравнявая (2.51) к кольцевым деформациям трубы, с учетом (2.45), при $r = a$ получим следующее условие:

$$\frac{1}{E_1}(a\sigma_r' + \sigma_r(1 - \nu_1)) + \varepsilon_\theta^* + \nu\varepsilon_z^* - \nu\varepsilon_z = \frac{1}{E_s^a}\left(-\frac{p_a a}{\delta a} - \nu_s^a \sigma_{sz}^a\right), \quad (2.52)$$

где E_s^a и ν_s^a – соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона внутренней трубы.

Первая производная напряжения σ_r при $r = a$ аппроксимируется следующим образом:

$$\sigma_r'|_{r=a} = \frac{1}{2\Delta r}(-3\sigma_1 + 4\sigma_2 - \sigma_3). \quad (2.53)$$

При $r = b$ условие совместности кольцевых деформаций при отсутствии напряжений σ_{sz} во внешней обойме (случай 1) записывается в виде:

$$\frac{1}{E_1} (b\sigma_r' + \sigma_r(1 - \nu_1)) + \varepsilon_\theta^* + \nu\varepsilon_z^* - \nu\varepsilon_z = \frac{1}{E_s^b} \left(\frac{p_b b}{\delta^b} \right), \quad (2.54)$$

где E_s^b – модуль упругости внешней трубы.

Производная σ_r' при $r = b$ аппроксимируется следующим образом:

$$\sigma_r'|_{r=b} = \frac{1}{2\Delta r} (3\sigma_{n+1} - 4\sigma_n + \sigma_{n-1}). \quad (2.55)$$

Условия (2.52) и (2.54) содержат 2 дополнительные неизвестные: деформацию ε_z и напряжение σ_{sz}^a , поэтому для решения задачи необходимы еще 2 уравнения. В качестве первого уравнения выступает условие совместности деформаций бетона и внутренней трубы по z :

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{sz}^a = \frac{1}{E_s^a} \left(\sigma_{sz}^a + \nu_s^a \frac{p_a a}{\delta^a} \right). \quad (2.56)$$

Второе уравнение получим из условия, что сжимающее усилие F представляет сумму усилий, воспринимаемых бетоном и внутренней трубой:

$$F = F_b + F_s^a. \quad (2.57)$$

Усилие, воспринимаемое внутренней трубой, вычисляется как:

$$F_s^a = -\sigma_{sz}^a A_s^a, \quad (2.58)$$

где $A_s^a = 2\pi a \delta^a$ – площадь поперечного сечения внутренней трубы.

Усилие, воспринимаемое бетоном определяется следующим образом:

$$\begin{aligned} F_b &= -2\pi \int_a^b \sigma_z r dr = -2\pi \int_a^b (\nu(\sigma_\theta + \sigma_r) + E(r)(\varepsilon_z - \varepsilon_z^*)) r dr = \\ &= -2\pi\nu \int_a^b (r\sigma_r' + 2\sigma_r) r dr - \varepsilon_z \cdot 2\pi \int_a^b E(r) r dr + 2\pi \int_a^b \varepsilon_z^* r dr. \end{aligned} \quad (2.59)$$

Применим при вычислении первого интеграла в (2.59) интегрирование по частям:

$$\int_a^b (r\sigma_r' + 2\sigma_r)rdr = \int_a^b r^2\sigma_r' dr + 2 \int_a^b \sigma_r r dr = \left. \begin{array}{l} u = r^2 \\ dv = \sigma_r' dr \\ du = 2rdr \\ v = \sigma_r \end{array} \right| \quad (2.60)$$

$$= r^2\sigma_r|_a^b - 2 \int_a^b \sigma_r r dr + 2 \int_a^b \sigma_r r dr = b^2\sigma_r(b) - a^2\sigma_r(a)$$

Окончательно условие (2.57) принимает вид:

$$F = -\sigma_{sz}^a A_s^a - 2\pi\nu(b^2\sigma_r(b) - a^2\sigma_r(a)) - \varepsilon_z \cdot 2\pi \int_a^b E(r) r dr + \quad (2.61)$$

$$+ 2\pi \int_a^b \varepsilon_z^* r dr.$$

Таким образом, для случая, когда сжимающие усилия воспринимает только внутренняя труба, при разбиении интервала $[a; b]$ на n отрезков задача сводится к $n + 3$ линейных алгебраических уравнений с $n + 3$ неизвестных.

В случае, когда сжимающие усилия воспринимает и внутренняя, и внешняя труба условие (2.61) переписывается в виде:

$$F = -\sigma_{sz}^a A_s^a - \sigma_{sz}^b A_s^b - 2\pi\nu(b^2\sigma_r(b) - a^2\sigma_r(a)) - \varepsilon_z \cdot 2\pi \int_a^b E(r) r dr + \quad (2.62)$$

$$+ 2\pi \int_a^b \varepsilon_z^* r dr,$$

где $A_s^b = 2\pi b\delta^b$ – площадь поперечного сечения внешней трубы

В уравнении (2.61) появляется дополнительная неизвестная σ_{sz}^b . В качестве дополнительного уравнения выступает условие совместности деформаций по z бетона и внешней трубы:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{sz}^b = \frac{1}{E_s^b} \left(\sigma_{sz}^b - \nu_s^b \frac{p_b b}{\delta^b} \right), \quad (2.63)$$

где ν_s^b – коэффициент Пуассона внешней трубы.

Таким образом, в этом случае общее число уравнений и неизвестных равно $n + 4$.

В упругой постановке рассмотренная задача имеет аналитическое решение. Напряжения в толстостенном цилиндре, находящемся под действием внутреннего и внешнего давления, определяются из известного решения задачи Ламе [51]:

$$\begin{aligned}\sigma_r &= \frac{(p_b - p_a)a^2b^2}{(b^2 - a^2)r^2} + \frac{p_a a^2 - p_b b^2}{b^2 - a^2}; \\ \sigma_\theta &= -\frac{(p_b - p_a)a^2b^2}{(b^2 - a^2)r^2} + \frac{p_a a^2 - p_b b^2}{b^2 - a^2}.\end{aligned}\quad (2.64)$$

Подставив (2.64) в (2.42) при $\varepsilon_z^* = 0$ получим:

$$\sigma_z = 2\nu \frac{p_a a^2 - p_b b^2}{b^2 - a^2} + E\varepsilon_z.\quad (2.65)$$

Из формулы (2.65) видно, что напряжение σ_z не зависит от радиуса, и мы его примем в качестве одной из неизвестных наряду с p_a и p_b .

Окружные напряжения на внутренней и внешней поверхности бетонного цилиндра запишутся в виде:

$$\begin{aligned}\sigma_\theta(a) &= \frac{p_a(a^2 + b^2) - 2p_b b^2}{b^2 - a^2}; \\ \sigma_\theta(b) &= \frac{2p_a a^2 - p_b(a^2 + b^2)}{b^2 - a^2}.\end{aligned}\quad (2.66)$$

Условия совместности деформаций по θ и z бетона и стали при $r = a$ запишутся в виде:

$$\frac{1}{E} \left(p_a \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} - p_b \frac{2b^2}{b^2 - a^2} + \nu p_a - \nu \sigma_z \right) = -\frac{p_a a}{E_s^a \delta a} - \nu_s^a \frac{\sigma_{sz}^a}{E_s^a};\quad (2.67)$$

$$\frac{1}{E} \left(\sigma_z - 2\nu \frac{p_a a^2 - p_b b^2}{b^2 - a^2} \right) = \frac{1}{E_s^a} \left(\sigma_{sz}^a + \nu_s^a \frac{p_a a}{\delta a} \right).\quad (2.68)$$

При $r = b$ в случае работы внешней обоймы только на растяжение в кольцевом направлении условие совместности кольцевых деформаций примет вид:

$$\frac{1}{E} \left(p_a \frac{2a^2}{b^2 - a^2} - p_b \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu p_b - \nu \sigma_z \right) = \frac{p_b b}{E_s^b \delta b}.\quad (2.69)$$

В качестве четвертого уравнения в указанном случае выступает условие:

$$\sigma_z A_b + \sigma_{sz}^a A_s^a = -F, \quad (2.70)$$

где $A_b = \pi(b^2 - a^2)$ – площадь поперечного сечения бетонного ядра.

Уравнения (2.67)-(2.70) содержат 4 неизвестные: p_a , p_b , σ_z , σ_{sz}^a , таким образом их достаточно для определения НДС трубобетонной колонны.

Если внешняя обойма по z деформируется совместно с бетоном, условия (2.69) и (2.70) принимают вид:

$$\frac{1}{E} \left(p_a \frac{2a^2}{b^2 - a^2} - p_b \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu p_b - \nu \sigma_z \right) = \frac{p_b b}{E_s^b \delta^b} - \nu_s^b \frac{\sigma_{sz}^b}{E_s^b}; \quad (2.71)$$

$$\sigma_z A_b + \sigma_{sz}^a A_s^a + \sigma_{sz}^b A_s^b = -F. \quad (2.72)$$

Уравнения (2.67), (2.68), (2.71), (2.72) содержат 5 неизвестных: p_a , p_b , σ_z , σ_{sz}^a , σ_{sz}^b . В качестве пятого уравнения в этом случае выступает условие совместности деформаций по z для бетона и внешней обоймы:

$$\frac{1}{E} \left(\sigma_z - 2\nu \frac{p_a a^2 - p_b b^2}{b^2 - a^2} \right) = \frac{1}{E_s^b} \left(\sigma_{sz}^b - \nu_s^b \frac{p_b b}{\delta^b} \right). \quad (2.73)$$

2.5 Напряженно-деформированное состояние колонн кольцевого сечения с учетом мгновенной нелинейности деформирования

Для случая 1, когда внешняя обойма воспринимает только окружные напряжения, был выполнен расчет при следующих исходных данных: $a = 0,05$ м, $b = 0,15$ м, $\delta^a = \delta^b = 1$ мм, $E_{b0} = 3,25 \cdot 10^4$ МПа, $R_b = 22$ МПа, $R_{bt} = 1,8$ МПа, $R_s = 400$ МПа. На рис. 2.15 приведен полученный в результате график изменения осевой деформации ε_z в зависимости от величины сжимающей силы. Предельная нагрузка по результатам расчета составила 1650 кН. Данный случай интересен тем, что при отсутствии предварительного обжатия контактное давление p_a между бетоном и внутренней оболочкой при упругой работе конструкции положительно, но с развитием дилатационных деформаций оно снижается и в определенный момент становится отрицательным, что может привести к отрыву внутренней оболочки от бетонного ядра. Контактное давление p_b между бетоном и внешней обоймой всегда положительно и с увеличением нагрузки только возрастает. График

изменения контактных давлений p_a и p_b в зависимости от нагрузки приведены на рис. 2.16.

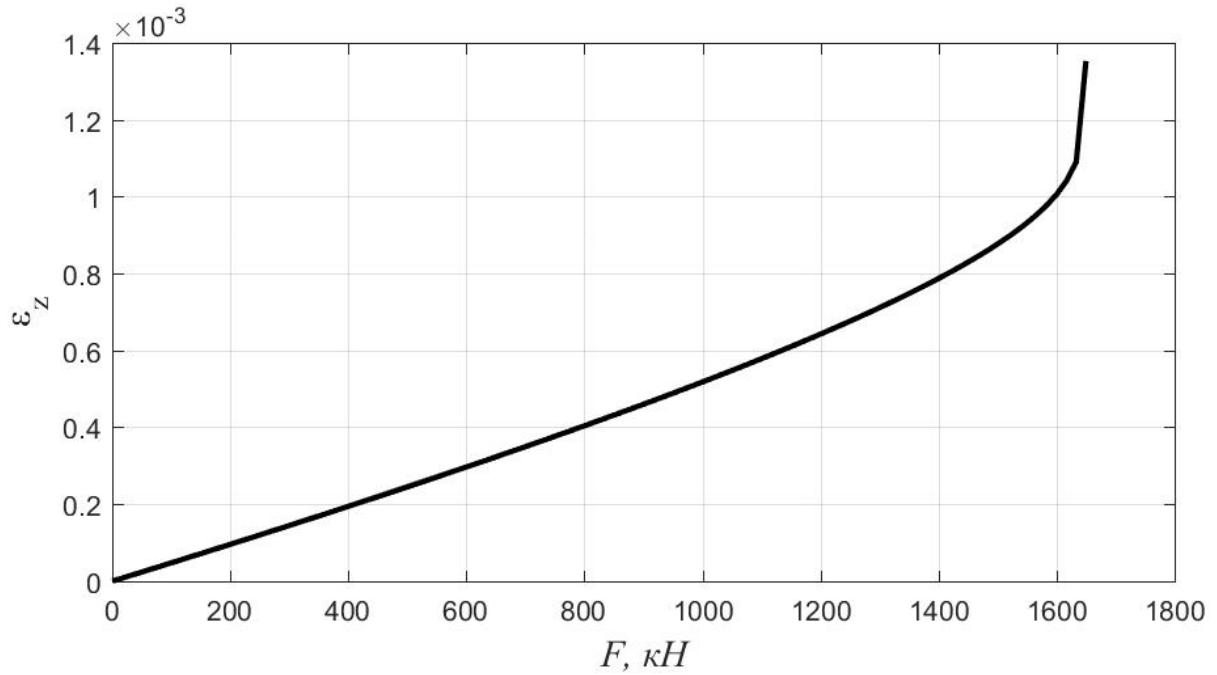


Рис. 2.15 – Изменение осевой деформации в зависимости от величины сжимающей силы

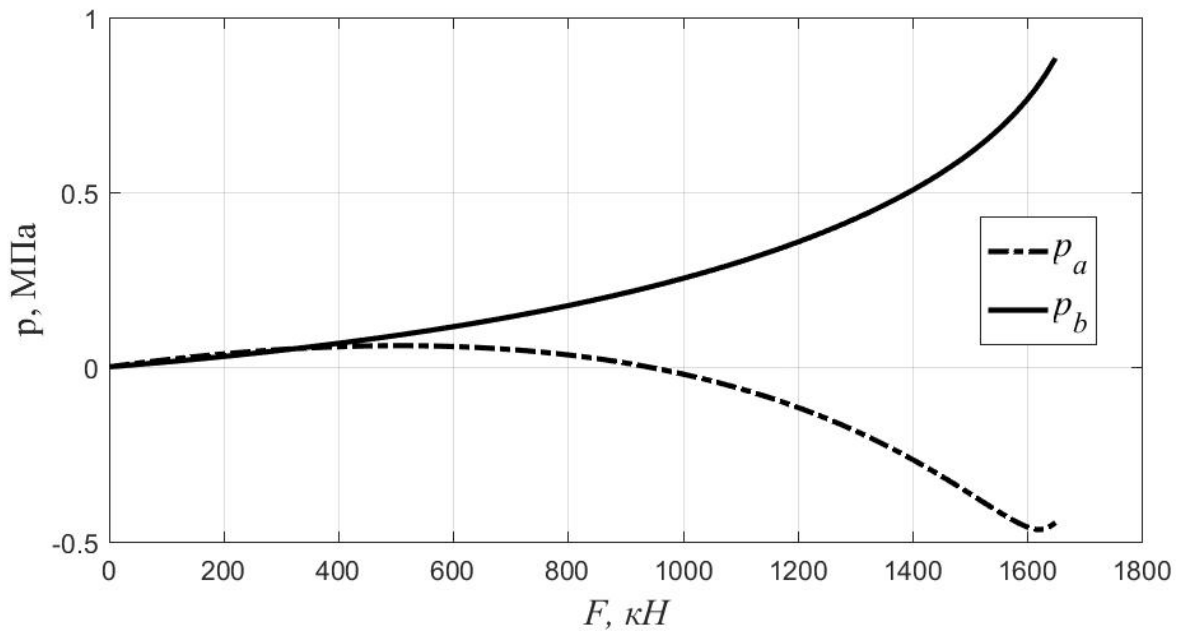


Рис. 2.16 – Изменение контактных давлений p_a и p_b в зависимости от величины сжимающей силы

В упругой постановке данная задача впервые была решена в [52], и там также отмечалось, что контактное давление между внутренней трубой и бетонным ядром положительно.

При тех же исходных данных был выполнен расчет для случая 2, когда обе стальные оболочки в продольном направлении деформируются совместно с бетоном. График зависимости осевой деформации от нагрузки приведен на рис. 2.17. Предельная нагрузка в этом случае составила 1975 кН, что выше, чем в рассмотренном ранее варианте. Штриховой линией на рис. 2.17 показано решение без учета поперечных деформаций бетона и стальной обоймы, которое дает значение $F_{ult} = 1610$ кН.

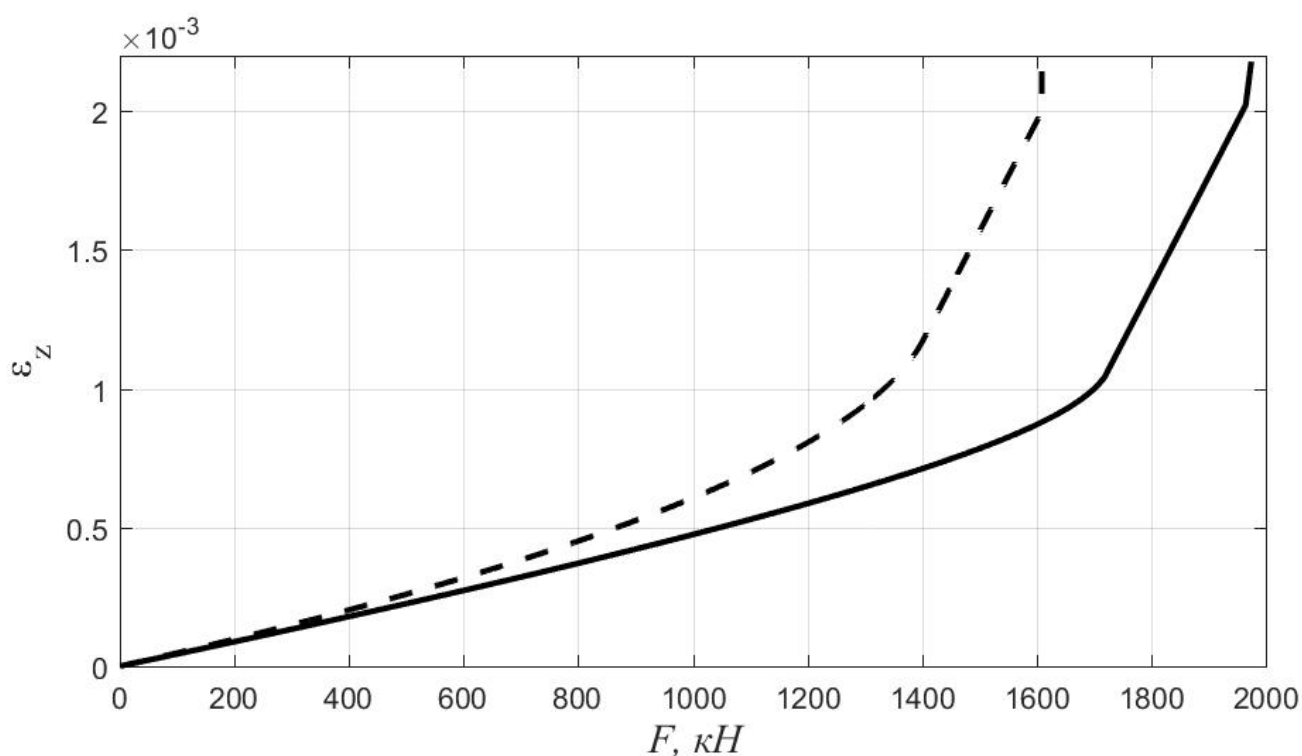


Рис. 2.17 – Зависимость осевой деформации колонны от нагрузки

Что касается контактного давления, между внутренней оболочкой и бетоном при небольших уровнях нагрузки оно положительное, а затем становится отрицательным. Между внешней оболочкой и ядром наоборот, при малых нагрузках оно отрицательное, а затем становится положительным. Графики изменения p_a и p_b в зависимости от сжимающей силы приведены на рис. 2.18.

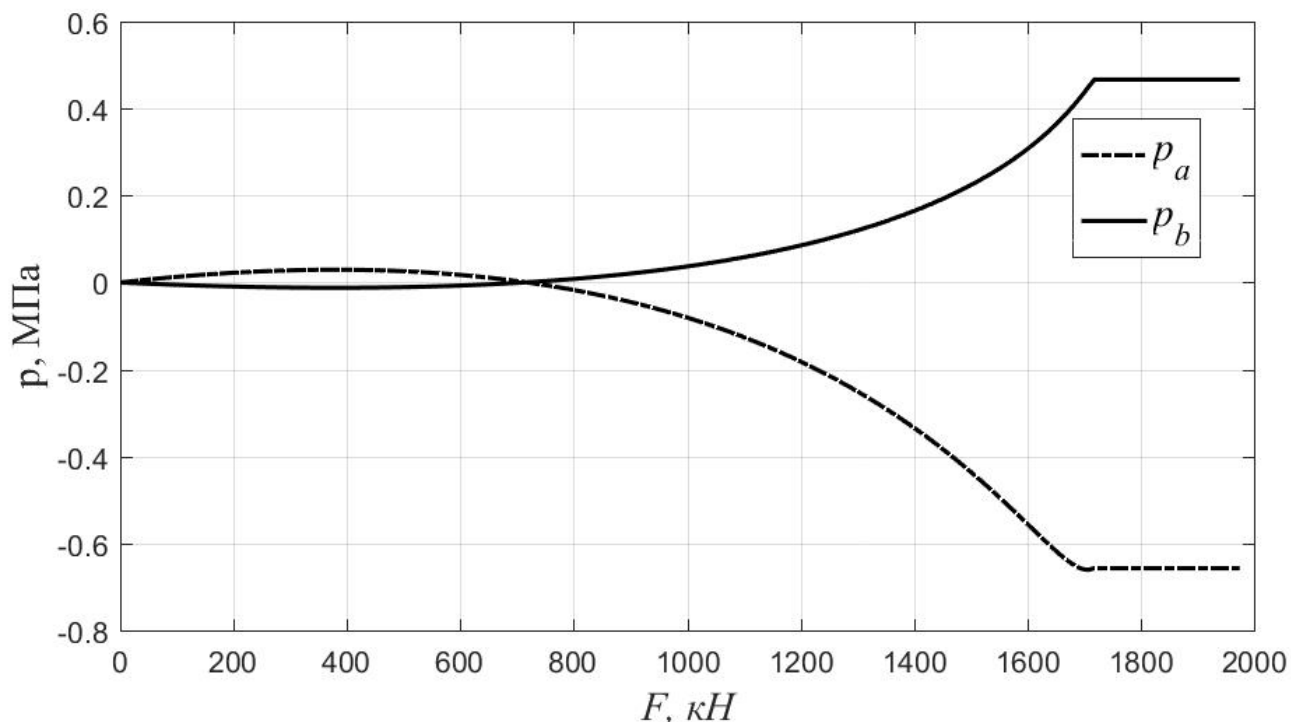


Рис. 2.18 – Изменение контактных давлений в зависимости от величины нагрузки

Для обеспечения совместной работы стальных оболочек с бетоном на ранних стадиях загрузки в колоннах кольцевого сечения А.Л. Кришаном предложено производить предварительное обжатие бетонного ядра путем длительного прессования бетонной смеси с использованием пустотообразователя специальной конструкции, либо путем последовательного вдавливания в бетонную смесь вдоль направляющего стержня, расположенного коаксиально внешней обойме, трех стальных трубок, имеющих разные диаметры [46].

Как было сказано ранее, помимо обеспечения совместности поперечных деформаций бетона и стали, предварительное обжатие приводит к увеличению несущей способности колонн вследствие их работы в условиях объемного напряженного состояния и более плотной структуры бетона. На рис. 2.19 приведены графики изменения осевой деформации в зависимости от величины сжимающей силы при различных уровнях предварительного обжатия, построенные при таких же исходных данных, как и ранее. При уровне $p_0 = 3$ МПа по сравнению с колонной с необжатым ядром прирост несущей способности только за счет работы бетона в условиях трехосного сжатия составил 26,6%.

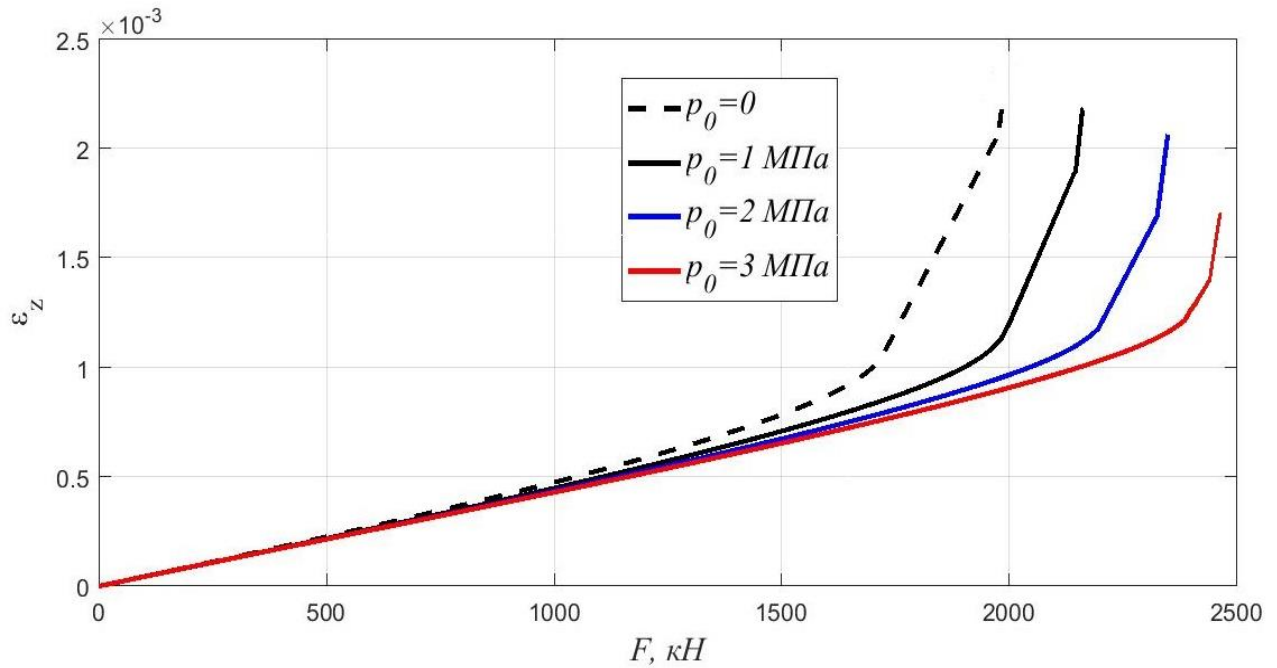


Рис. 2.19 – Изменение осевой деформации в зависимости от нагрузки при различных уровнях предварительного обжатия

2.6 Напряженно-деформированное состояние колонн кольцевого сечения с учетом ползучести

Как и в предыдущем параграфе, нами были рассмотрены 2 случая, когда внешняя оболочка воспринимает только окружные напряжения, и когда она воспринимает напряжения σ_{sz} и $\sigma_{s\theta}$. Расчет выполнялся при следующих исходных данных: $F = 450$ кН, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $E_b = 3 \cdot 10^4$ МПа, $a = 5$ см, $b = 15$ см, $\delta^a = 1$ мм, $\delta^b = 3$ мм. Реологические параметры бетона такие же, как в параграфе 2.2.

На рис. 2.20 представлен график изменения во времени осевой деформации ε_z для первого случая. В процессе ползучести она выросла в 2,3 раза. По аналогии с колонной круглого поперечного сечения наблюдается перераспределение напряжений по z между бетонным ядром и внутренней стальной оболочкой. Соответствующие графики приведены на рис. 2.21 и рис. 2.22. В бетоне напряжения σ_{bz}^a по абсолютному значению снизились на 4,7%, а во внутренней

оболочке напряжения σ_{sz}^a выросли в 2,3 раза пропорционально величине осевой деформации.

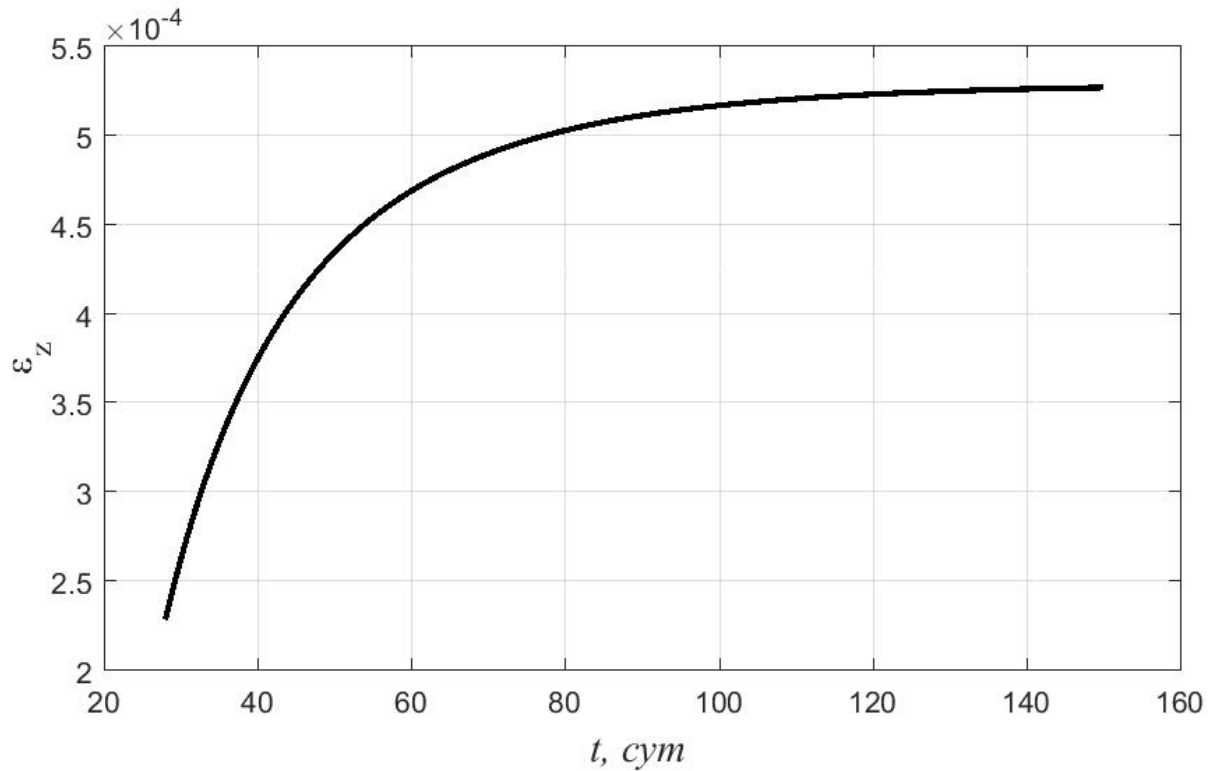


Рис. 2.20 – Изменение во времени осевой деформации

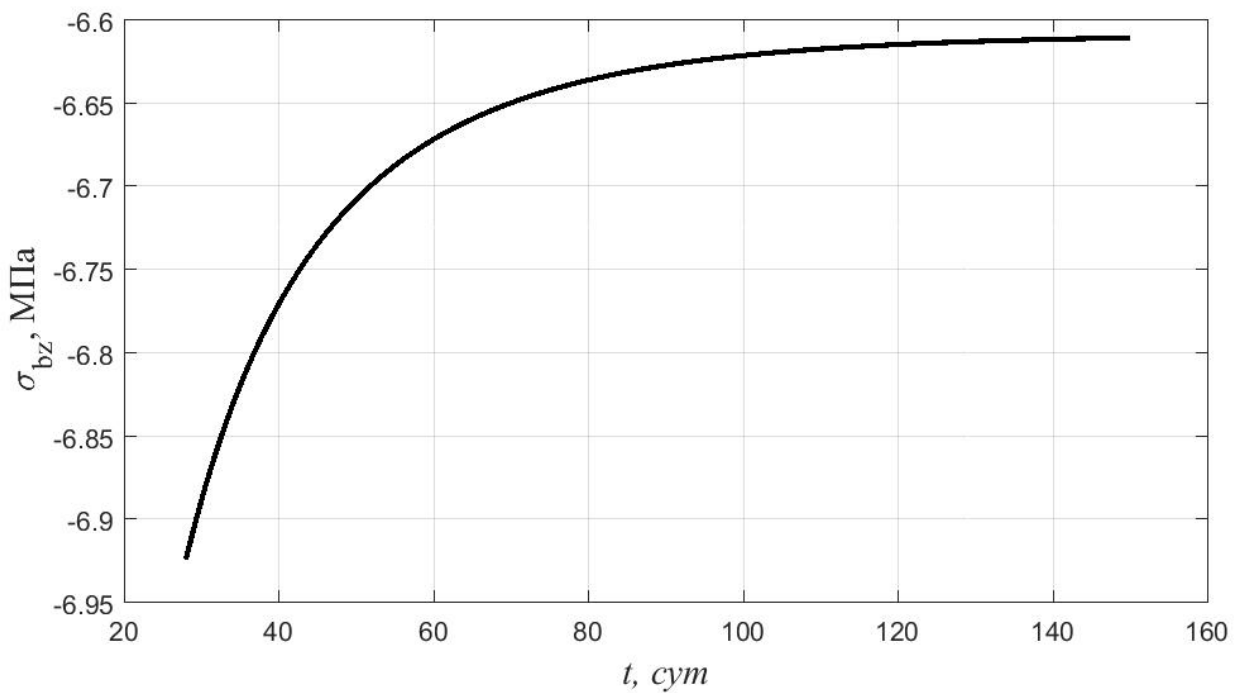


Рис. 2.21 – Изменение во времени напряжений σ_{bz}

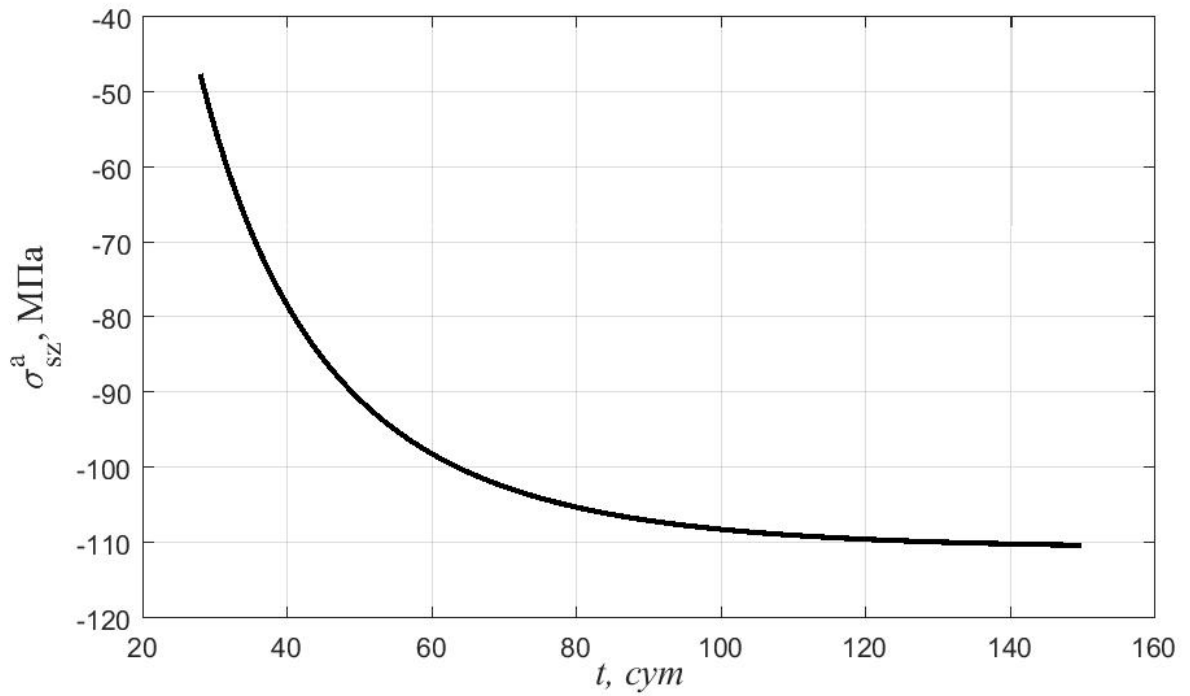


Рис. 2.22 – Изменение во времени напряжений σ_{sz}^a

Контактные давления p_a и p_b во времени заметно возрастают, что показывает рис. 2.23.

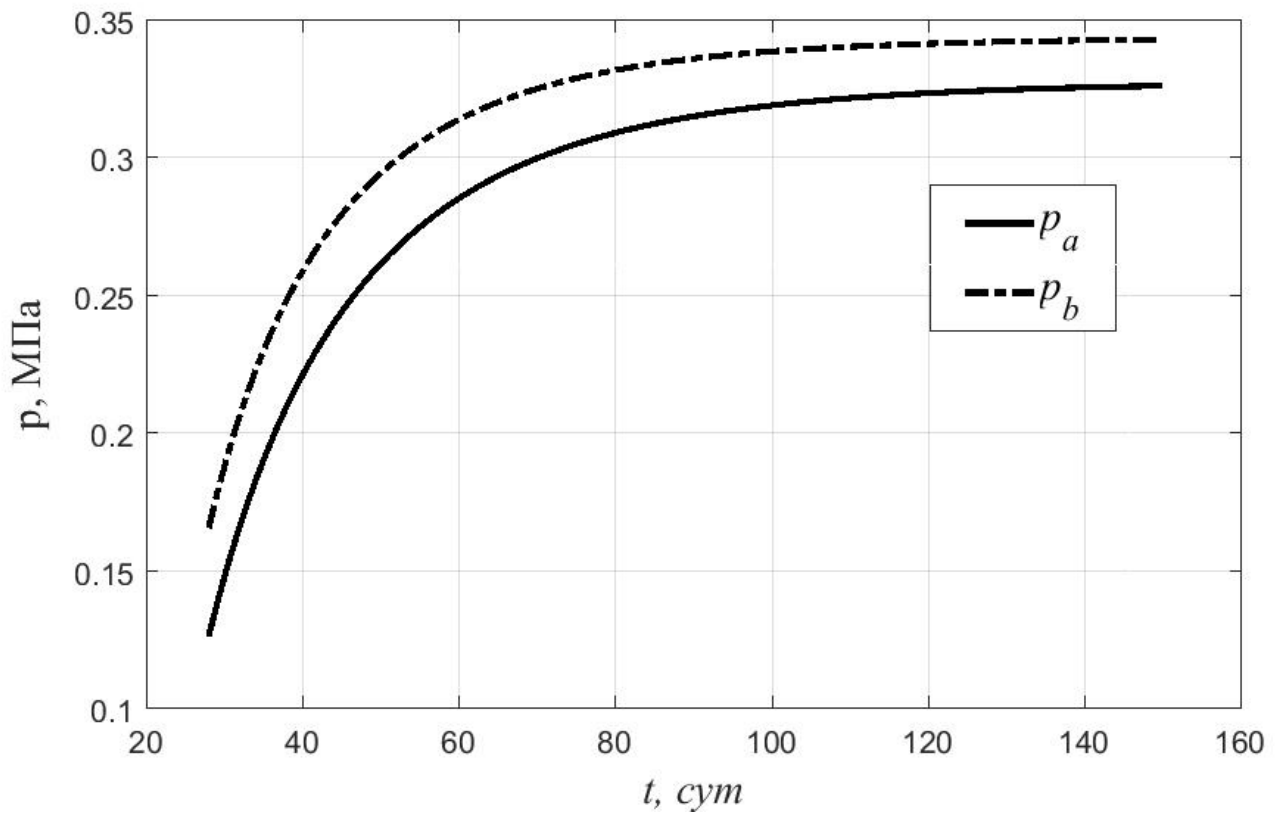


Рис. 2.23 – Изменение во времени контактных давлений p_a и p_b

Для случая совместного деформирования внешней обоймы с бетоном в продольном направлении расчет выполнялся при тех же исходных данных. Учитывалось начальное напряжение бокового обжатия p_0 .

Графики изменения во времени контактных давлений p_a и p_b при различных значениях p_0 приведены на рис. 2.24 и рис. 2.25. На первом из рисунков для наглядности показаны значения по отношению к p_0 .

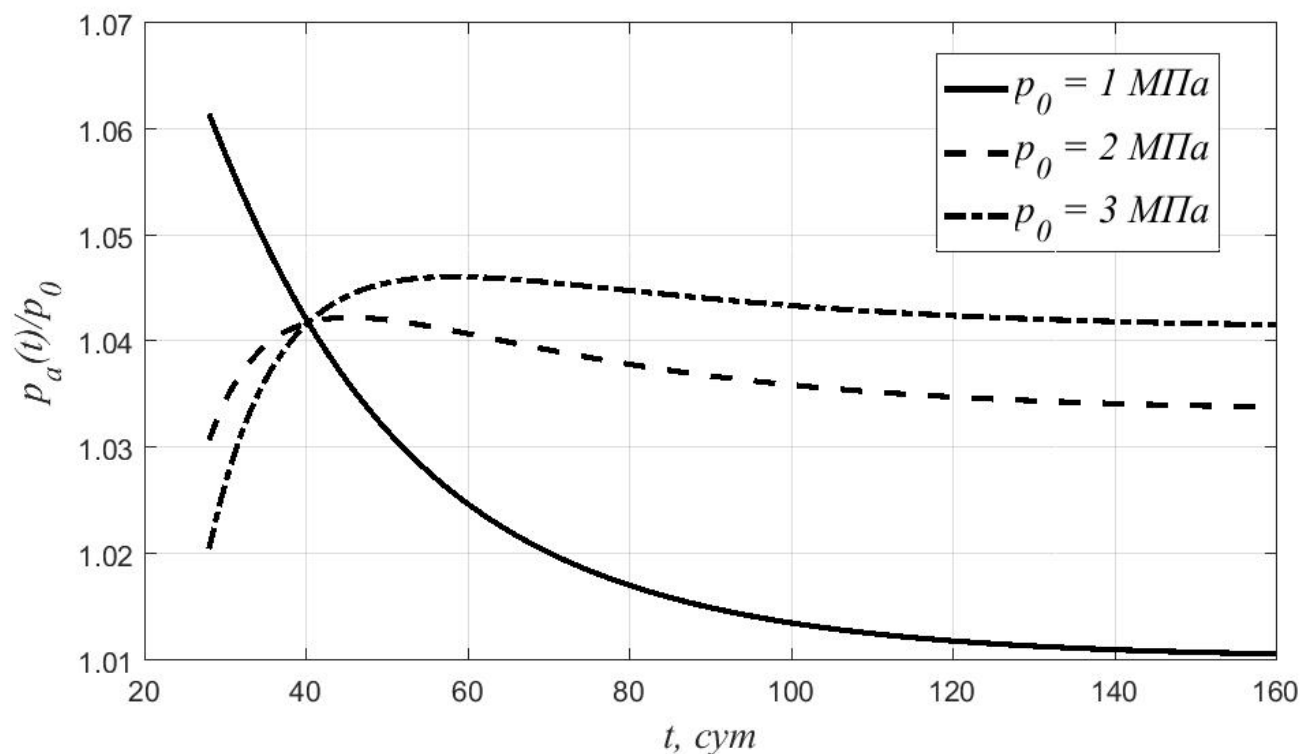


Рис. 2.24 – Изменение контактного давления p_a во времени при различных значениях p_0

Из рис. 2.24 видно, что в зависимости от величины p_0 меняется характер изменения контактного давления p_a во времени. При $p_0 = 1$ МПа оно только убывает, а при больших значениях давления сначала возрастает и затем убывает. Рис. 2.25 показывает, что контактное давление p_b во времени снижается независимо от величины p_0 .

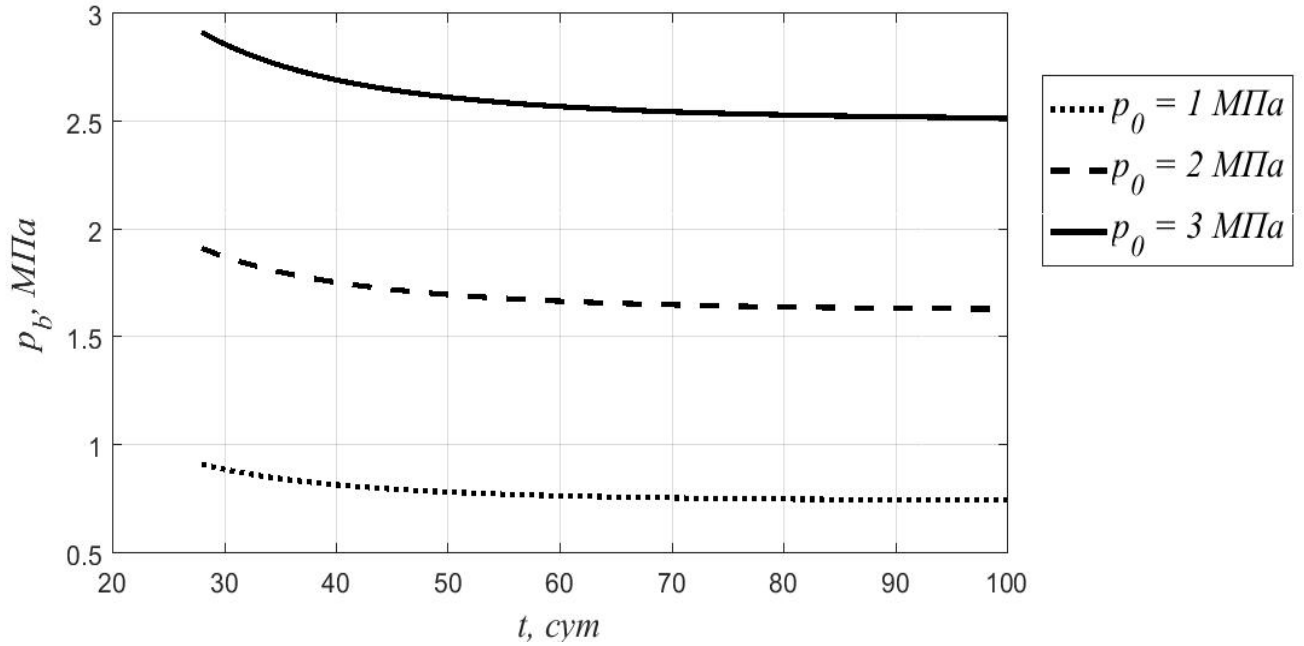


Рис. 2.25 – Изменение контактного давления p_b во времени при различных значениях p_0

Графики изменения осевой деформации ε_z , напряжений σ_{bz} , σ_{sz}^a , σ_{sz}^b во времени при различных значениях p_0 приведены на рис. 2.26 - рис. 2.29. Поскольку внешняя обойма включается в совместную работу с бетоном по оси z , перераспределение напряжений между сталью и бетоном по сравнению с предыдущей задачей более выраженное.

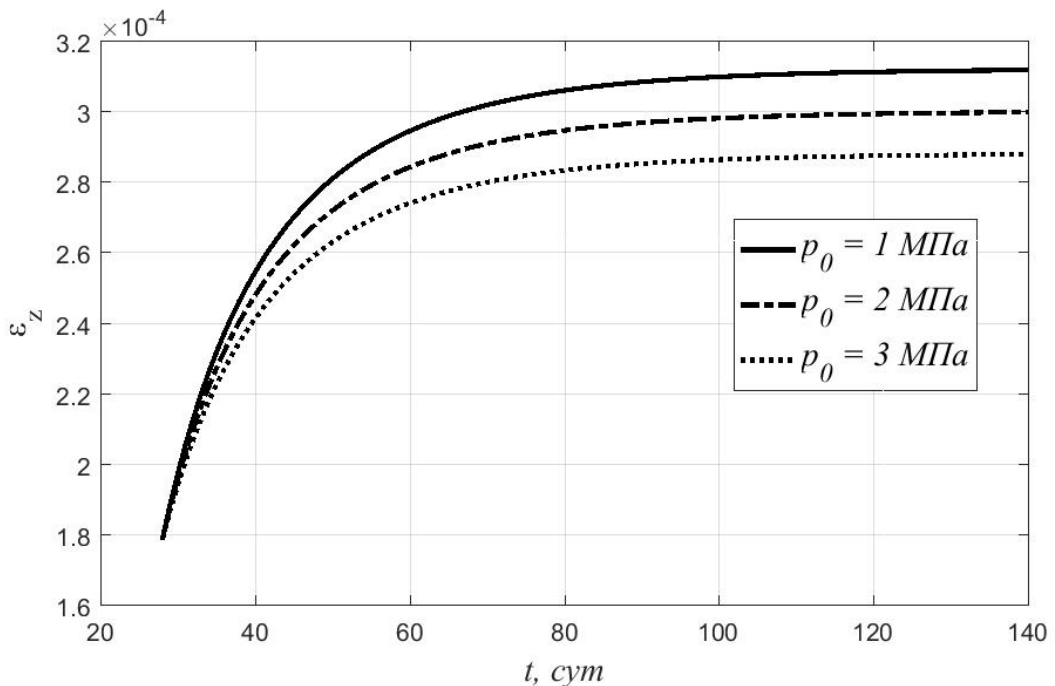
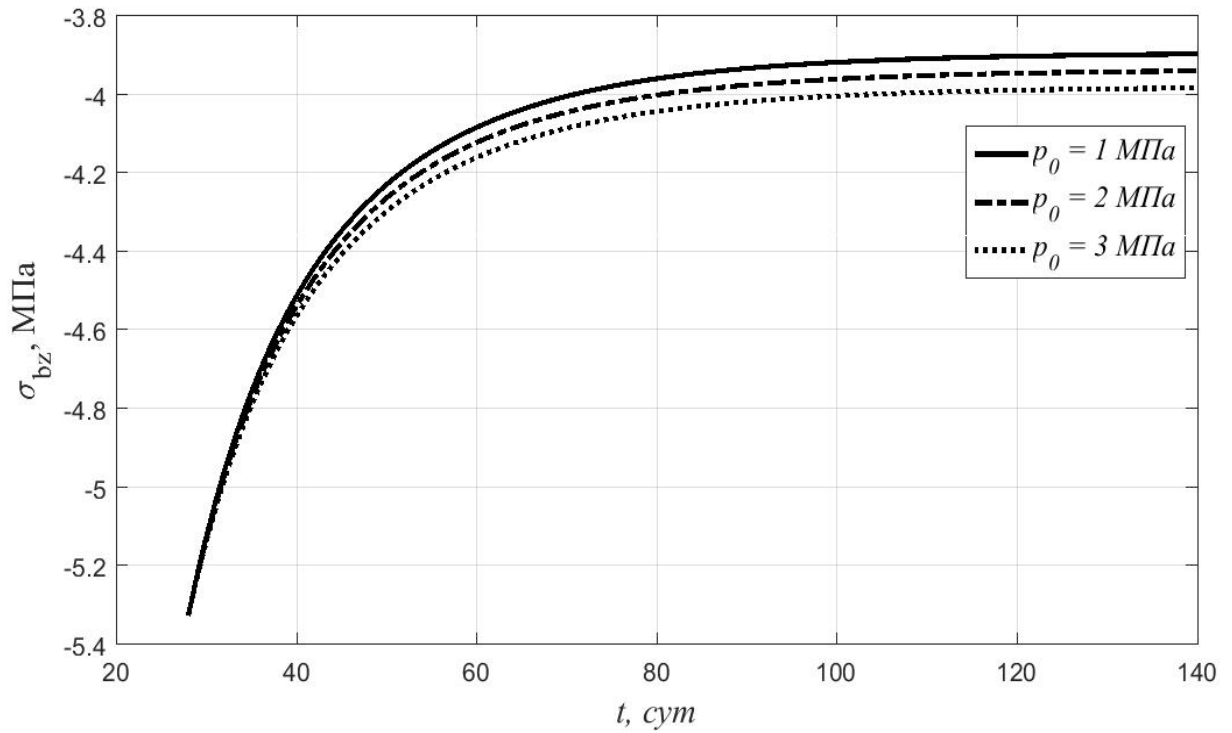
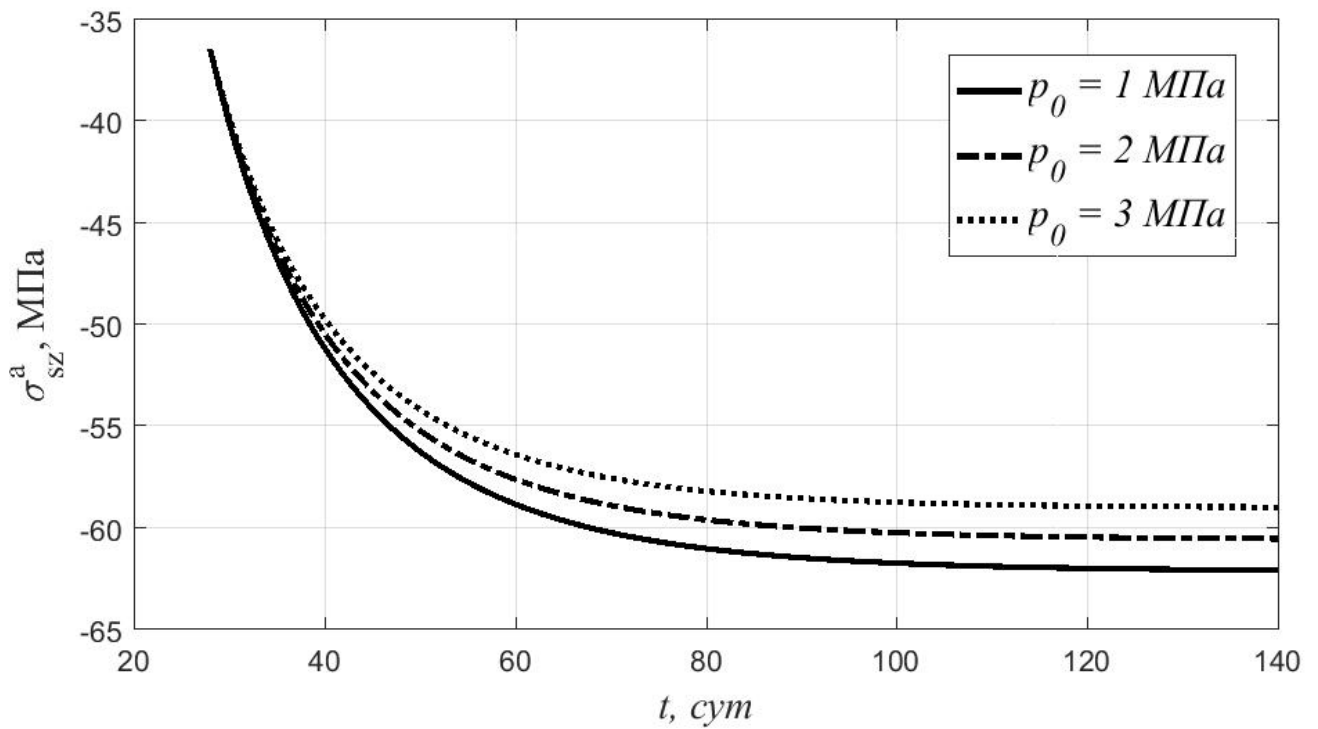


Рис. 2.26 – Изменение во времени осевой деформации

Рис. 2.27 – Изменение во времени напряжения σ_{bz} Рис. 2.28 – Изменение во времени напряжений σ_{sz}^a

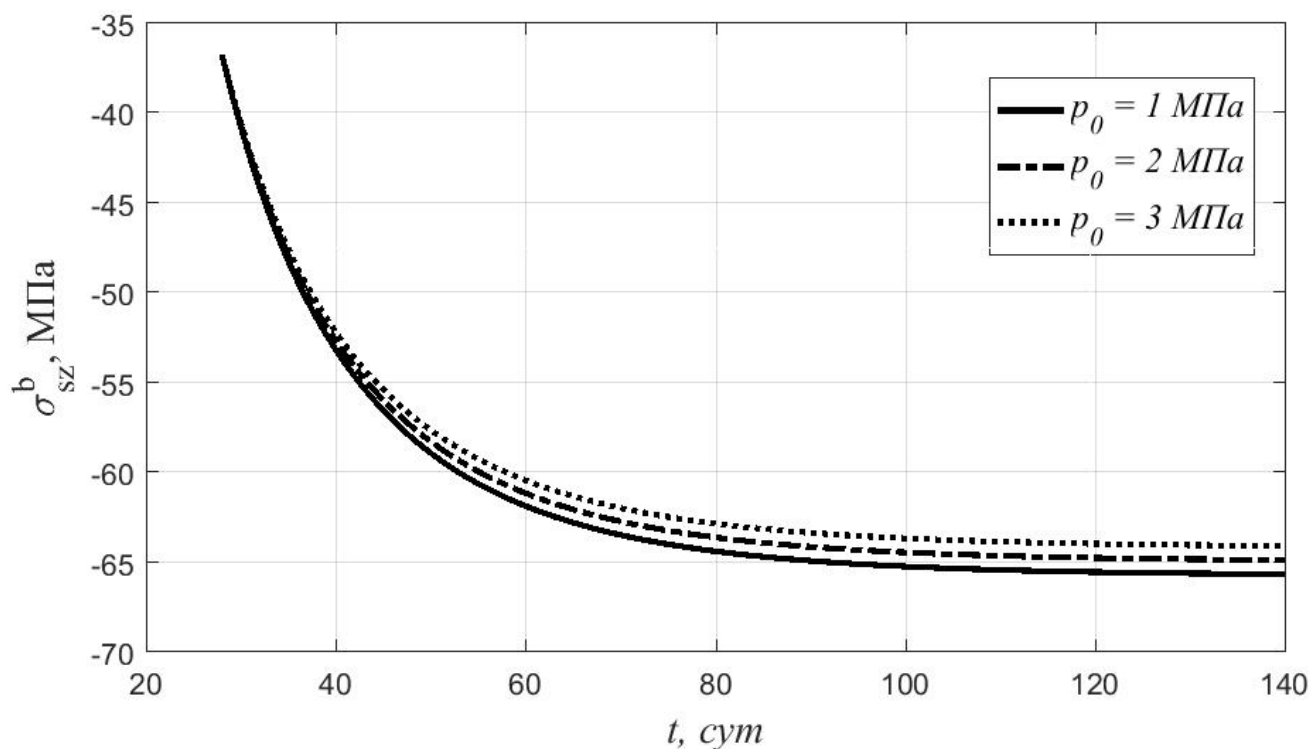


Рис. 2.29 – Изменение во времени напряжений σ_{sz}^b

2.7 Выводы по главе

Получены разрешающие уравнения и разработана методика определения напряженно-деформированного состояния трубобетонных колонн круглого и кольцевого поперечного сечения с учетом физической нелинейности. Исследованы закономерности изменения НДС трубобетонных колонн на основе упругопластической и вязкоупругой модели деформирования бетона. Достоверность результатов подтверждена сравнением с аналитическими зависимостями, представленными в работах других авторов, экспериментальными данными, а также расчетами в программном комплексе ЛИРА-САПР. На основе проведенных численных экспериментов обоснована целесообразность предварительного обжатия бетонного ядра в трубобетонных колоннах из высокопрочного бетона.

Построенная модель деформирования трубобетонных колонн при центральном сжатии базируется на общих уравнениях механики деформируемого

твердого тела и в отличие от существующих подходов не содержит эмпирических коэффициентов.

Установлено, что расчет по действующим нормам проектирования сталежелезобетонных конструкций приводит к завышенным значениям предельных нагрузок.

ГЛАВА 3. ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ КОРОТКИХ ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН КРУГЛОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ

3.1 Вывод разрешающих уравнений

Расчетная схема конструкции приведена на рис. 3.1. При внецентренном сжатии колонны напряжения обжатия бетона по сечению непостоянны, и решение не может быть выполнено в одномерной осесимметричной постановке. Задачу можно решить в трехмерной постановке методом конечных элементов с использованием объемных КЭ для бетона и оболочечных КЭ для стальной обоймы. Однако такой подход при учете физической нелинейности требует больших затрат машинного времени.

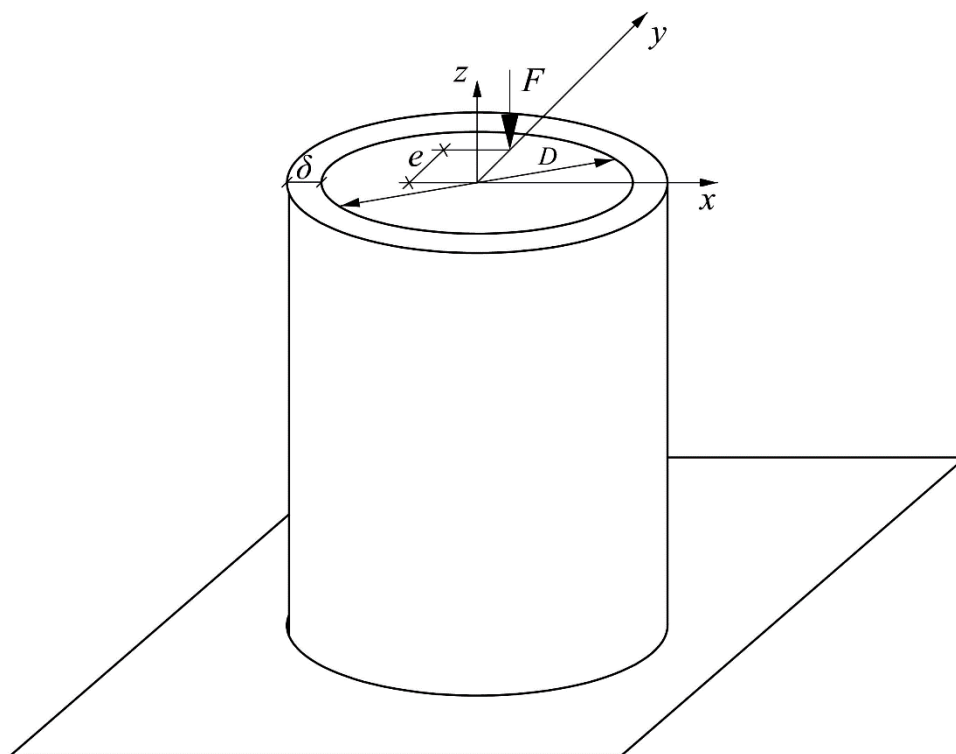


Рис. 3.1 – Расчетная схема

Нами трехмерная задача будет сведена к двумерной путем введения гипотезы плоских сечений. Для бетона будут использоваться плоские треугольные КЭ (рис. 3.2), а для стальной обоймы – одномерные двухузловые КЭ (рис. 3.3).

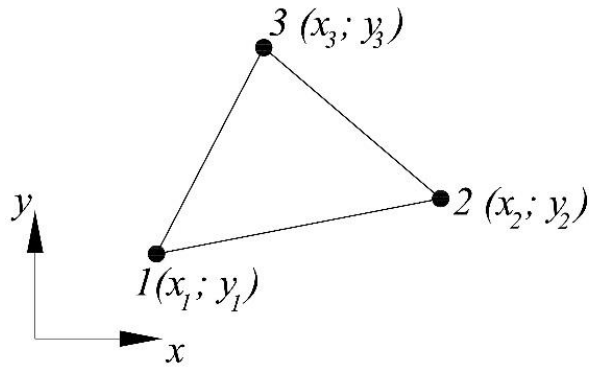


Рис. 3.2 – Плоские треугольные КЭ для моделирования бетона

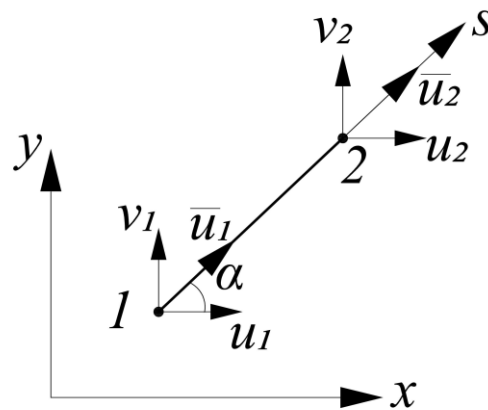


Рис. 3.3 – Одномерные двухузловые КЭ для моделирования стальной обоймы

Плоские треугольные КЭ имеют в каждом узле 2 степени свободы – перемещения u_i и v_i . Аппроксимация перемещений выполняется линейными функциями:

$$\begin{aligned} u &= N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_3 u_3; \\ v &= N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_3 v_3, \end{aligned} \quad (3.1)$$

где
$$N_i = \frac{1}{2A} (a_i + b_i x + c_i y),$$

$$A = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} \quad \text{— площадь конечного элемента, } a_1 = x_2 y_3 - x_3 y_2,$$

$$b_1 = y_2 - y_3, \quad c_1 = x_3 - x_2.$$

Коэффициенты $a_2, b_2, c_2, a_3, b_3, c_3$ определяются путем циклической замены индексов $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3 \rightarrow 1$.

Вектор деформаций в плоскости xu записывается в виде:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) \end{Bmatrix} = [B]\{U\}, \quad (3.2)$$

где $[B] = \frac{1}{2A} \begin{bmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{bmatrix}$, $\{U\} = \{u_1 \quad v_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad u_3 \quad v_3\}^T$

– вектор узловых перемещений.

Деформация ε_z представляется как сумма осевой деформации и деформации, вызванной изменением кривизны:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_z^0 + y\chi. \quad (3.3)$$

Связь между напряжениями и деформациями бетона с учетом вынужденных деформаций записывается в виде:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} (\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)) + \varepsilon_x^*; \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} (\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)) + \varepsilon_y^*; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)) + \varepsilon_z^*; \\ \gamma_{xy} &= \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} + \gamma_{xy}^*. \end{aligned} \quad (3.4)$$

Исключим из (3.4) напряжение σ_z :

$$\sigma_z = E(\varepsilon_z - \varepsilon_z^*) + \nu(\sigma_y + \sigma_x) = E(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) + \nu(\sigma_y + \sigma_x). \quad (3.5)$$

Подставив (3.5) в первые два уравнения (3.4), получим:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E_1} (\sigma_x - \nu_1 \sigma_y) + \varepsilon_x^* - \nu(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*); \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E_1} (\sigma_y - \nu_1 \sigma_x) + \varepsilon_y^* - \nu(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*), \end{aligned} \quad (3.6)$$

где $E_1 = E/(1 - \nu^2)$, $\nu_1 = \nu/(1 - \nu)$.

Последнее уравнение в (3.4) можно записать в виде:

$$\gamma_{xy} = \frac{2(1 + \nu_1)}{E_1} \tau_{xy} + \gamma_{xy}^*. \quad (3.7)$$

Выразим в (3.6)-(3.7) напряжения через деформации:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E_1}{1 - \nu_1^2} \left(\varepsilon_x + \nu_1 \varepsilon_y - (\varepsilon_x^* + \nu_1 \varepsilon_y^*) + \nu(1 + \nu_1)(\varepsilon_z^0 + \gamma\chi - \varepsilon_z^*) \right) = \\ &= \frac{E_1}{1 - \nu_1^2} \left(\varepsilon_x + \nu_1 \varepsilon_y - (\varepsilon_x^* + \nu_1 \varepsilon_y^*) + \nu_1(\varepsilon_z^0 + \gamma\chi - \varepsilon_z^*) \right); \\ \sigma_y &= \frac{E_1}{1 - \nu_1^2} \left(\varepsilon_y + \nu_1 \varepsilon_x - (\varepsilon_y^* + \nu_1 \varepsilon_x^*) + \nu_1(\varepsilon_z^0 + \gamma\chi - \varepsilon_z^*) \right); \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)} (\gamma_{xy} - \gamma_{xy}^*).$$

Запишем равенства (3.8) в матричном виде:

$$\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^*\}) + \{\sigma_1\}, \quad (3.9)$$

где

$$[D] = \frac{E_1}{1 - \nu_1^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu_1 & 0 \\ \nu_1 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu_1}{2} \end{bmatrix}, \{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}, \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix},$$

$$\{\sigma_1\} = \frac{E_1 \nu_1}{1 - \nu_1^2} (\varepsilon_z^0 + \gamma\chi - \varepsilon_z^*) \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}.$$

Равенство (3.5) представим в виде:

$$\sigma_z = E(\varepsilon_z^0 + \gamma\chi - \varepsilon_z^*) + \nu(\sigma_y + \sigma_x) = E(\varepsilon_z^0 + \gamma\chi - \varepsilon_z^*) + \nu\{\sigma\}^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}. \quad (3.10)$$

При выводе разрешающих уравнений воспользуемся принципом минимума полной энергии. Потенциальная энергия деформации трубобетонного элемента представляет сумму потенциальной энергии бетона Π_b и стали Π_s . Величина Π_b определяется по формуле:

$$\Pi_b = \frac{1}{2} \int_A (\sigma_x \varepsilon_x^{el} + \sigma_y \varepsilon_y^{el} + \tau_{xy} \gamma_{xy}^{el} + \sigma_z \varepsilon_z^{el}) dA. \quad (3.11)$$

Индексы «*el*» в формуле (3.11) соответствуют упругим деформациям, которые представляют разность между полными и вынужденными деформациями. Представим выражение (3.11) в виде:

$$P_b = \frac{1}{2} \int_A \sigma_z(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA + \frac{1}{2} \int_A \{\sigma\}^T (\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^*\}) dA. \quad (3.12)$$

Рассмотрим отдельно первый интеграл в (3.12):

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \int_A \sigma_z(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA = \\ = \frac{1}{2} \int_A E(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*)^2 dA + \frac{\nu}{2} \int_A \{\sigma\}^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA. \end{aligned} \quad (3.13)$$

Первое слагаемое в (3.13) после минимизации по вектору узловых перемещений $\{U\}$ обращается в нуль. Второе слагаемое представим в виде:

$$\begin{aligned} \frac{\nu}{2} \int_A \{\sigma\}^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA \\ = \frac{\nu}{2} \int_A (\{\sigma_1\}^T + (\{\varepsilon\}^T - \{\varepsilon^*\}^T)[D]) \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA = \\ = \frac{\nu}{2} \left(\int_A (\{\sigma_1\}^T - \{\varepsilon^*\}^T [D]) \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA + \int_A \{U\}^T [B]^T [D] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 \right. \\ \left. + y\chi - \varepsilon_z^*) dA \right). \end{aligned} \quad (3.14)$$

Первый интеграл в (3.14) также после минимизации обращается в нуль. Во втором интеграле будем полагать, что деформация ε_z^* в пределах конечного элемента постоянна. С учетом этого он представляется в виде:

$$\begin{aligned} \frac{\nu}{2} \int_A \{U\}^T [B]^T [D] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_z^*) dA \\ = \frac{\nu}{2} \{U\}^T [B]^T [D] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \left((\varepsilon_z^0 - \varepsilon_z^*) A + \chi \int_A y dA \right) = \\ = \frac{1}{2} \{U\}^T [B]^T A \cdot \nu [D] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) \\ = \frac{1}{2} \{U\}^T [B]^T A \frac{E_1 \nu_1}{1 - \nu_1^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} (\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) = \frac{1}{2} \{U\}^T [B]^T A \{\sigma_1\}. \end{aligned} \quad (3.15)$$

В формуле (3.15) $y_c = (y_1 + y_2 + y_3)/3$ – координата центра тяжести конечного элемента.

Рассмотрим далее второе слагаемое в (3.12):

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \int_A \{\sigma\}^T \{\varepsilon^{el}\} dA &= \frac{1}{2} \int_A [(\{\varepsilon\}^T - \{\varepsilon^*\}^T)[D] + \{\sigma_1\}^T](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon^*\}) dA = \\ &= \frac{1}{2} \int_A \{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon\} - 2\{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon^*\} + \{\varepsilon^*\}^T [D] \{\varepsilon^*\} + \{\sigma_1\}^T \{\varepsilon\} - \{\sigma_1\}^T \{\varepsilon^*\} dA \end{aligned} \quad (3.16)$$

Слагаемые $\{\varepsilon^*\}^T [D] \{\varepsilon^*\}$ и $\{\sigma_1\}^T \{\varepsilon^*\}$ после минимизации по $\{U\}$ обратятся в нуль. Отдельно рассмотрим каждое из оставшихся слагаемых:

$$\frac{1}{2} \int_A \{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon\} dA = \frac{1}{2} \{U\}^T [B]^T [D] [B] A \{U\} = \frac{1}{2} \{U\}^T [K_b] \{U\}, \quad (3.17)$$

где $[K_b] = [B]^T [D] [B] A$ – матрица жесткости бетона.

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \int_A \{\sigma_1\}^T \{\varepsilon\} dA &= \frac{1}{2} \int_A \{\varepsilon\}^T \{\sigma_1\} dA = \frac{1}{2} \{U\}^T [B]^T \{\sigma_1\} A; \\ \int_A \{\varepsilon\}^T [D] \{\varepsilon^*\} dA &= \{U\}^T [B]^T [D] \{\varepsilon^*\} A = \{U\}^T \{F^*\}. \end{aligned} \quad (3.18)$$

Для КЭ стальной обоймы перемещения аппроксимируются следующим образом:

$$u(s) = u_1 + \frac{u_2 - u_1}{l} s. \quad (3.19)$$

Кольцевые деформации обоймы определяются как:

$$\varepsilon_{s\theta} = \frac{du}{ds} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{l} & \frac{1}{l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} = [B_s] \{U_s\}. \quad (3.20)$$

Напряжения в обойме вычисляются по формулам:

$$\begin{aligned} \sigma_{s\theta} &= \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_{s\theta} + \nu_s \varepsilon_{sz}) = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_{s\theta} + \nu_s (\varepsilon_z^0 + y_s \chi)); \\ \sigma_{sz} &= \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_{sz} + \nu_s \varepsilon_{s\theta}) = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + y_s \chi + \nu_s \varepsilon_{s\theta}). \end{aligned} \quad (3.21)$$

Координата y_s в пределах КЭ непостоянна. Для удобства будем вычислять ее в середине элемента. Потенциальная энергия деформации КЭ записывается в виде:

$$\Pi = \frac{1}{2} \left(\delta \int_0^l \sigma_{s\theta} \varepsilon_{s\theta} ds + \delta \int_0^l \sigma_{sz} \varepsilon_{sz} ds \right). \quad (3.22)$$

Первый интеграл в (3.22) определяется как:

$$\begin{aligned} \delta \int_0^l \sigma_{s\theta} \varepsilon_{s\theta} ds &= \frac{E_s \delta}{1 - \nu_s^2} \int_0^l (\{U_s\}^T [B_s]^T + \nu_s (\varepsilon_z^0 + y_s \chi)) [B_s] \{U_s\} ds = \\ &= \frac{E_s \delta l}{1 - \nu_s^2} \{U_s\}^T [B_s]^T [B_s] \{U_s\} + \frac{E_s \nu_s \delta l}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + y_s \chi) [B_s] \{U_s\} = \\ &= \{U_s\}^T [K_s] \{U_s\} + \{U_s\}^T [B_s]^T \frac{E_s \nu_s \delta l}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + y_s \chi), \end{aligned} \quad (3.23)$$

где $[K_s] = \frac{E_s \delta l}{1 - \nu_s^2} [B_s]^T [B_s] = \frac{E_s \delta}{l(1 - \nu_s^2)} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}$ – матрица жесткости стальной обоймы.

Второй интеграл в (3.22) вычисляется следующим образом:

$$\begin{aligned} \delta \int_0^l \sigma_{sz} \varepsilon_{sz} ds &= \frac{E_s \delta}{1 - \nu_s^2} \int_0^l (\varepsilon_z^0 + y_s \chi + \nu_s \{U_s\}^T [B_s]^T) (\varepsilon_z^0 + y_s \chi) ds = \\ &= \frac{E_s \delta}{1 - \nu_s^2} \left(\int_0^l (\varepsilon_z^0 + y_s \chi)^2 ds + \nu_s \int_0^l (\varepsilon_0 + y_s \chi) [B_s] \{U_s\} ds \right). \end{aligned} \quad (3.24)$$

Первый интеграл в (3.24) после минимизации по вектору узловых перемещений обращается в нуль. Второй интеграл записывается в виде:

$$\frac{E_s \delta \nu_s}{1 - \nu_s^2} \int_0^l (\varepsilon_0 + y_s \chi) [B_s] \{U_s\} ds = \{U_s\}^T [B_s]^T \frac{E_s \delta \nu_s l}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + y_s \chi). \quad (3.25)$$

Внешние силы на перемещениях трубобетонной колонны в плоскости xu не совершают работу, поэтому функционал полной энергии для рассматриваемой задачи равен потенциальной энергии деформации. Минимизируя потенциальную энергию деформации по вектору узловых перемещений, получим систему линейных алгебраических уравнений:

$$[K] \{U\} + \{F_b\} + \{F_s\} - \{F^*\} = 0, \quad (3.26)$$

где $[K] = [K_b] + [K_s], \{F_b\} = [B]^T \{\sigma_1\} A = [B]^T A \frac{E_1 \nu_1}{1 - \nu_1^2} (\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$.

$$\{F_s\} = [B_s]^T \frac{E_s \delta \nu_s l}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + y_s \chi). \quad (3.27)$$

Вектор $\{F_s\}$ в (3.27), а также матрица $[K_s]$ в (3.23) записаны в локальной системе координат элемента. При составлении системы уравнений МКЭ выполняется преобразование координат по формуле:

$$\begin{aligned} \{\bar{U}\} &= [L]\{U\}; \\ [K] &= [L]^T [\bar{K}] [L]; \\ \{F\} &= [L]^T \{\bar{F}\}; \end{aligned} \quad (3.28)$$

$$[L] = \begin{bmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha \end{bmatrix}.$$

где $\{\bar{U}\}, \{\bar{F}\}, [\bar{K}]$ – вектор узловых перемещений, вектор нагрузки, и матрица жесткости в локальной системе координат; $\{U\}, \{F\}, [K]$ – то же для глобальной системы координат.

Система (3.26) помимо вектора узловых перемещений содержит еще 2 неизвестные: величины ε_z^0 и χ . В качестве двух дополнительных уравнений выступают условия равновесия:

$$\begin{aligned} F &= - \sum \sigma_{z,i} A_i - \delta \sum \sigma_{sz,i} l_i; \\ M = Fe &= - \sum \sigma_{z,i} y_{c,i} A_i - \delta \sum \sigma_{sz,i} y_{s,i} l_i. \end{aligned} \quad (3.29)$$

Напряжение σ_z в i – м треугольном КЭ бетона определяется как:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= E(\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) + \nu(\sigma_x + \sigma_y) = E(\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) + \\ &+ \nu \{1 \quad 1 \quad 0\} \{\sigma\} = E(\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) + \\ &+ \nu \{1 \quad 1 \quad 0\} ([D]([B]\{U\} - \{\varepsilon^*\}) + \{\sigma_1\}) = \end{aligned} \quad (3.30)$$

$$= \left(E + \frac{2E_1 \nu_1}{1 - \nu_1^2} \right) (\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) + \nu \{1 \quad 1 \quad 0\} [D]([B]\{U\} - \{\varepsilon^*\}).$$

Напряжение σ_{sz} в i – м одномерном КЭ стальной обоймы определяется как:

$$\sigma_{sz} = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + \nu_s \chi + \nu_s \varepsilon_{s\theta}) = \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} (\varepsilon_z^0 + \nu_s \chi + \nu_s [B_s][L]\{U\}). \quad (3.31)$$

Таким образом, при общем числе узлов n задача сводится к $2n + 2$ уравнений с $2n + 2$ неизвестных.

3.2 Решение тестовых задач

Для контроля правильности полученных уравнений и разработанной методики первым этапом была решена тестовая задача в упругой постановке с последующим сравнением в программном комплексе ЛИРА САПР. Решение выполнялось при следующих исходных данных: диаметр оболочки $D = 0,3$ м, $\delta = 2$ мм, $E_b = 1,4 \cdot 10^4$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $F = 600$ кН, $e = D/2$, $\nu_s = 0,3$, $\nu_b = 0,2$. В силу симметрии рассматривалась половина сечения. В программном комплексе ЛИРА задача решалась в трехмерной постановке, бетон моделировался объемными призматическими КЭ, а стальная обойма – плоскими оболочечными КЭ. При решении тестовой задачи в ПК ЛИРА узлы бетона и обоймы принимались общими. Расчетная схема представлена на рис. 3.4.

Полученные в результате мозаики напряжений σ_z , σ_x , σ_y представлены на рис. 3.5 - рис. 3.10. Сравнение максимальных величин напряжений в ПК ЛИРА и Matlab приведено в табл. 3.1.

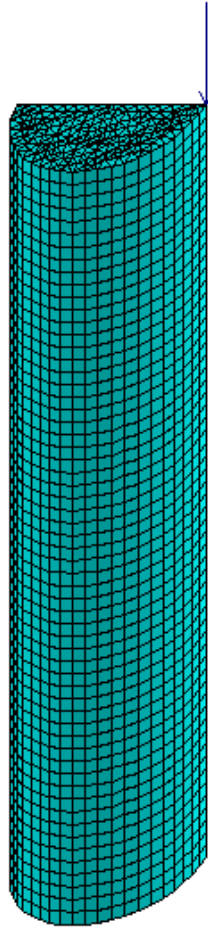


Рис. 3.4 – Расчетная схема в ПК ЛИРА

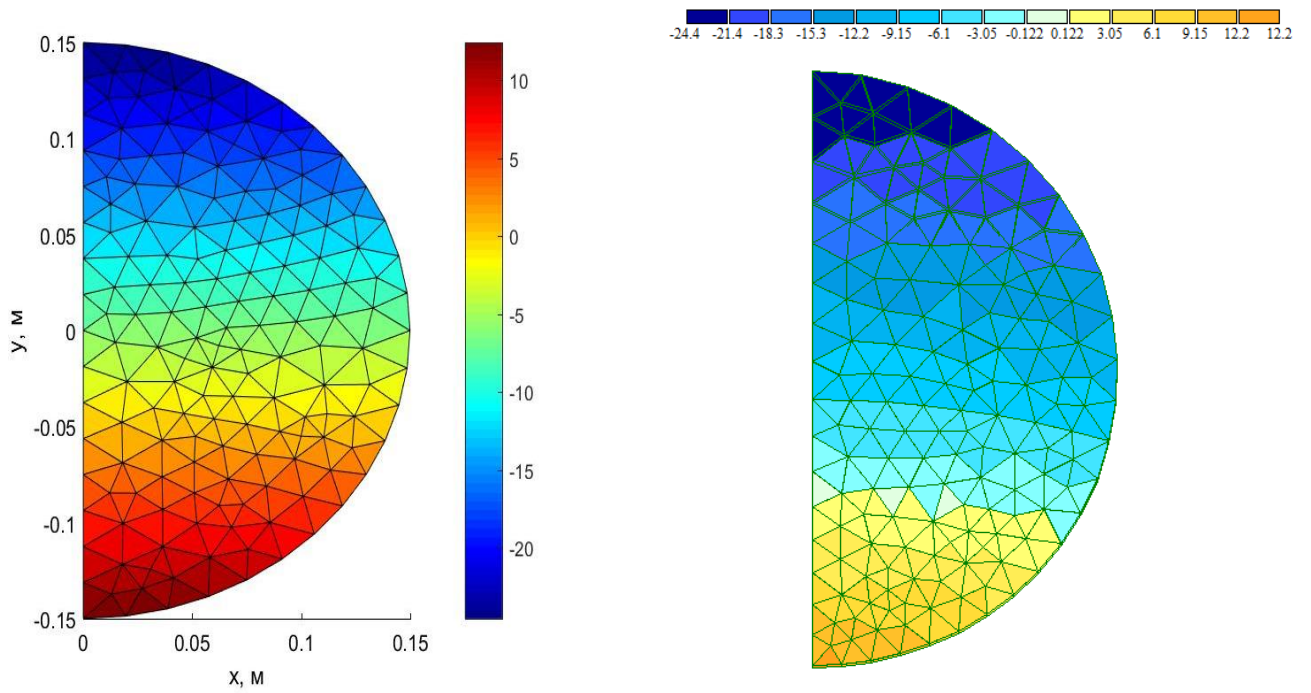


Рис. 3.5 – Мозаика напряжений σ_z (МПа) в ПК Matlab

Рис. 3.6 – Мозаика напряжений σ_z (МПа) в ПК ЛИРА

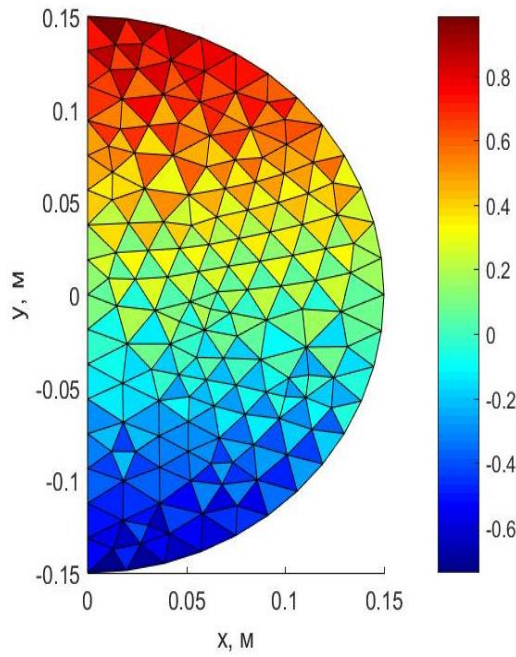


Рис. 3.7 – Мозаика напряжений σ_x (МПа) в ПК Matlab

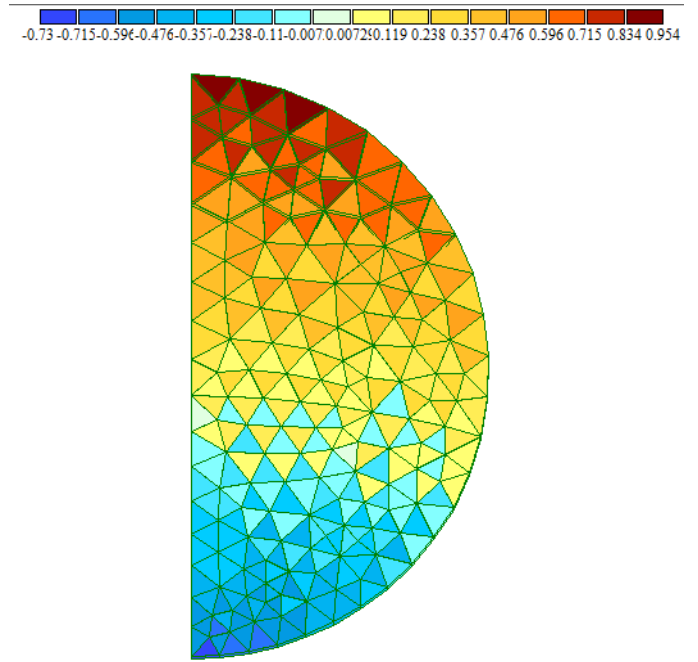


Рис. 3.8 – Мозаика напряжений σ_x (МПа) в ПК ЛИРА

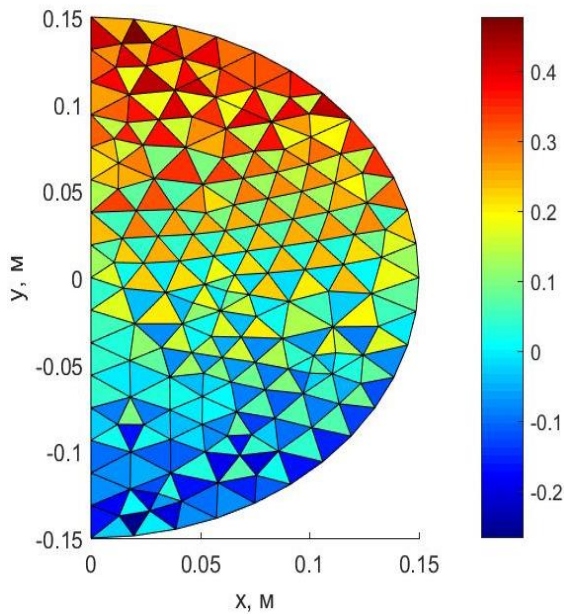


Рис. 3.9 – Мозаика напряжений σ_y (МПа) в ПК Matlab

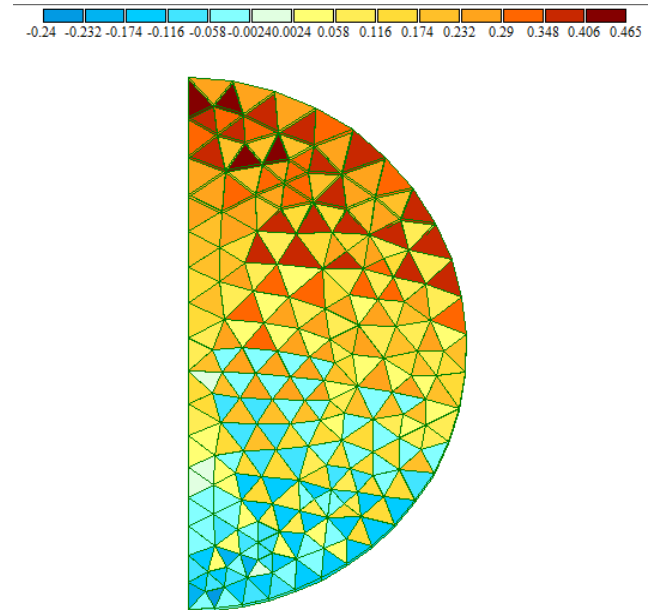


Рис. 3.10 – Мозаика напряжений σ_y (МПа) в ПК ЛИРА

Табл. 3.1. – Сравнение максимальных напряжений в ПК ЛИРА и Matlab

	σ_z , МПа	σ_x , МПа	σ_y , МПа
Matlab	24,5	0,985	0,478
ЛИРА	24,4	0,954	0,465

Разброс напряжений σ_y в соседних элементах наблюдается как при решении в трехмерной постановке в ПК ЛИРА, так и при решении в двумерной постановке в ПК Matlab. Это объясняется тем, что напряжения σ_y существенно ниже напряжений σ_z . При сгущении КЭ сетки этот разброс уменьшается, мозаика напряжений, полученная на сетке в 4 раза гуще представлена на рис. 3.11. Из рис. 3.9 и рис. 3.11 видно, что расчет на менее густой сетке дает завышенные значения напряжений, что идет в запас прочности.

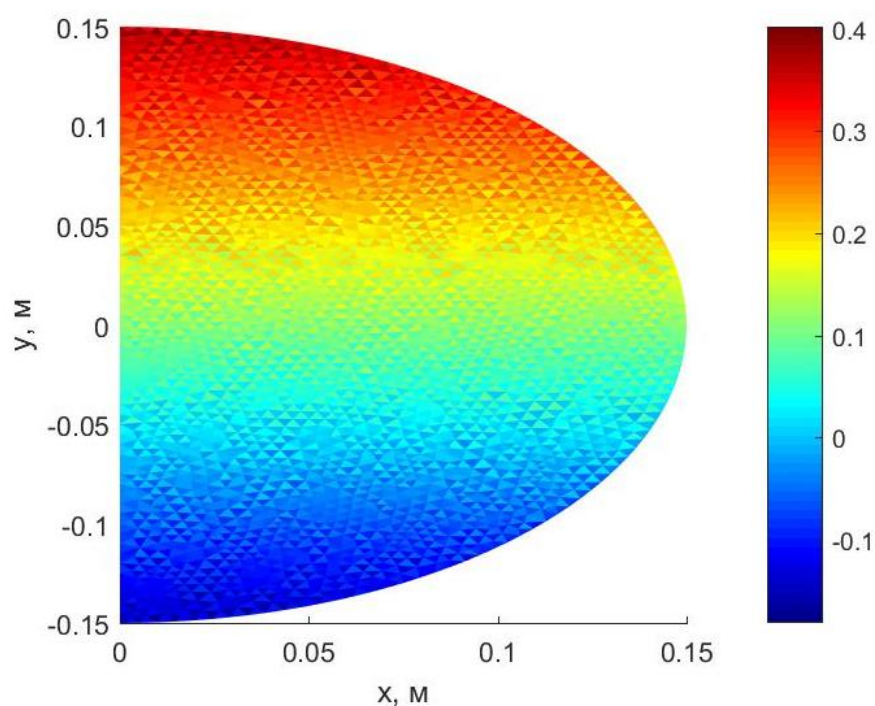


Рис. 3.11 – Мозаика напряжений σ_y (МПа) в ПК Matlab при сгущении сетки в 4 раза

Также в двумерной постановке была решена задача для рассмотренной в параграфе 2.3 центрально сжатой трубобетонной колонны круглого сечения с учетом мгновенной нелинейности деформирования (зависимость осевой деформации от нагрузки приведена на рис. 2.6). На рис. 3.12 представлено сравнение решений в одномерной и двумерной постановке. Расхождение результатов незначительное.

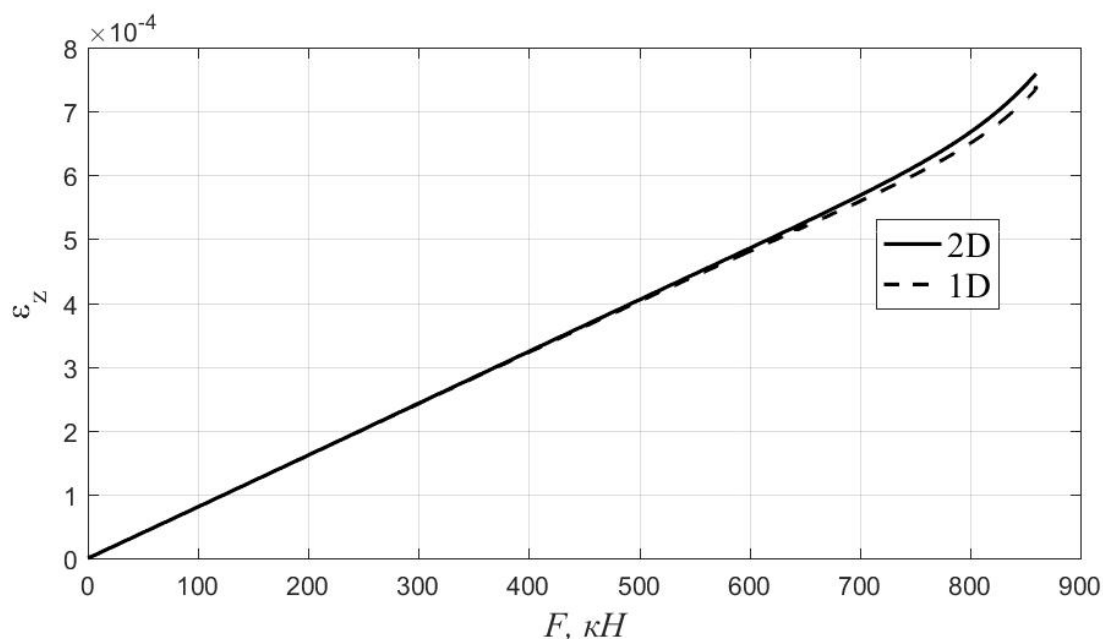


Рис. 3.12 – Сравнение результатов для центрально сжатой колонны круглого поперечного сечения при решении в одномерной и двумерной постановке

Помимо этого, в двумерной постановке были решены задачи для центрально сжатых колонн, рассмотренные в параграфах 2.2, 2.5, 2.6. Для колонны круглого сечения при $D = 0,2$ м, $\delta = 3$ мм, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $E_b = 2,75 \cdot 10^4$ МПа, $F = 500$ кН в табл. 3.2 представлено сравнение осевых деформаций ε_z в различные моменты времени. Табл. 3.3 – то же для колонны кольцевого сечения при $F = 450$ кН, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $E_b = 3 \cdot 10^4$ МПа, $a = 5$ см, $b = 15$ см, $\delta^a = 1$ мм, $\delta^b = 3$ мм. И в том, и в другом случае начальное напряжение бокового обжатия $p_0 = 3$ МПа.

В табл. 3.4 представлено сравнение деформаций ε_z при различных величинах нагрузки при расчете с учетом мгновенной нелинейности деформирования колонны кольцевого сечения без предварительного обжатия ($a = 0,05$ м, $b = 0,15$ м, $\delta^a = \delta^b = 1$ мм, $E_{b0} = 3,25 \cdot 10^4$ МПа, $R_b = 22$ МПа, $R_{bt} = 1,8$ МПа, $R_s = 400$ МПа).

Расхождение результатов, полученных при решении в одномерной и двумерной постановке, незначительное.

Табл. 3.2 – Сравнение осевых деформаций в различные моменты времени для колонны круглого сечения при решении в одномерной и двумерной постановке

t , сут		28	44	60	76	92	108	124	140
$\varepsilon_z \cdot 10^4$	2D	4.0210	5.6280	6.1036	6.2758	6.3446	6.3737	6.3865	6.3923
	1D	4.0178	5.6238	6.0992	6.2714	6.3402	6.3693	6.3821	6.3879

Табл. 3.3 – Сравнение осевых деформаций в различные моменты времени для колонны кольцевого сечения при решении в одномерной и двумерной постановке

t , сут		28	44	60	76	92	108	124	140
$\varepsilon_z \cdot 10^4$	2D	1.7843	2.5150	2.7359	2.8173	2.8504	2.8646	2.8710	2.8739
	1D	1.7864	2.5197	2.7417	2.8235	2.8567	2.8710	2.8775	2.8804

Табл. 3.4 – Сравнение осевых деформаций при различных нагрузках для колонны кольцевого сечения при решении в одномерной и двумерной постановке

F , кН		200	400	600	800	1000	1200	1400	1600
$\varepsilon_z \cdot 10^4$	2D	0.8806	1.7866	2.7240	3.7020	4.7350	5.8492	7.1013	8.6789
	1D	0.8818	1.7891	2.7279	3.7076	4.7426	5.8594	7.1155	8.7026

3.3 Расчет внецентренно сжатых трубобетонных элементов без учета бокового обжатия

Для оценки влияния бокового обжатия на напряженно-деформированное состояние и несущую способность трубобетонных колонн получим уравнения для определения НДС в физически нелинейной постановке, но без учета бокового обжатия. При выводе уравнений будем предполагать, что модуль упругости является функцией координаты u . Учтем также наличие деформаций ползучести в бетоне.

Полная деформация бетона по z представляется в виде суммы упругой деформации и деформации ползучести:

$$\varepsilon_{bz} = \frac{\sigma_{bz}}{E_b(y)} + \varepsilon_{bz}^*. \quad (3.32)$$

С другой стороны, ее можно записать в виде (3.3). Выражая из (3.32) напряжение через деформацию с учетом (3.3), получим:

$$\sigma_{bz} = E_b(y)(\varepsilon_z^0 + y\chi - \varepsilon_{bz}^*). \quad (3.33)$$

Напряжения в стальной обойме из условия совместности деформаций по z определяются как:

$$\sigma_{sz}(y) = E_s(y)(\varepsilon_z^0 + y\chi). \quad (3.34)$$

Усилия в колонне представляют сумму усилий, воспринимаемых бетоном и сталью:

$$N = -F = N_s + N_b = \int_{A_s} \sigma_{sz} dA + \int_{A_b} \sigma_{bz} dA. \quad (3.35)$$

$$M = -Fe = M_s + M_b = \int_{A_s} \sigma_{sz} y dA + \int_{A_b} \sigma_{bz} y dA. \quad (3.36)$$

Подставляя (3.33) и (3.34) в (3.35) и (3.36), получим следующие зависимости между внутренними усилиями M, N и обобщенными деформациями ε_z^0, χ :

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EA & ES \\ ES & EI \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z^0 \\ \chi \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} N^* \\ M^* \end{Bmatrix}, \quad (3.37)$$

где

$$EA = \int_{A_s} E_s(y) dA + \int_{A_b} E_b(y) dA,$$

$$ES = \int_{A_s} E_s(y) y dA + \int_{A_b} E_b(y) y dA, \quad (3.38)$$

$$EI = \int_{A_s} E_s(y) y^2 dA + \int_{A_b} E_b(y) y^2 dA,$$

$$N^* = \int_{A_b} E_b(y) \varepsilon_{bz}^* dA, \quad M^* = \int_{A_b} E_b(y) y \varepsilon_{bz}^* dA.$$

Для колонны круглого сечения интегрирование по бетону можно выполнить по формуле:

$$\int_{A_b} f(y) dA = \int_{-R}^R f(y) b(y) dy, \quad (3.39)$$

где $b(y) = 2\sqrt{R^2 - y^2}$.

Интегрирование по площади стали выполняется по формуле:

$$\int_{A_s} f(y) dA = 2 \int_{-\pi/2}^{\pi/2} f(R \sin \varphi) \cdot \delta \cdot R d\varphi. \quad (3.40)$$

Из (3.37) обобщенные деформации выражаются через внутренние усилия следующим образом:

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \varepsilon_z^0 \\ \chi \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} EA & ES \\ ES & EI \end{bmatrix}^{-1} \left(\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} N^* \\ M^* \end{Bmatrix} \right) = \\ &= \frac{1}{EA \cdot EI - ES^2} \begin{bmatrix} EI & -ES \\ -ES & EA \end{bmatrix} \left(\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} N^* \\ M^* \end{Bmatrix} \right). \end{aligned} \quad (3.41)$$

Формулы (3.41) позволяют определить НДС короткого трубобетонного элемента без учета бокового обжатия, как в условиях мгновенной нелинейности деформирования, так и при ползучести.

3.4 Особенности расчета внецентренно сжатых трубобетонных колонн по действующим нормам проектирования сталежелезобетонных конструкций

В соответствии с СП 266.1325800.2016 расчет по прочности нормальных сечений внецентренно сжатых элементов (рис. 3.13) выполняется из условия:

$$N \cdot e \leq \frac{2}{3} r_b^3 R_{bp} \sin^3 \alpha + \frac{1}{\pi} A_s r_s \sin \alpha (R_s + R_{sc}) + \frac{1}{\pi} A_p r_p \sin \alpha (R_y + R_{pc}), \quad (3.42)$$

где A_s – площадь всей стержневой арматуры, A_p – площадь поперечного сечения стальной трубы, r_b – радиус бетонного ядра, r_s – радиус окружности, на которой расположена стержневая арматура, $r_p = (D_p - t_p)/2$ – радиус срединной поверхности трубы.

Формулы сопротивлений R_{bp} и R_{pc} были приведены ранее в главе 2. Угол α в формуле (3.42) определяется из уравнения:

$$r_b^2 \left(\alpha - \frac{1}{2} \sin 2\alpha \right) R_{bp} + \frac{\alpha}{\pi} A_s R_{sc} - \left(1 - \frac{\alpha}{\pi} \right) A_s R_s + \frac{\alpha}{\pi} A_p R_{pc} - \left(1 - \frac{\alpha}{\pi} \right) A_p R_y = N. \quad (3.43)$$

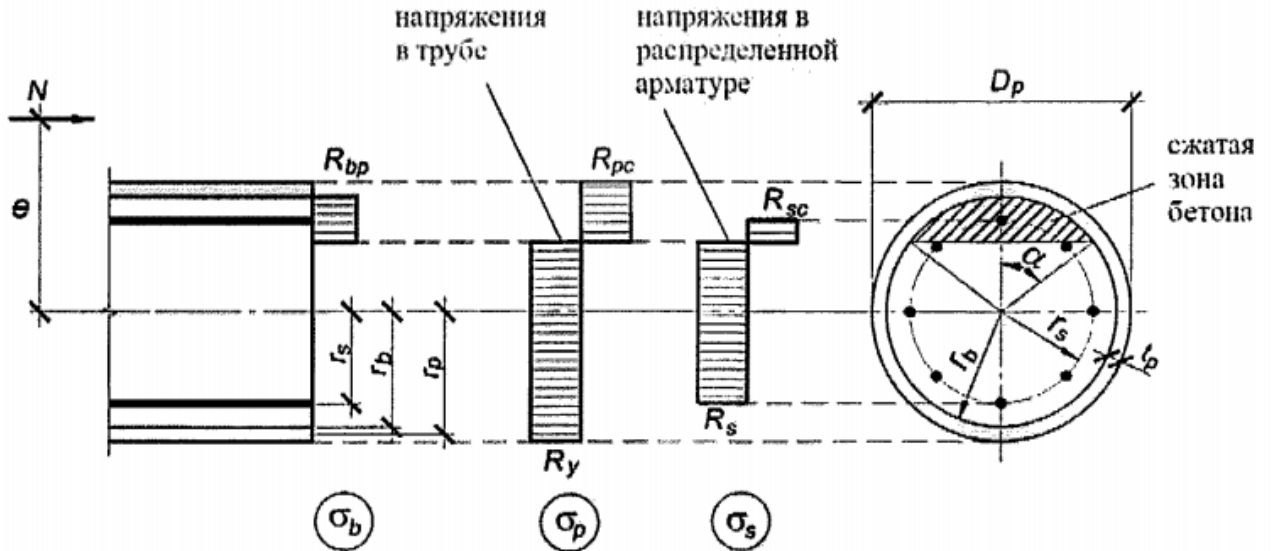


Рис. 3.13 – Схема для расчета прочности внецентренно сжатых трубобетонных элементов по СП 266.1325800.2016

При заданном эксцентриситете продольной силы e определение величины предельной нагрузки на основе данной методики является весьма нетривиальной задачей. Уравнение (3.43) является трансцендентным и требует для решения применения численных методов. Нами задача определения предельной сжимающей силы при известном значении e была реализована в пакете Matlab. Решалась она путем ступенчатого увеличения нагрузки, на каждом шаге численно определялся корень уравнения (3.43), и затем проверялось выполнение условия (3.42). Программа расчета приведена в приложении Б.

3.5 Апробация методики на известных экспериментальных данных

Для апробации методики, изложенной в параграфе 3.1, воспользуемся диссертацией А.И. Сагадатова [47], в которой представлены результаты натурных испытаний трубобетонных колонн при внецентренном сжатии. В указанной работе эксперименты проводились для колонн круглого сечения без предварительного

обжатия, а также предварительно обжатых колонн с внутренним стальным сердечником. Испытания выполнялись для двух серий колонн с внешним диаметром бетонного ядра 159 и 219 мм, толщиной стенки 6 и 8 мм соответственно. В табл. 3.5 для колонн без предварительного напряжения представлены опытные величины предельных нагрузок $N_u^{\text{эксп}}$, полученные нами теоретические значения $N_u^{\text{теор}}$, величины предельных нагрузок N_u^{bs} , вычисленные без учета бокового обжатия ядра, а также значения предельных нагрузок $N_u^{\text{норм}}$, вычисленные в соответствии с СП 266.1325800.2016. Поскольку в момент разрушения деформации трубобетонных колонн могут достигать больших значений, нами величина деформации наиболее сжатого волокна (при $y = D/2$) ограничивалась на определенном уровне, который принимался равным $\varepsilon_{ult} = 4 \cdot 10^{-3}$.

При расчете по авторской методике применялись два варианта моделирования трубобетонной колонны. В первом варианте бетон и обойма имели общие узлы, а во втором между узлами бетона и обоймы устанавливались контактные элементы, имеющие бесконечную жесткость при положительном контактном давлении и нулевую жесткость при отсутствии контакта. При этом заметной разницы в результатах при расчете по двум вариантам выявлено не было.

Табл. 3.5 – Сравнение результатов эксперимента с теоретическими и нормативными значениями предельных нагрузок для колонн без предварительного обжатия ядра

Серия, образец	R_b , МПа	e_0/d	$N_u^{\text{эксп}}$	$N_u^{\text{теор}}$	$N_u^{\text{норм}}$	$\frac{ N_u^{\text{эксп}} - N_u^{\text{теор}} }{N_u^{\text{эксп}}} \cdot 100\%$	N_u^{bs}	$\frac{N_u^{\text{теор}}}{N_u^{bs}}$
Н1.159.6	22,0	0,065	1412	1505	2052	6,59	1200	1,25
Н2.159.6	22,5	0,13	1213	1280	1338	5,52	1060	1,21
Н3.159.6	22,3	0,26	958	975	1062	1,77	920	1,06
Н1.219.8	32,5	0,065	2911	3129	4416	7,49	2780	1,13
Н2.219.8	30,5	0,13	2508	2600	2712	3,67	2365	1,1
Н3.219.8	32,1	0,26	1945	1990	2184	2,13	1870	1,06

Из табл. 3.5 видно, что совпадение результатов достаточно хорошее, наибольшее отклонение теоретических величин предельных нагрузок от экспериментальных составляет 7,5%. Также из данной таблицы видно, что с увеличением эксцентриситета продольной силы эффект от работы бетона в трехосном напряженном состоянии снижается. Обращает на себя внимание, что при малых эксцентриситетах нормы проектирования дают сильно завышенные значения предельных нагрузок (до 40%). Объяснить это можно тем, что в нормы проектирования заложены прямоугольные эпюры напряжений для бетона и стали в предельном состоянии.

На рис. 3.14 и рис. 3.15 приведены графики изменения напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = -R$ (в точке с наименьшими по абсолютному значению сжимающими напряжениями σ_{sz}) и $y = R$ (где возникают наибольшие сжимающие напряжения по z) в зависимости от нагрузки для колонн серий Н1.159.6, Н2.159.6 и Н3.159.6.

Рис. 3.16 и рис. 3.17 – то же для колонн серий Н1.219.8, Н2.219.8 и Н3.219.8. Из данных графиков видно, что с увеличением эксцентриситета напряжения $\sigma_{s\theta}$ снижаются, что свидетельствует и о снижении напряжений бокового обжатия бетона. Этим и объясняется, что областью эффективной работы трубобетонных колонн являются малые эксцентриситеты продольной силы.

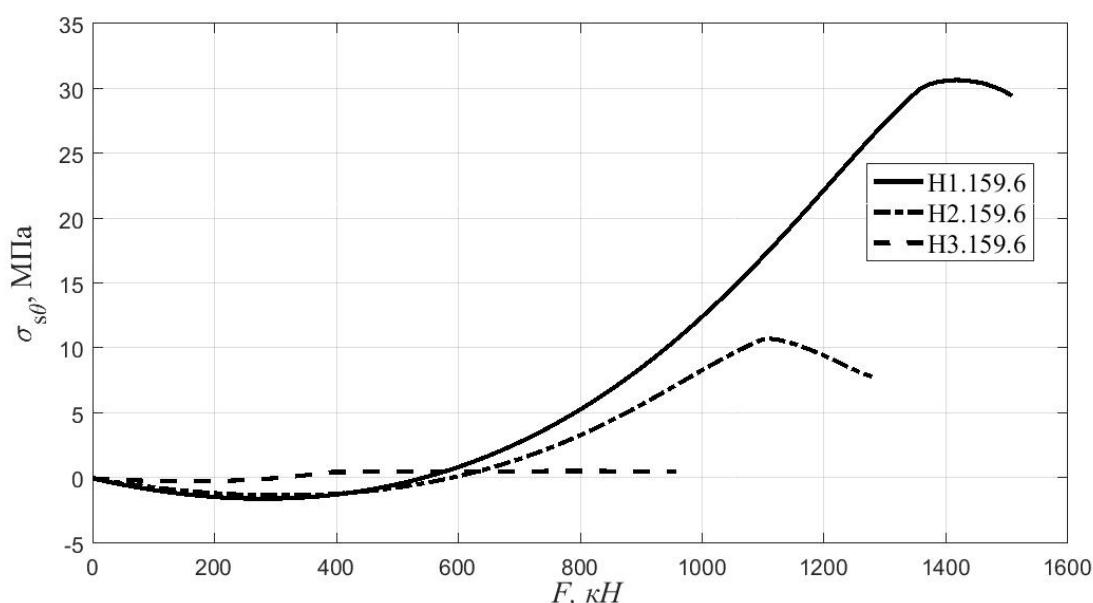


Рис. 3.14 – Зависимость напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = -R$ от нагрузки для колонн серий Н1.159.6, Н2.159.6 и Н3.159.6

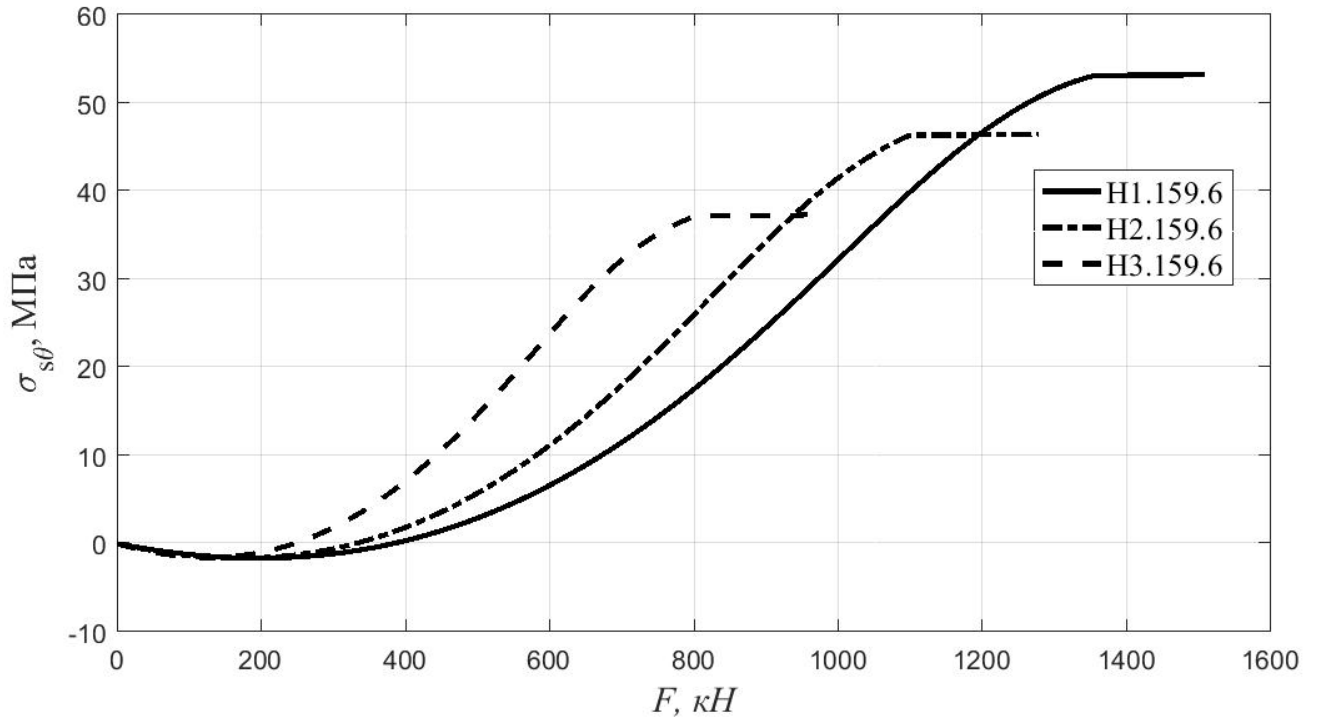


Рис. 3.15 – Зависимость напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = R$ от нагрузки для колонн серий H1.159.6, H2.159.6 и H3.159.6

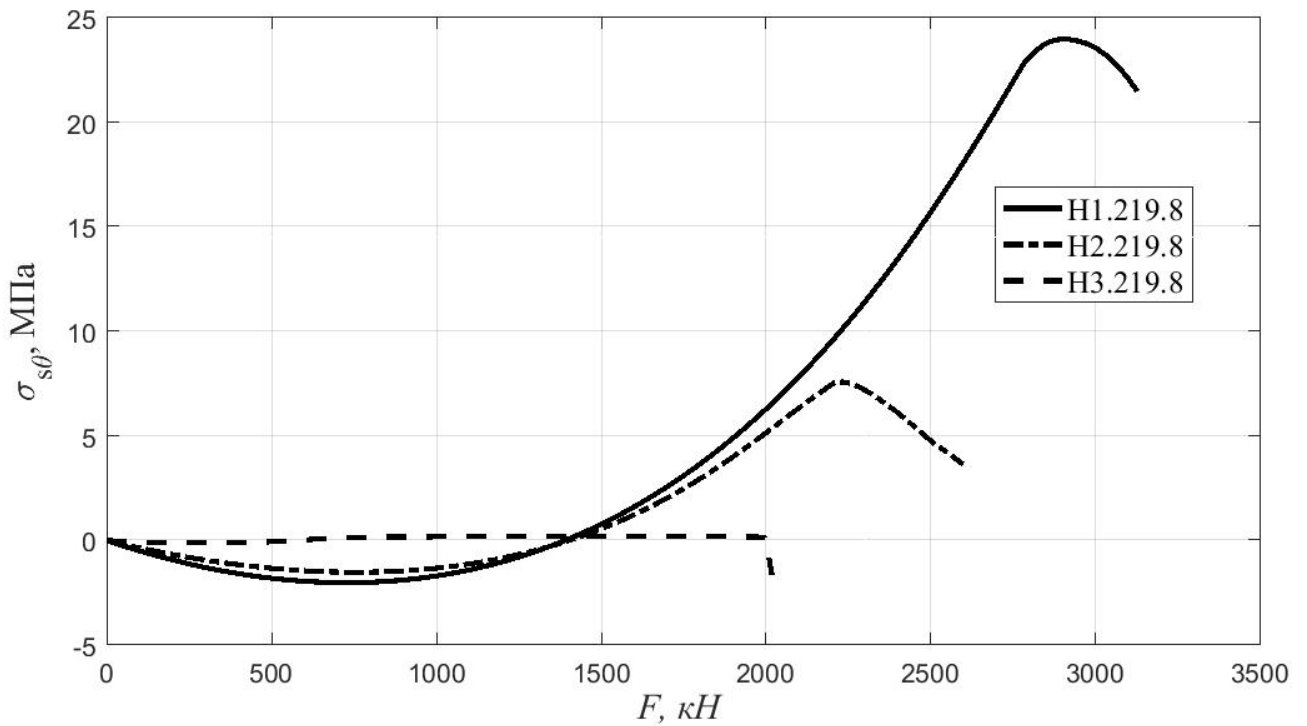


Рис. 3.16 – Зависимость напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = -R$ от нагрузки для колонн серий H1.219.8, H2.219.8 и H3.219.8

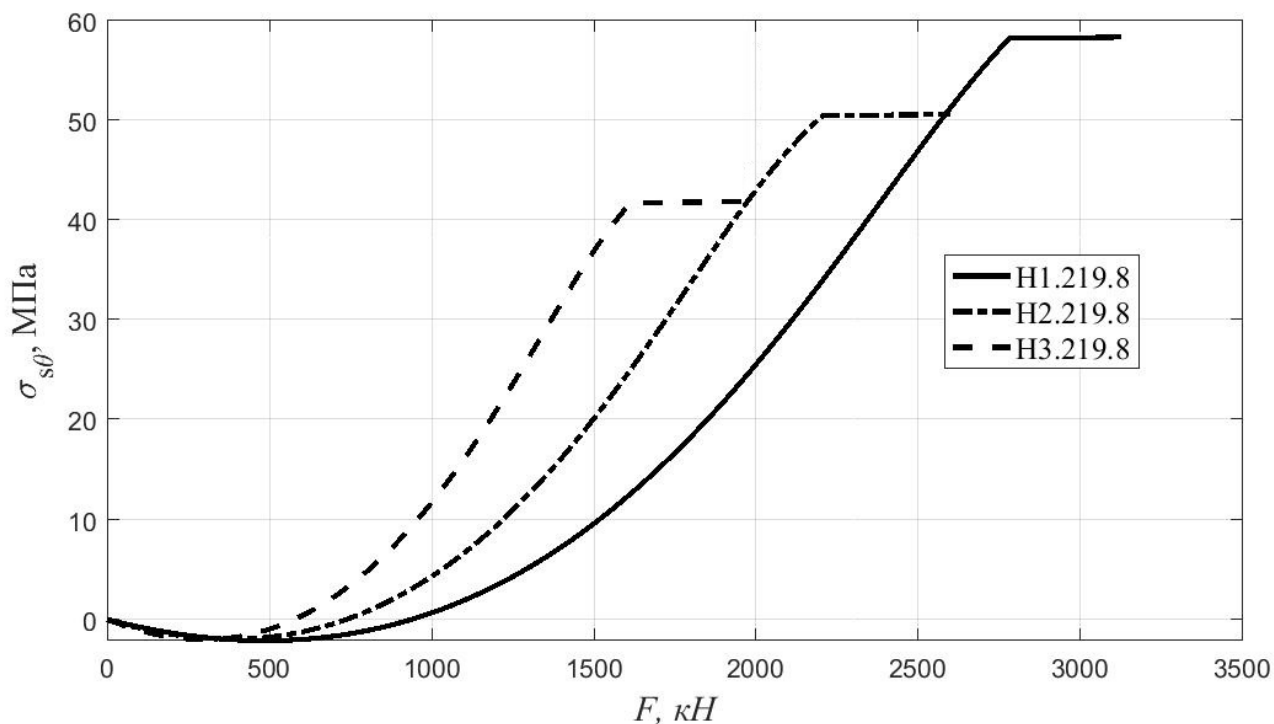


Рис. 3.17 – Зависимость напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = R$ от нагрузки для колонн серий Н1.219.8, Н2.219.8 и Н3.219.8

В табл. 3.6 представлены экспериментальные и теоретические величины предельных нагрузок для колонн с предварительно обжатым ядром. Напряжение предварительного обжатия задавалось как начальное напряжение $\sigma_x = \sigma_y = -p_0$. Теоретические значения носят оценочный характер, поскольку не учитывалось повышение класса бетона вследствие его твердения под давлением, наличие внутренней стальной оболочки и отверстия в бетонном ядре. Последние 2 фактора могли быть легко учтены в расчетах, однако в [47] не были приведены необходимые исходные данные. Несмотря на указанные обстоятельства, наибольшее отклонение теоретической предельной нагрузки от экспериментальной составило всего 7,2%.

Табл. 3.6 – Сравнение результатов эксперимента с теоретическими значениями предельных нагрузок для колонн с предварительно обжатым ядром

Серия, образец	R_b , МПа	e_0/d	$N_u^{\text{эксп}}$	$N_u^{\text{теор}}$	$\frac{ N_u^{\text{эксп}} - N_u^{\text{теор}} }{N_u^{\text{эксп}}} \cdot 100\%$
O1.159.6	22,0	0,065	1563	1566	0,19
O2.159.6	22,5	0,13	1370	1336	2,48
O3.159.6	22,3	0,26	1052	976	7,22
O1.219.8	32,5	0,065	3303	3282	0,64
O2.219.8	30,5	0,13	2830	2790	1,41
O3.219.8	32,1	0,26	2213	2148	2,94

Графики зависимости деформации ε_z при $y = D/2$ от нагрузки, соответствующие каждому из испытываемых образцов, приведены на рис. 3.18 - рис. 3.23. Штриховыми линиями на данных графиках показаны результаты без учета бокового обжатия бетонного ядра. Штрихпунктирные линии – результаты для колонн с предварительно обжатым ядром при тех же исходных данных.

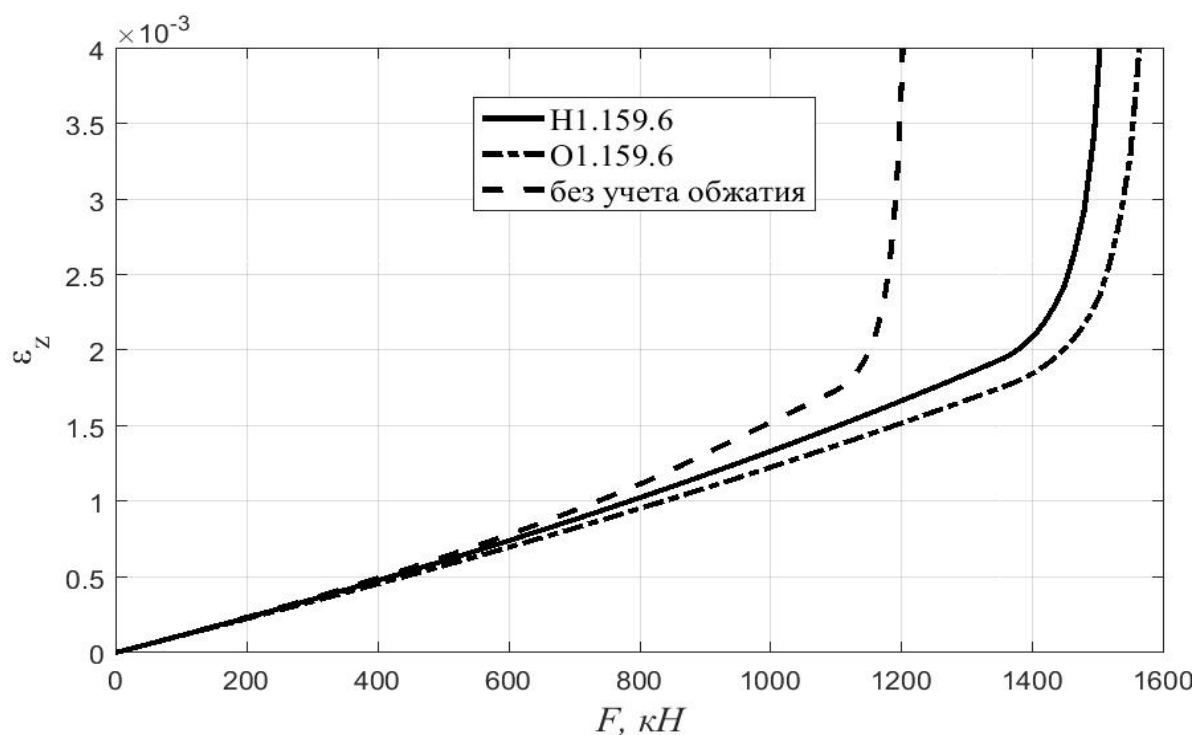


Рис. 3.18 – Зависимость деформации ε_z от нагрузки для образцов N1.159.6 и O1.159.6

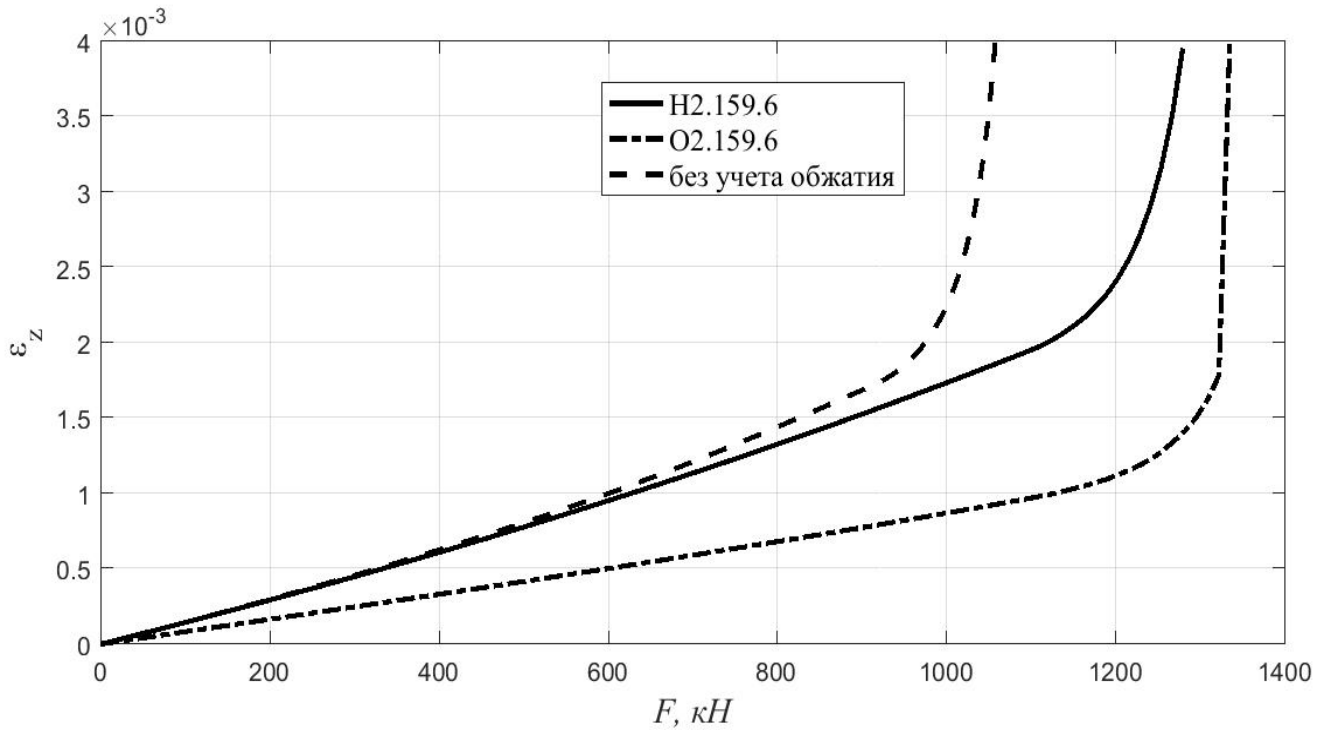


Рис. 3.19 – Зависимость деформации ε_z от нагрузки для образцов H2.159.6 и O2.159.6

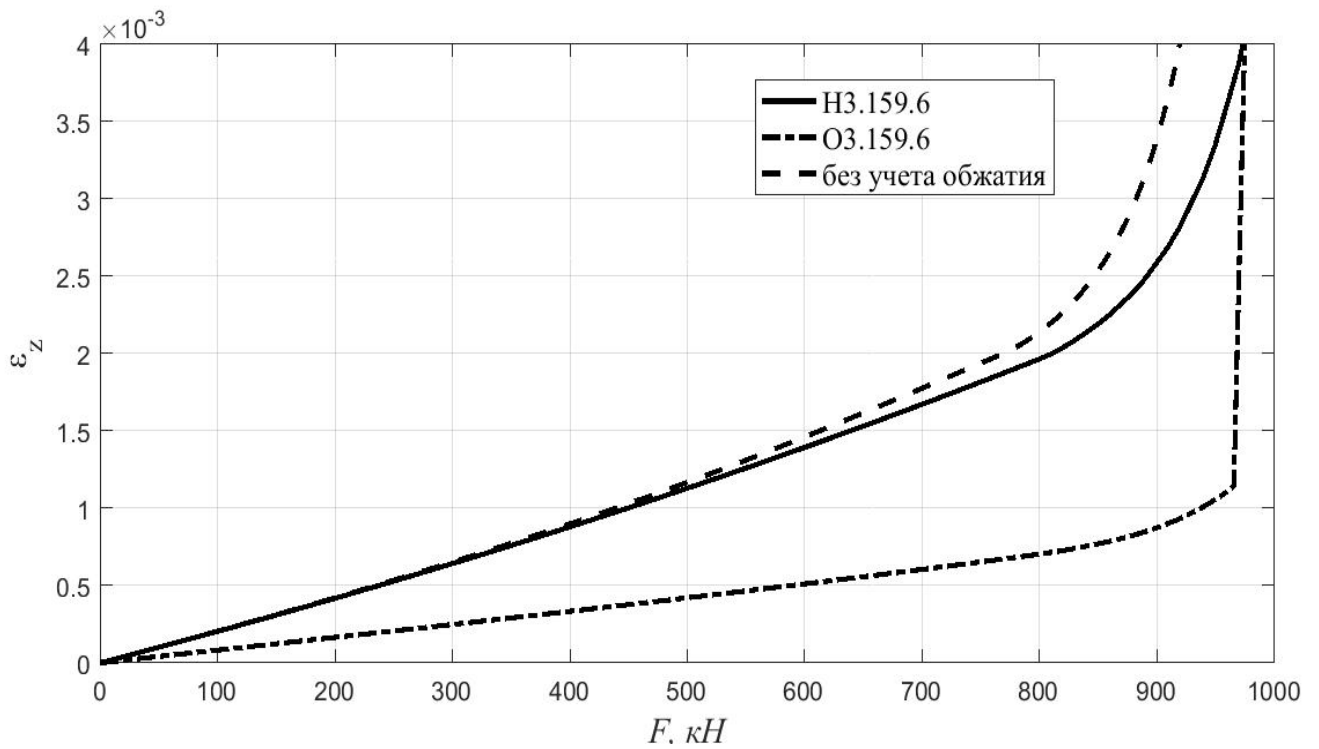


Рис. 3.20 – Зависимость деформации ε_z от нагрузки для образцов H3.159.6 и O3.159.6

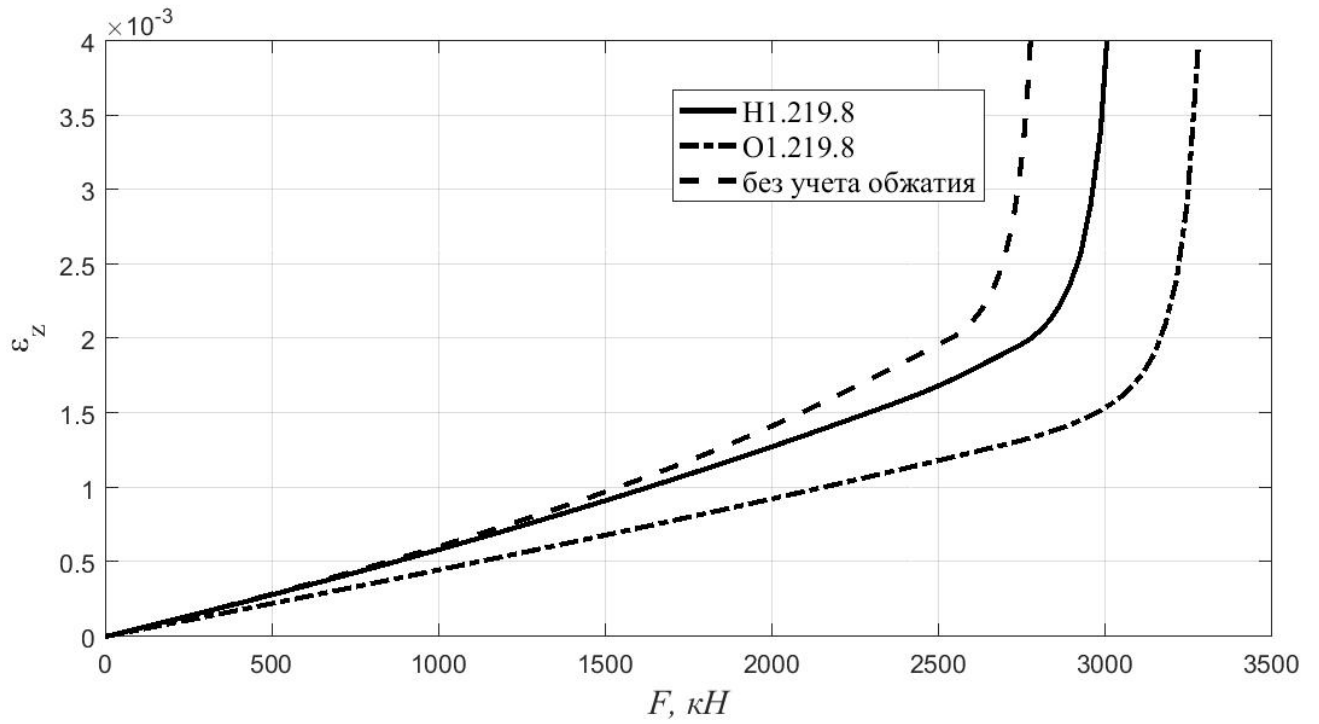


Рис. 3.21 – Зависимость деформации ε_z от нагрузки для образцов Н1.219.8 и О1.219.8

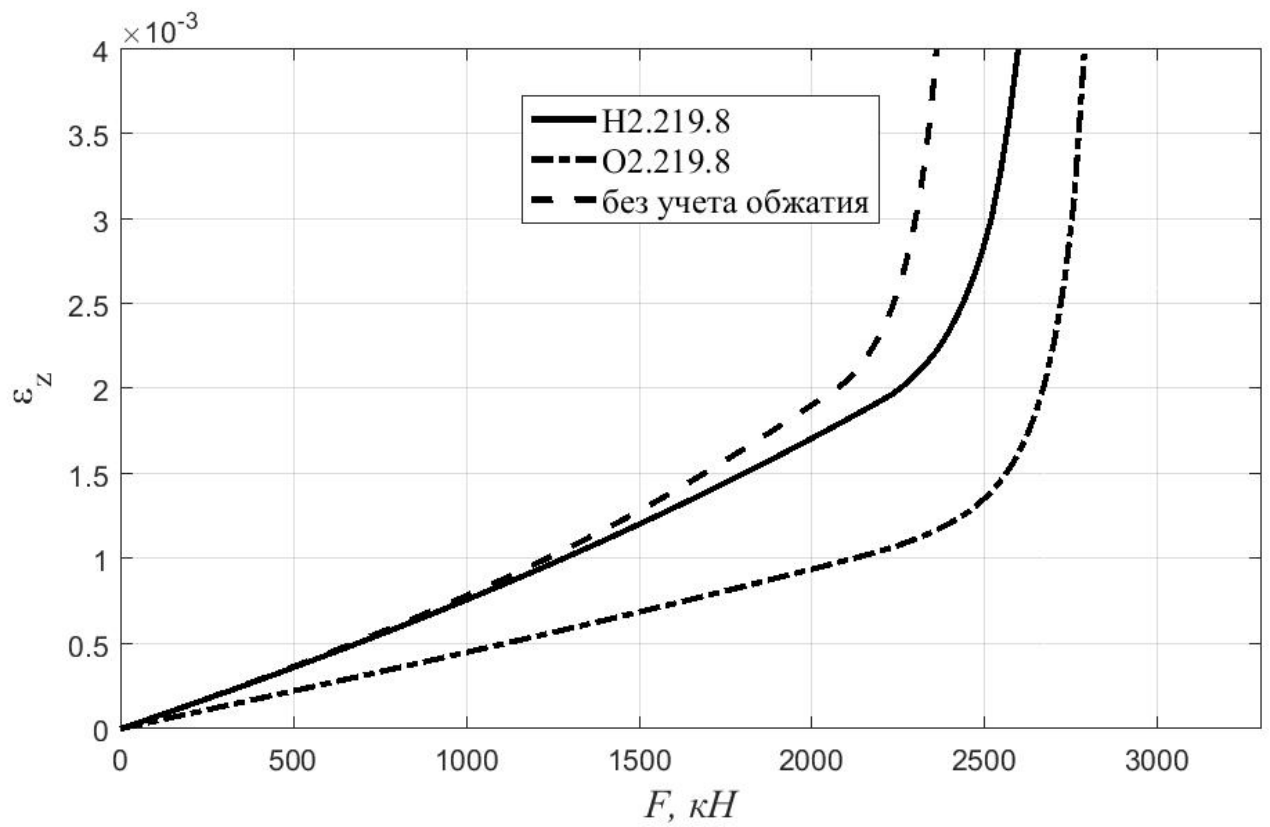


Рис. 3.22 – Зависимость деформации ε_z от нагрузки для образцов Н2.219.8 и О2.219.8

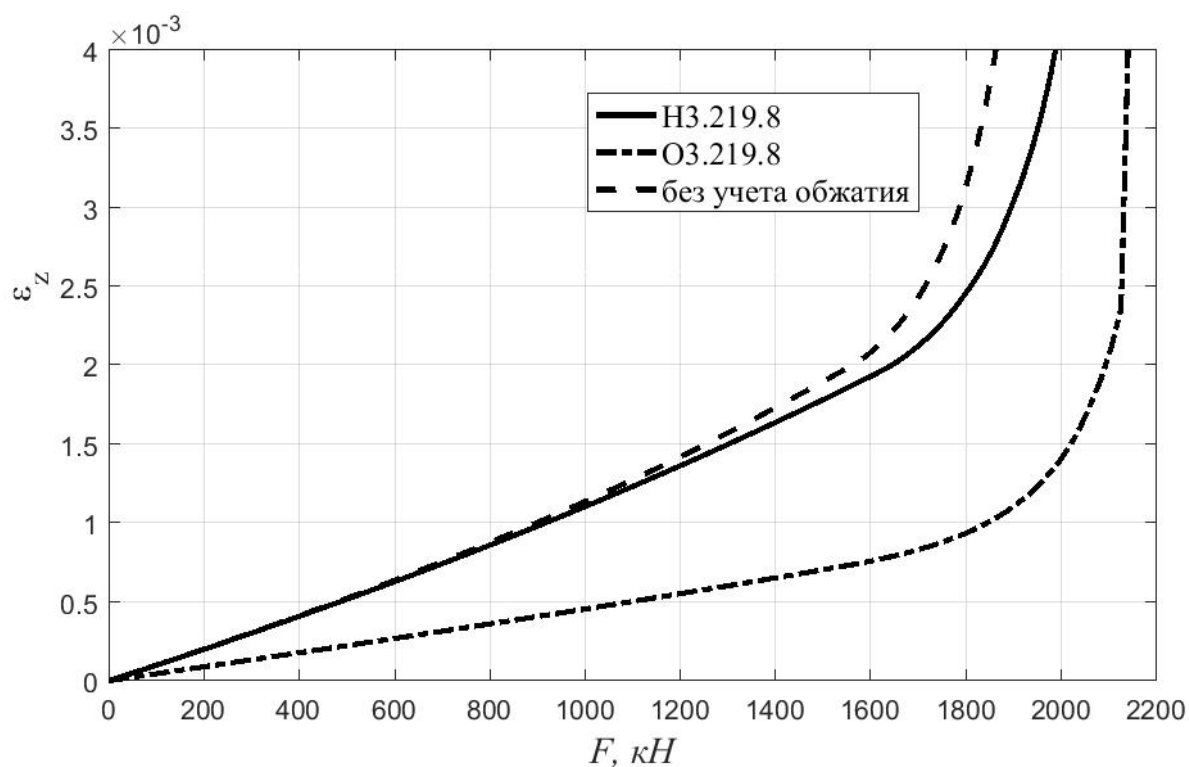


Рис. 3.23 – Зависимость деформации ε_z от нагрузки для образцов Н3.219.8 и О3.219.8

Помимо работы А. И. Сагадатово было выполнено сравнение с результатами экспериментов для 81 внецентренно сжатого образца круглого сечения, представленных в 5 различных работах. Диаметр колонн варьировался от 103 до 720 мм, толщина стенки – от 1,81 до 11,95 мм, предел текучести стали от 248,9 до 440 МПа, призмная прочность бетона при сжатии – от 21,5 до 63,8 МПа, отношение эксцентриситета продольной силы к диаметру колонны e_0/D – от 0,05 до 0,64. Результаты сведены в табл. А.2. приложения А. Среднее значение отношения теоретического значения предельной нагрузки $N_{\text{теор}}$ к экспериментальному $N_{\text{эксп}}$ составило 0,95. Максимальное значение отношения $N_{\text{теор}}/N_{\text{эксп}}$ – 1,25, минимальное – 0,76. Стандартное отклонение – 0,08, коэффициент вариации – 8,4%.

3.6 Напряженно-деформированное состояние внецентренно сжатых трубобетонных колонн круглого сечения при ползучести

Для анализа влияния ползучести на НДС внецентренно сжатых колонн была проведена серия численных экспериментов с различным эксцентриситетом продольной силы. Исходные данные принимались следующие: $F = 200$ кН, $d = 20$ см, $\delta = 3$ мм, $E_b = 2,75 \cdot 10^4$ МПа. Эксцентриситет продольной силы e варьировался от 1 до 4 см. На рис. 3.24 представлены графики изменения во времени деформации ε_z наиболее сжатого волокна при различных значениях e . Штриховым линиям соответствует решение без учета бокового обжатия с использованием уравнений, приведенных в параграфе 3.3. Заметной разницы при расчете с учетом и без учета поперечных деформаций бетона не выявлено.

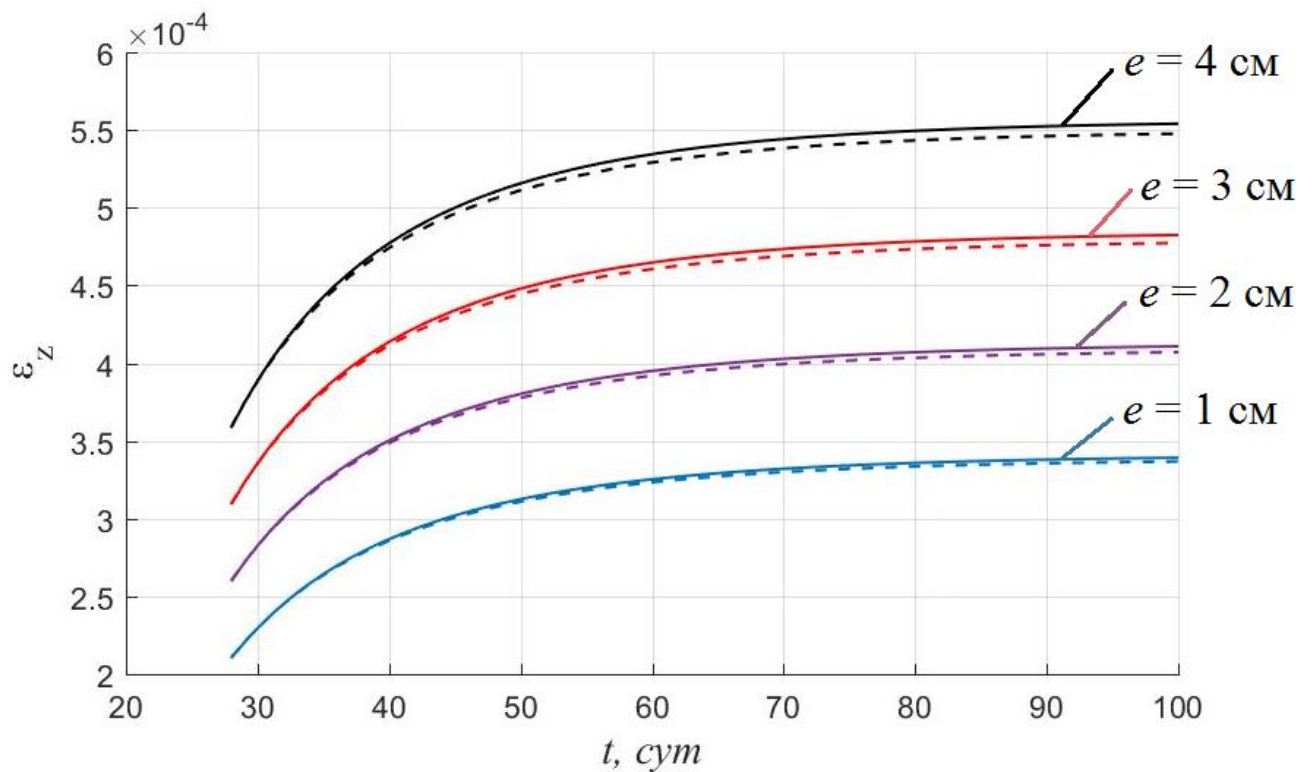


Рис. 3.24 – Изменение деформации ε_z во времени при различных значениях эксцентриситета продольной силы

Рис. 3.25 показывает изменение во времени наибольших сжимающих напряжений σ_{bz} в бетоне при различных величинах эксцентриситета. Штриховым

линиям так же соответствует решение без учета работы бетона в объемном напряженном состоянии. Как и по деформациям, заметной разницы при расчете по упрощенной методике не выявлено. По напряжениям σ_{sz} в стальной обойме разница более выраженная, но она не превышает 3%. Графики их изменения во времени приведены на рис. 3.26. В процессе ползучести напряжения σ_{sz} существенно возрастают (в 1,5-1,6 раз). Примерно во столько же раз убывают напряжения σ_{bz} .

При приложении сжимающей силы за пределами ядра сечения ползучесть оказывает положительное влияние на НДС конструкций, заключающееся в уменьшении максимальных растягивающих напряжений в бетоне. На рис. 3.27 представлено распределение напряжений σ_{bz} в зависимости от y при $e = 4$ см в моменты времени $t = \tau_0 = 28$ сут и $t = 150$ сут.

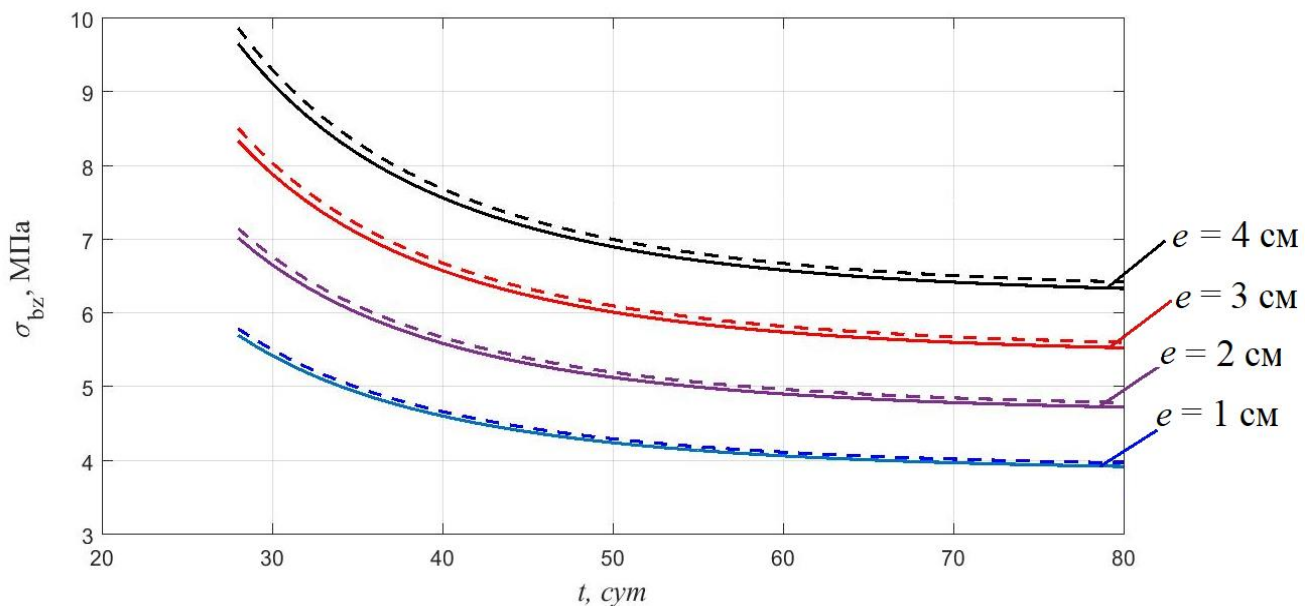


Рис. 3.25 – Изменение во времени наибольших сжимающих напряжений σ_{bz}

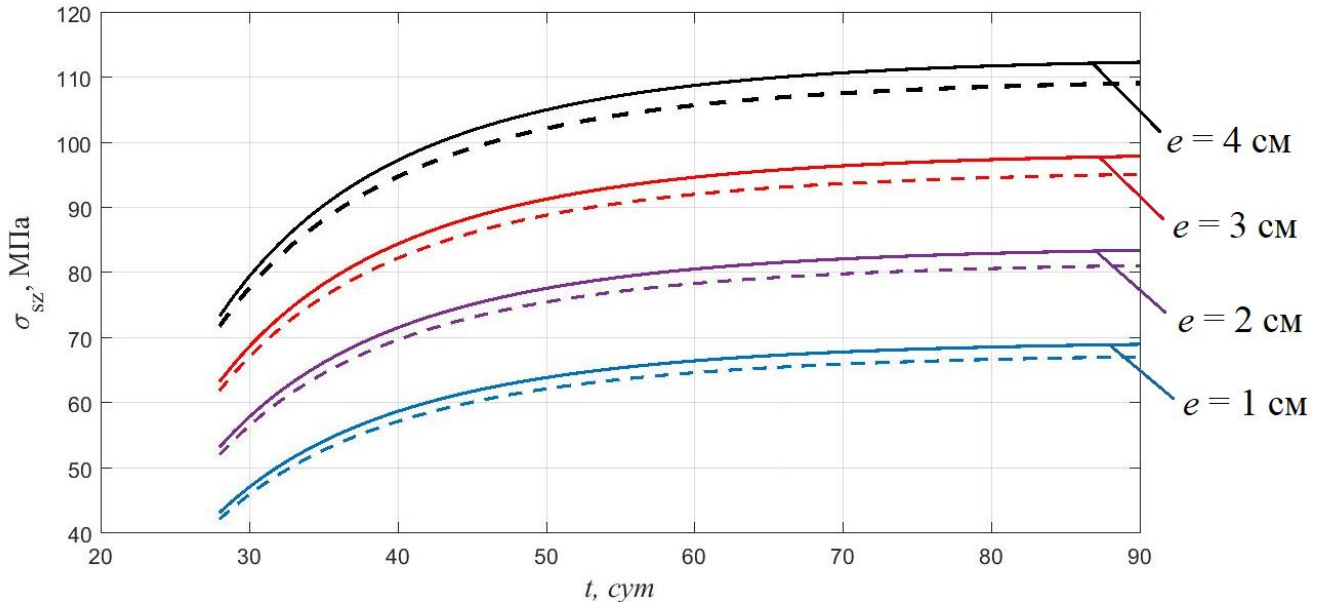


Рис. 3.26 – Изменение во времени наибольших сжимающих напряжений σ_{sz}

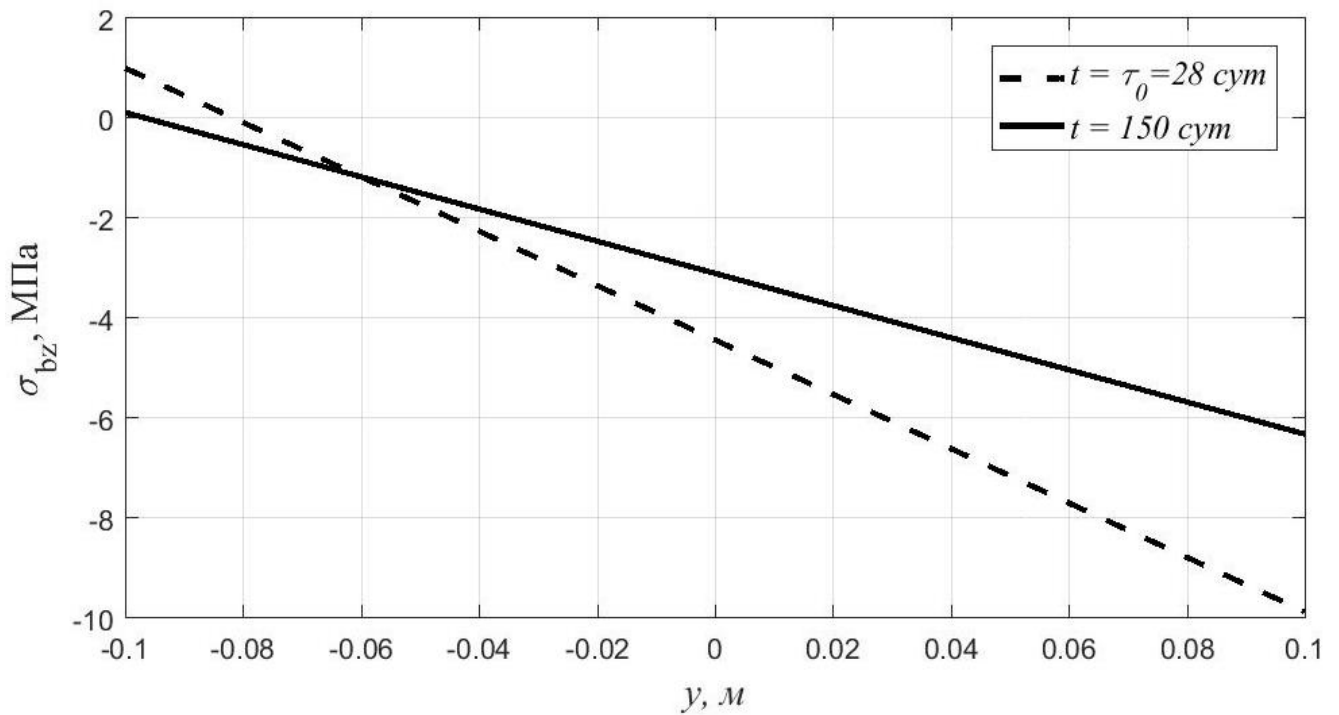


Рис. 3.27 – Распределение напряжений σ_{bz} по сечению в начале и в конце процесса ползучести при $e = 4$ см

3.7 Выводы по главе

Разработана методика расчета внецентренно сжатых коротких колонн с учетом бокового обжатия в физически нелинейной постановке с использованием

метода конечных элементов. На основе гипотезы плоских сечений трехмерная задача сведена к двумерной. Для контроля правильности результатов в трехмерной постановке решена упругая задача в программном комплексе ЛИРА с последующим сравнением результатов. Также методика апробирована на частных случаях центрального сжатия, рассмотренных в предыдущей главе, и экспериментальных данных для внецентренно сжатых колонн, представленных в работе А.И. Сагадатов и других авторов. Подтверждено, что эффективной областью применения трубобетонных колонн являются случаи малых эксцентриситетов.

Установлено, что при малых эксцентриситетах действующие нормы проектирования сталежелезобетонных конструкций дадут сильно завышенные значения предельных нагрузок.

Исследованы закономерности изменения НДС трубобетонных колонн при ползучести на основе вязкоупругой модели.

ГЛАВА 4. НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ КОРОТКИХ ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН КВАДРАТНОГО СЕЧЕНИЯ

4.1 Вывод разрешающих уравнений

Предложенная в предыдущей главе методика расчета колонн круглого поперечного сечения подходит для произвольных сечений, в том числе и квадратного. Однако в данной задаче более удобно воспользоваться прямоугольными конечными элементами. Используемый нами КЭ приведен на рис. 4.1.

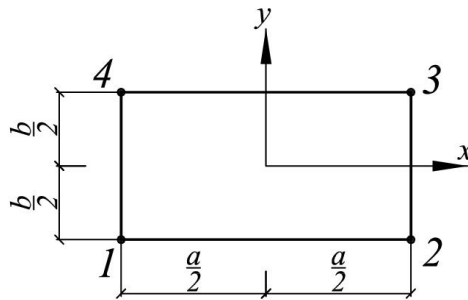


Рис. 4.1 – Плоский прямоугольный КЭ для моделирования бетона в
трубобетонных колоннах прямоугольного сечения

Для перемещений u и v принимается следующая аппроксимация:

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy; \\ v &= \beta_1 + \beta_2 x + \beta_3 y + \beta_4 xy. \end{aligned} \quad (4.1)$$

Или в матричной форме:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & xy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x & y & xy \end{bmatrix} \{\alpha\}, \quad (4.2)$$

где $\{\alpha\} = \{\alpha_1 \quad \alpha_2 \quad \alpha_3 \quad \alpha_4 \quad \beta_1 \quad \beta_2 \quad \beta_3 \quad \beta_4\}^T$.

Вектор $\{\alpha\}$ найдем, подставив в (4.2) координаты узлов:

$$\begin{bmatrix}
 1 & -\frac{a}{2} & -\frac{b}{2} & \frac{ab}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -\frac{a}{2} & -\frac{b}{2} & \frac{ab}{4} \\
 1 & \frac{a}{2} & -\frac{b}{2} & -\frac{ab}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{a}{2} & -\frac{b}{2} & -\frac{ab}{4} \\
 1 & \frac{a}{2} & \frac{b}{2} & \frac{ab}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & \frac{a}{2} & \frac{b}{2} & \frac{ab}{4} \\
 1 & -\frac{a}{2} & \frac{b}{2} & -\frac{ab}{4} & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -\frac{a}{2} & \frac{b}{2} & -\frac{ab}{4}
 \end{bmatrix} \{\alpha\} = [\Phi]\{\alpha\} = \{U\}, \quad (4.3)$$

где $\{U\} = \{u_1 \ v_1 \ u_2 \ v_2 \ u_3 \ v_3 \ u_4 \ v_4\}^T$ – вектор узловых перемещений.

На основе (4.3): $\{\alpha\} = [\Phi]^{-1}\{U_c\}$, где матрица $[\Phi]^{-1}$ – вычисляется следующим образом:

$$[\Phi]^{-1} = \begin{bmatrix}
 1/4 & 0 & 1/4 & 0 & 1/4 & 0 & 1/4 & 0 \\
 -\frac{1}{2a} & 0 & \frac{1}{2a} & 0 & \frac{1}{2a} & 0 & -\frac{1}{2a} & 0 \\
 -\frac{1}{2b} & 0 & -\frac{1}{2b} & 0 & \frac{1}{2b} & 0 & \frac{1}{2b} & 0 \\
 \frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 & \frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 \\
 0 & 1/4 & 0 & 1/4 & 0 & 1/4 & 0 & 1/4 \\
 0 & -\frac{1}{2a} & 0 & \frac{1}{2a} & 0 & \frac{1}{2a} & 0 & -\frac{1}{2a} \\
 0 & -\frac{1}{2b} & 0 & -\frac{1}{2b} & 0 & \frac{1}{2b} & 0 & \frac{1}{2b} \\
 0 & \frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab} & 0 & \frac{1}{ab} & 0 & -\frac{1}{ab}
 \end{bmatrix}. \quad (4.4)$$

Вектор деформаций в плоскости xu записывается в виде:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x \\ 0 & 0 & 1 & x & 0 & 1 & 0 & y \end{bmatrix} \{\alpha\} =$$

$$= \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & x \\ 0 & 0 & 1 & x & 0 & 1 & 0 & y \end{bmatrix} [\Phi]^{-1}\{U\} = [B]\{U\},$$

где

$$[B] = \frac{1}{ab} \begin{bmatrix} y - \frac{b}{2} & 0 & \frac{b}{2} - y & 0 & \frac{b}{2} + y & 0 & -\frac{b}{2} - y & 0 \\ 0 & x - \frac{a}{2} & 0 & -\frac{a}{2} - x & 0 & \frac{a}{2} + x & 0 & \frac{a}{2} - x \\ x - \frac{a}{2} & y - \frac{b}{2} & -\frac{a}{2} - x & \frac{b}{2} - y & \frac{a}{2} + x & \frac{b}{2} + y & \frac{a}{2} - x & -\frac{b}{2} - y \end{bmatrix}.$$

Здесь, в отличие от треугольных КЭ, элементы матрицы B зависят от координат, поэтому в представленные в предыдущей главе формулы нужно внести небольшие корректировки. Матрица жесткости бетона $[K_b]$, векторы $\{F_b\}$ и $\{F^*\}$ определяются по формулам:

$$[K_b] = \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} [B]^T [D] [B] dy dx;$$

$$\{F_b\} = \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} [B]^T dy dx \frac{E_1 \nu_1}{1 - \nu_1^2} (\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix};$$

$$\{F^*\} = \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} [B]^T dy dx [D] \{\varepsilon^*\}.$$

Интегрирование в формулах (4.6) было выполнено символично с использованием пакета *Symbolic Math Toolbox* программного комплекса Matlab.

Интеграл от матрицы $[B]$ по площади КЭ записывается в виде:

$$\int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \int_{-\frac{b}{2}}^{\frac{b}{2}} [B]^T dydx = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} -b & 0 & -a \\ 0 & -a & -b \\ b & 0 & -a \\ 0 & -a & b \\ b & 0 & a \\ 0 & a & b \\ -b & 0 & a \\ 0 & a & -b \end{bmatrix}. \quad (4.7)$$

Формулы коэффициентов матрицы жесткости бетона здесь приводить не будем.

4.2 Несущая способность трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения при центральном сжатии

В работе А.Л. Кришана и А.С. Мельничука [53] представлены результаты экспериментальных и теоретических исследований несущей способности трубобетонных конструкций квадратного сечения при центральном сжатии. Размеры поперечного сечения образцов в их исследовании составляли 100x100, 160x160 и 180x180 мм, толщины стенок стальной обоймы – 4, 6 и 8 мм соответственно. Предел текучести стали для образцов 100x100 и 160x160 – 360 МПа, для образцов 180x180 – 305 МПа.

Нами для численного эксперимента были использованы такие же исходные данные. При расчете колонн квадратного сечения по авторской методике узлы бетона и обоймы принимались общими. Для колонн квадратного сечения учет контактного взаимодействия требует введения в одномерные конечные элементы стальной оболочки вращательных степеней свободы в узлах. Это объясняется тем, что квадратная труба, в отличие от круглой не работает как безмоментная оболочка.

Помимо предложенной нами методики для контроля достоверности результатов производилось конечно-элементное моделирование в программном комплексе ЛИРА-САПР. Как и в главе 2, бетон моделировался призматическими физически нелинейными КЭ, а стальная обойма – прямоугольными КЭ оболочки также с учетом физической нелинейности. Закон деформирования для стали и

бетона принимался экспоненциальный. Для экономии машинного времени рассматривалась четверть конструкции, нагрузка на верхнем торце прикладывалась как равномерно распределенная, выполнялось объединение перемещений верхнего торца по z . Нижний торец закреплялся только по z , кромка $x = 0$ закреплялась по x , кромка $y = 0$ – по y . Кроме того, центр тяжести колонны закреплялся от поворота по z . Расчетная схема приведена на рис. 4.2.

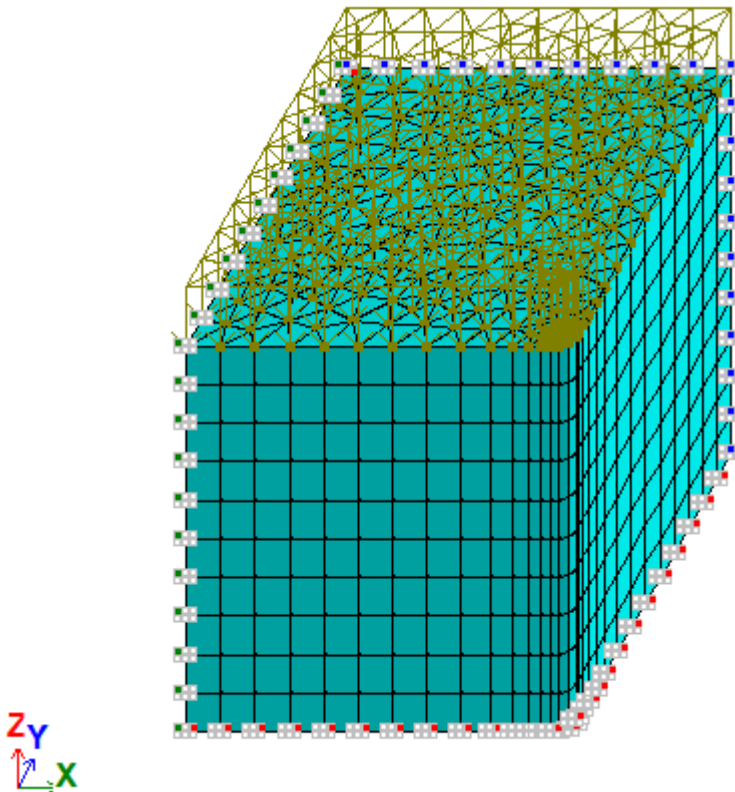


Рис. 4.2 – Построенная автором конечно-элементная модель в ПК ЛИРА

В работе [53] колонны также моделировались в программном комплексе ЛИРА, но конструкция рассчитывалась полностью и на достаточно редкой сетке (рис. 4.3). Кроме того, в указанной работе узлы нижнего торца закреплялись по всем направлениям, что ограничивало деформации колонны в поперечном направлении и могло привести к искажению картины напряженно-деформированного состояния.

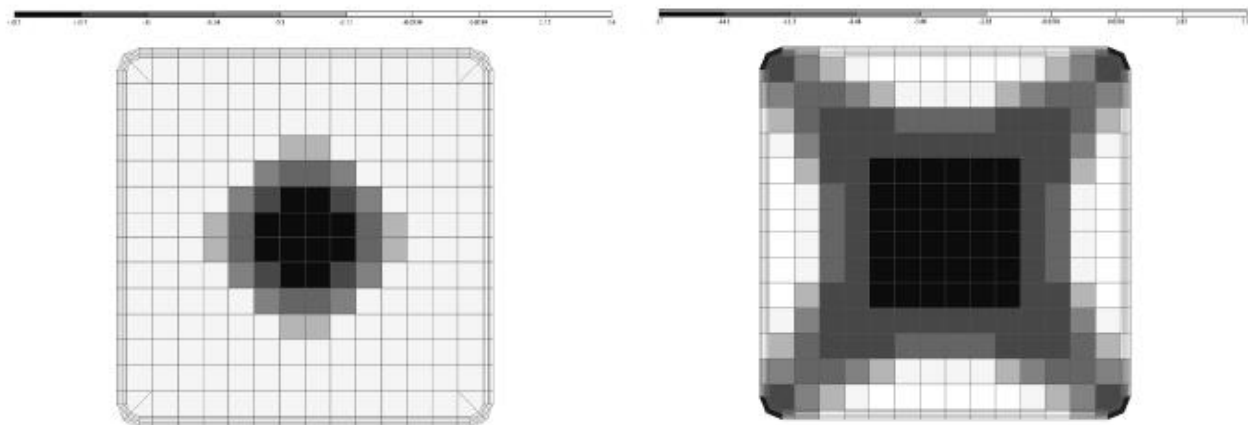


Рис. 4.3 – Мозаики главных напряжений σ_1 и σ_2 , полученные в [53]

В табл. 4.1 представлены значения предельных нагрузок для трех образцов, полученные экспериментально, а также автором в ПК ЛИРА и по разработанной методике в пакете Matlab. В указанной таблице $N_{bs} = R_b A_b + R_s A_s$ – несущая способность колонны без учета бокового обжатия.

Табл. 4.1 – Сравнение результатов, полученных теоретически и экспериментально

Образец	R_b , МПа	N_u , кН			N_{bs} , кН
		эксперимент	ЛИРА	Matlab	
100x100	44,3	1070	1008	1060	1019
160x160	24,3	2466	2000	2090	1843
180x180	25,1	3272	2565	2600	2572

Из табл. 4.1 видно, что результаты, полученные в ПК ЛИРА и Matlab, достаточно хорошо согласуются между собой для всех трех образцов. В то же время для образцов 160x160 и 180x180 наблюдается значительное отклонение теоретических значений от экспериментальных данных. В качестве возможной причины отклонения может выступать характер деформирования материала оболочки (отсутствие явно выраженной площадки текучести), а также более сложный характер взаимодействия стальной трубы и бетонного ядра (возможность отрыва и местной потери устойчивости стенки трубы).

В [53] указывается, что для колонн квадратного сечения не все бетонное ядро находится в условиях всестороннего сжатия. Нами было установлено, что при

малых нагрузках во всех точках бетонного ядра как минимум одно из главных напряжений σ_1 , σ_2 является положительным, далее, за исключением угловых зон, оба главных напряжения σ_1 , σ_2 становятся отрицательными. Уровень нагрузки, соответствующий появлению зоны всестороннего сжатия, составил для колонн 100x100, 160x160 и 180x180 47%, 27% и 32% от предельной соответственно. В бетонном ядре колонны 100x100 гораздо позже возникли напряжения бокового обжатия, что можно объяснить более высоким классом бетона.

На рис. 4.4 - рис. 4.6 приведены графики распределения главных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН.

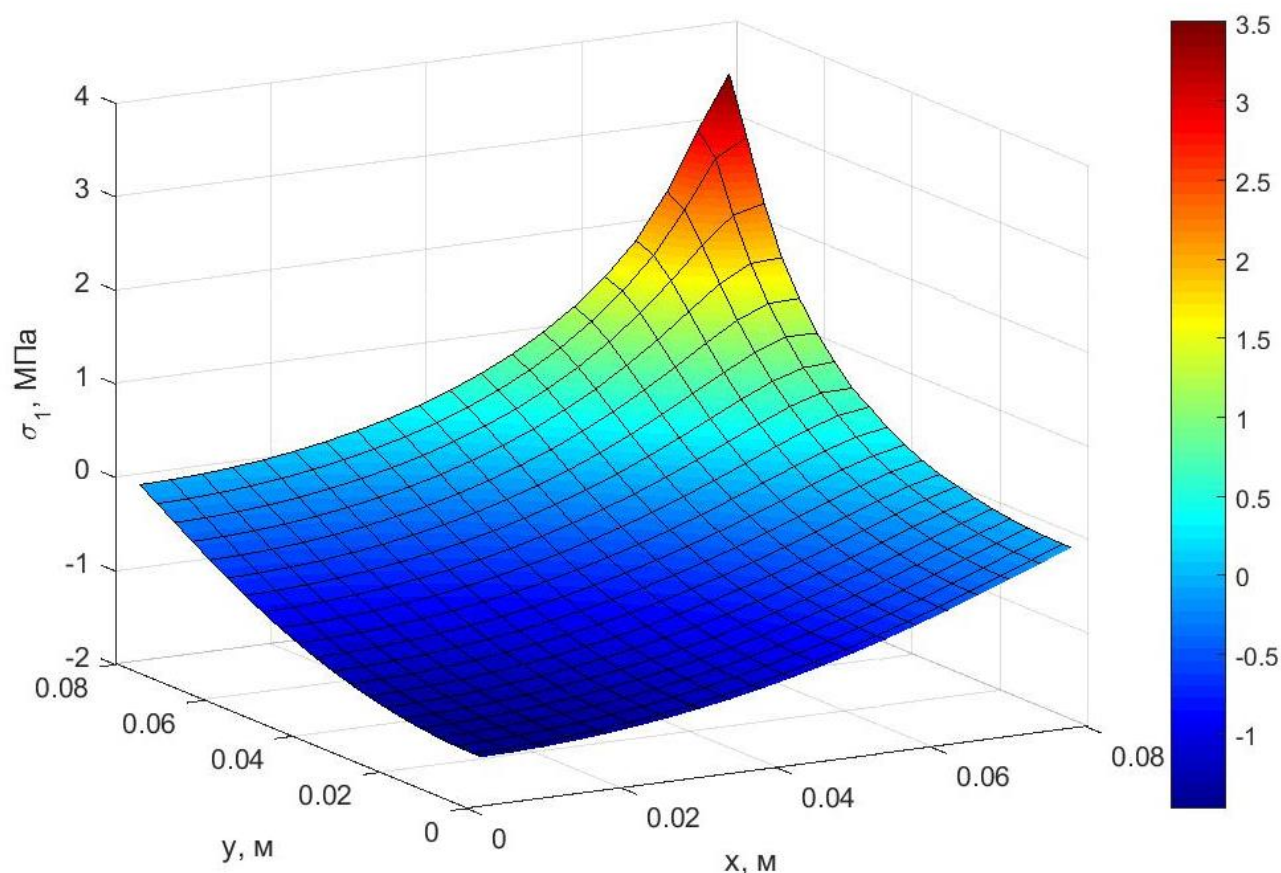


Рис. 4.4 – Распределение напряжений σ_1 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН

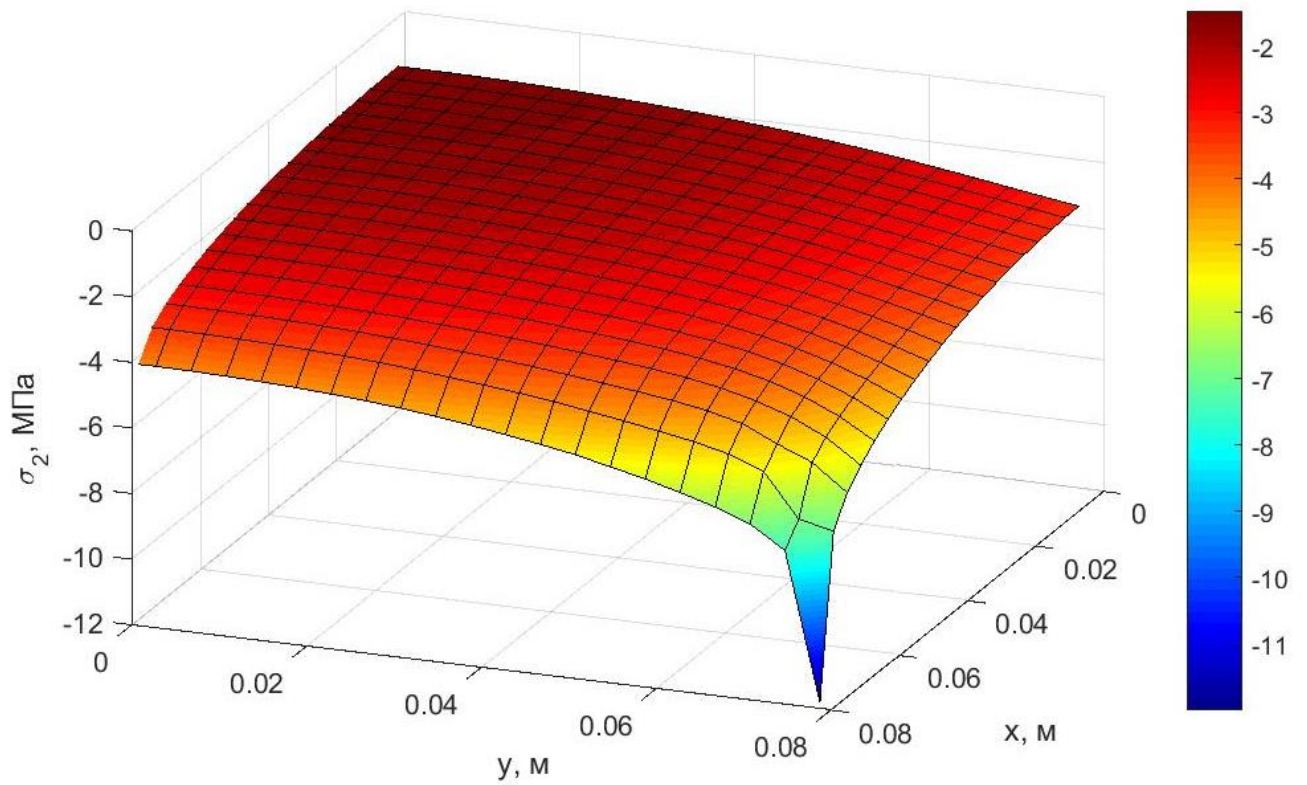


Рис. 4.5 – Распределение напряжений σ_2 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН

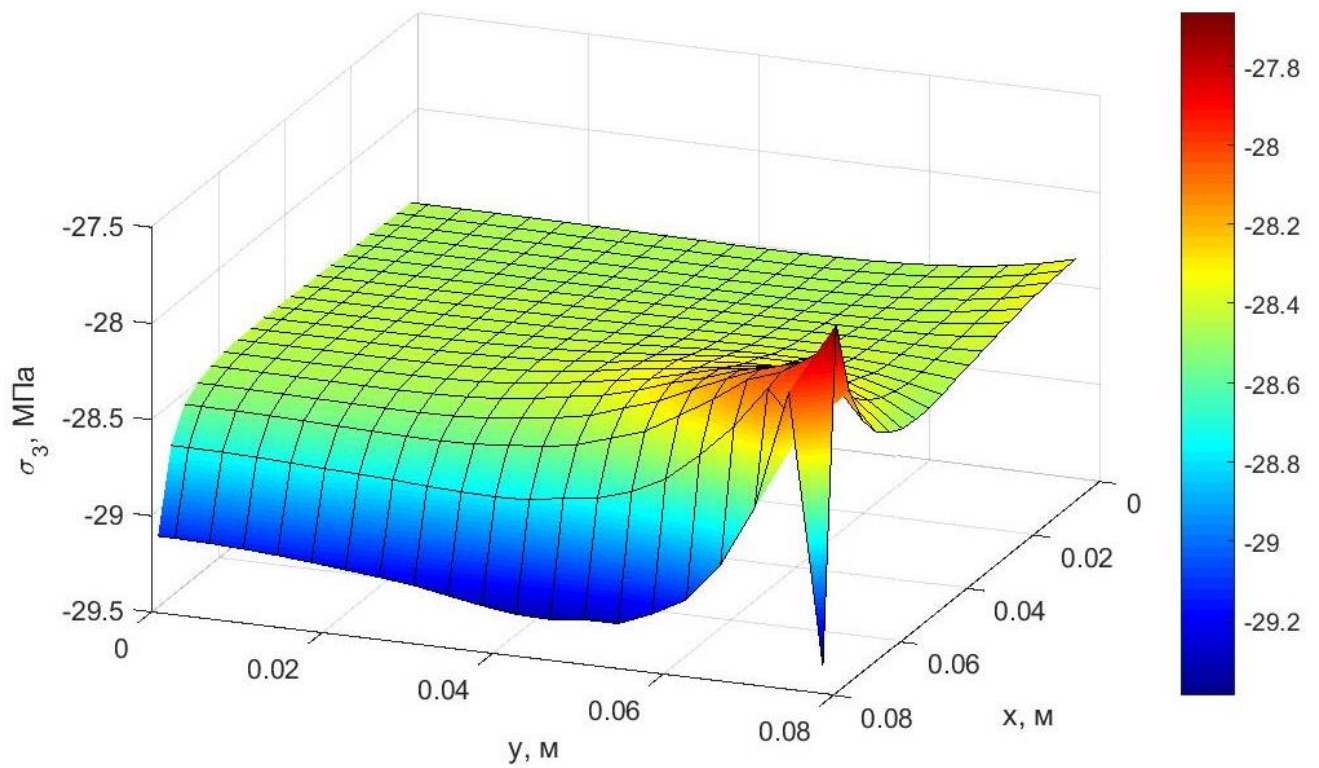


Рис. 4.6 – Распределение напряжений σ_3 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН

В [53] предлагается инженерный метод расчета трубобетонных колонн квадратного сечения, в котором зона объемного сжатия и эпюра напряжений бокового обжатия принимаются в соответствии с рис. 4.7.

Нами было установлено, что область всестороннего сжатия в предельном состоянии существенно больше (см. рис. 4.8), и ее площадь для всех трех образцов составила примерно 75% от общей площади бетонного ядра. В то же время, как видно из рис. 4.4-рис. 4.5, и распределение главных напряжений в этой области отличается от представленного на рис. 4.7. Однако, путем подбора эмпирических коэффициентов, авторам работы [53] удастся получить приемлемые результаты.

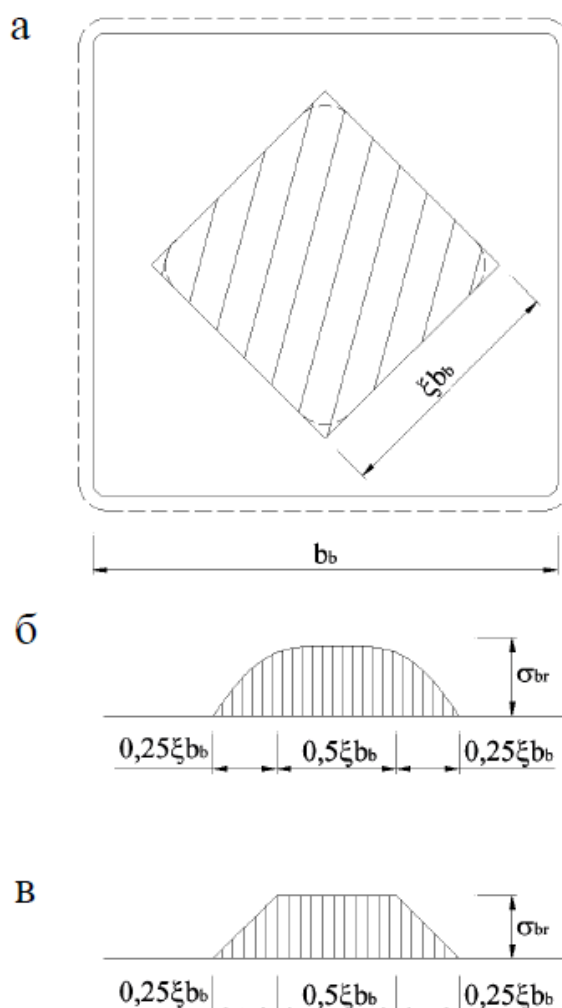


Рис. 4.7 – Расчетная схема для определения осредненной величины бокового сжимающего напряжения в [53]: (а – поперечное сечение с зоной объемного сжатия в центре; б – фактическая эпюра боковых сжимающих напряжений по [53]; в – принятая к расчету эпюра боковых сжимающих напряжений)

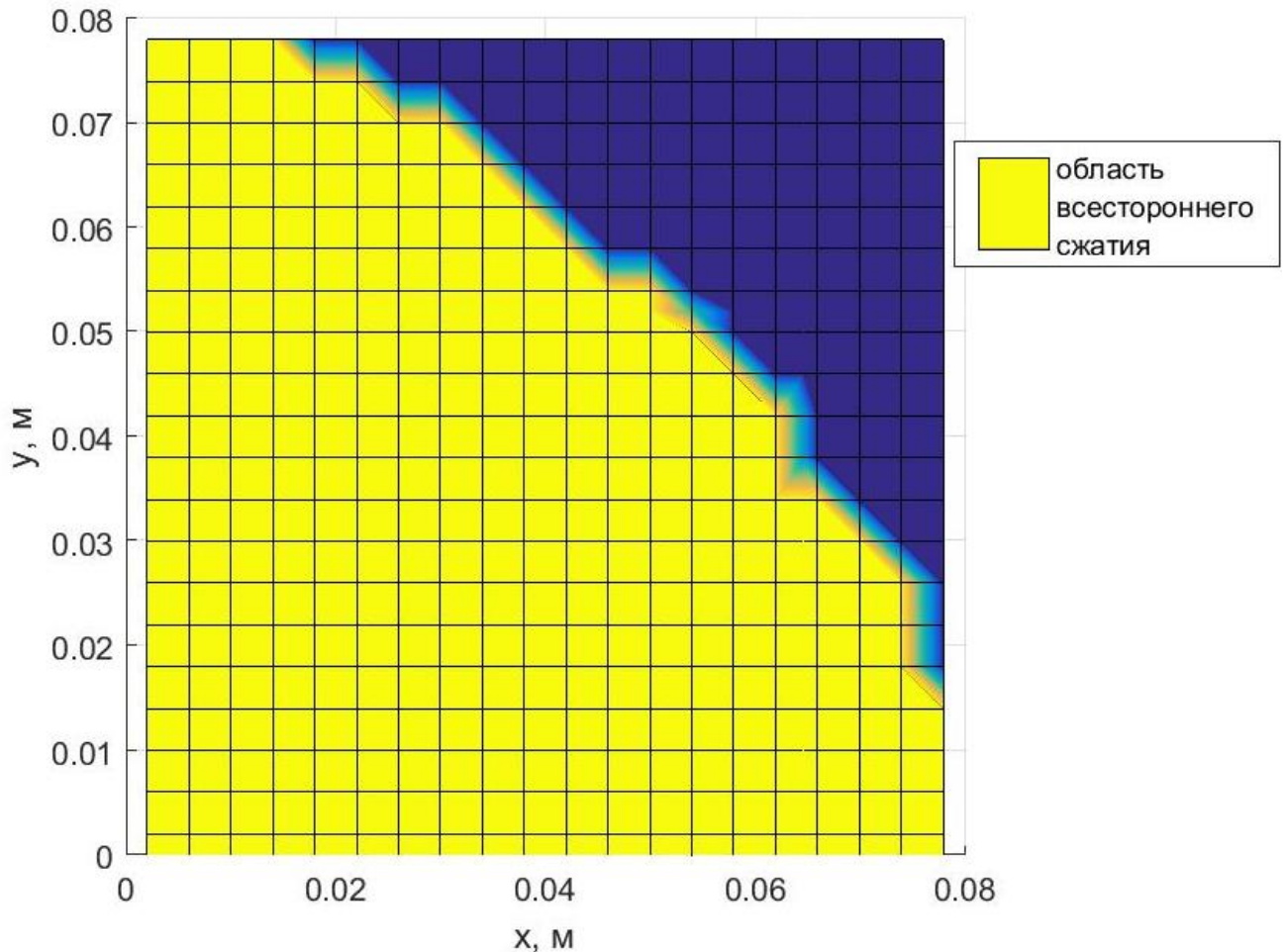


Рис. 4.8 – Область всестороннего сжатия для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН (показана четверть сечения)

Для контроля правильности результатов нами также выполнялся расчет колонн квадратного сечения с использованием треугольных КЭ, описанных в предыдущей главе. Сколь-нибудь заметной разницы при этом выявлено не было.

Помимо работы А.С. Мельничука и А.Л. Кришана была выполнена апробация на экспериментальных данных японских ученых для 48 центрально сжатых колонн квадратного сечения, представленных в работе [54]. Размер поперечного сечения колонн варьировался от 119 до 324 мм, толщина стенки – от 4,38 до 9,45 мм, предел текучести стали от 262 до 835 МПа, призмная прочность бетона при сжатии – от 25,4 до 91,1 МПа. Результаты приведены в таблице А.3 приложения А. Среднее значение отношения теоретического значения предельной нагрузки $N_{\text{теор}}$ к экспериментальному $N_{\text{эксп}}$ составило 1,04. Максимальное

значение отношения $N_{\text{теор}}/N_{\text{эксп}} - 1,21$, минимальное – 0,89. Стандартное отклонение – 0,08, коэффициент вариации – 8%.

4.3 Напряженно-деформированное состояние коротких внецентренно сжатых трубобетонных колонн квадратного сечения

В статье А.С. Мельничука и А.Л. Кришана [55] представлены результаты экспериментальных исследований несущей способности коротких трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения при внецентренном сжатии. Испытания проводились при постоянном эксцентриситете продольной силы $e_0/a = 0,125$ для образцов размерами 100x100 (ВН100, ВР100) и 160x160 мм (ВН160). Толщина стенки трубы составляла 4 и 6 мм соответственно. Характеристики материалов: $R_s = 420$ МПа, $R_b = 30$ МПа (для образцов ВН100 и ВН160 из бетона на обычном цементе) и $R_b = 40$ МПа (для образцов ВР100 из бетона на расширяющемся цементе). Результаты испытаний, а также полученные нами теоретические значения предельных нагрузок приведены в табл. 4.2. При определении предельной нагрузки величина осевой деформации ε_0 нами ограничивалась на уровне $\varepsilon_{ult} = 4 \cdot 10^{-3}$. Также в данной таблице представлены вычисленные в [55] и нами значения разрушающей нагрузки N_{bs} без учета эффекта обоймы.

Табл. 4.2 – Экспериментальные и теоретические значения предельных нагрузок

Образец	$N_u^{\text{эксп}}$, кН	$N_u^{\text{теор}}$, кН	$\frac{ N_u^{\text{эксп}} - N_u^{\text{теор}} }{N_u^{\text{эксп}}} \cdot 100\%$	N_{bs} , кН	
				А.С. Мельничук и А.Л. Кришан	автор
ВН100	809,5	789	2,5	708	618
ВН160	2033	1931	5,0	1737	1520
ВР100	1018	940	7,7	791	680

Наибольшее отклонение теоретических результатов от экспериментальных наблюдается для образца ВР100, что можно объяснить повышением класса бетона при твердении в стесненных условиях. На рис. 4.9 - рис. 4.11 приведены графики зависимости осевой деформации от нагрузки для указанных в табл. 4.2 образцов.

Штриховым линиям соответствует полученное нами решение без учета бокового обжатия. Данные графики показывают, что трубобетонные колонны квадратного сечения по сравнению с конструкциями круглого сечения более эффективно работают на внецентренное сжатие.

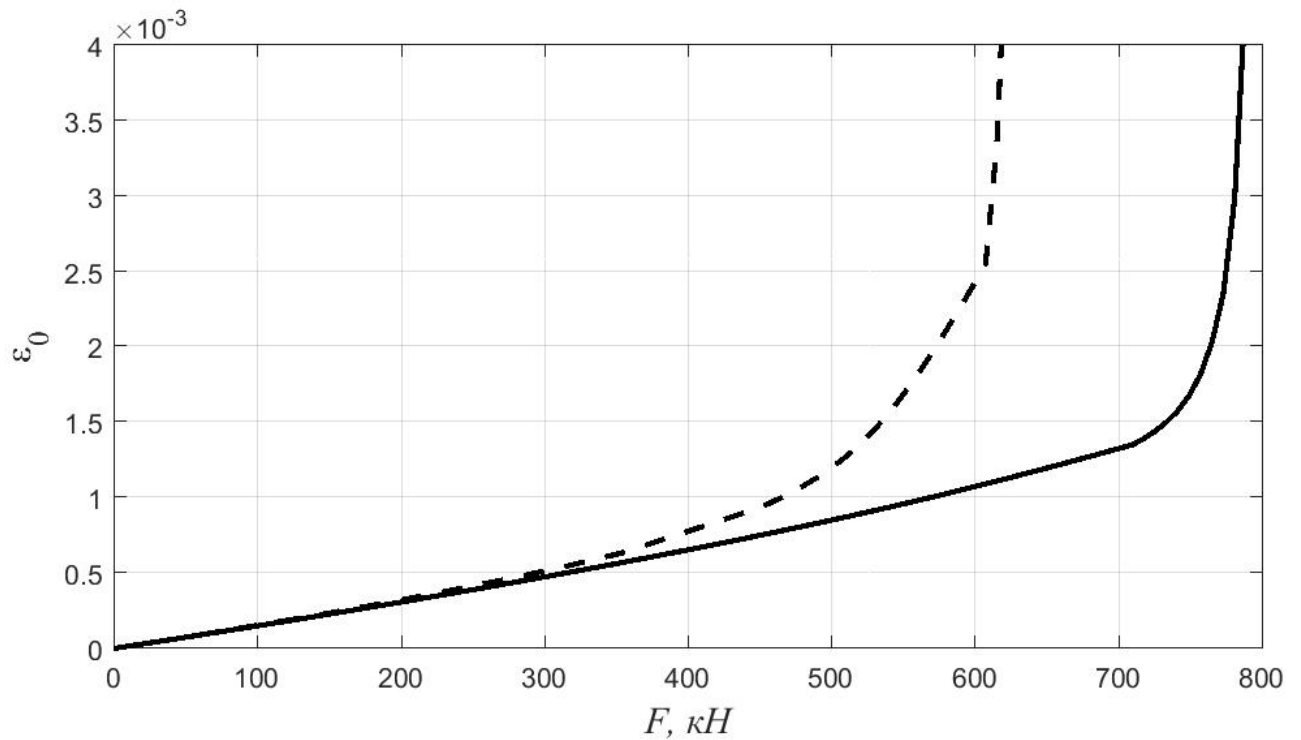


Рис. 4.9 – Зависимость осевой деформации от нагрузки для образца ВН100

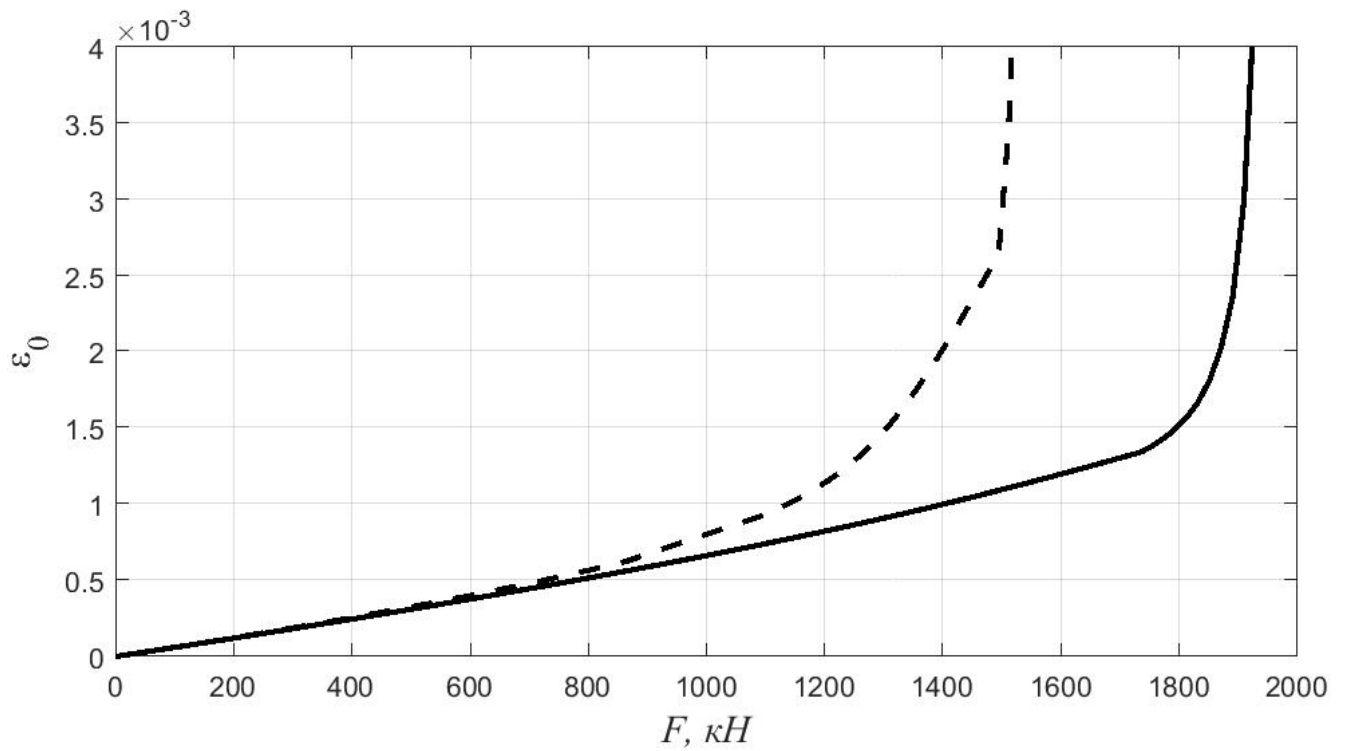


Рис. 4.10 – Зависимость осевой деформации от нагрузки для образца ВН160

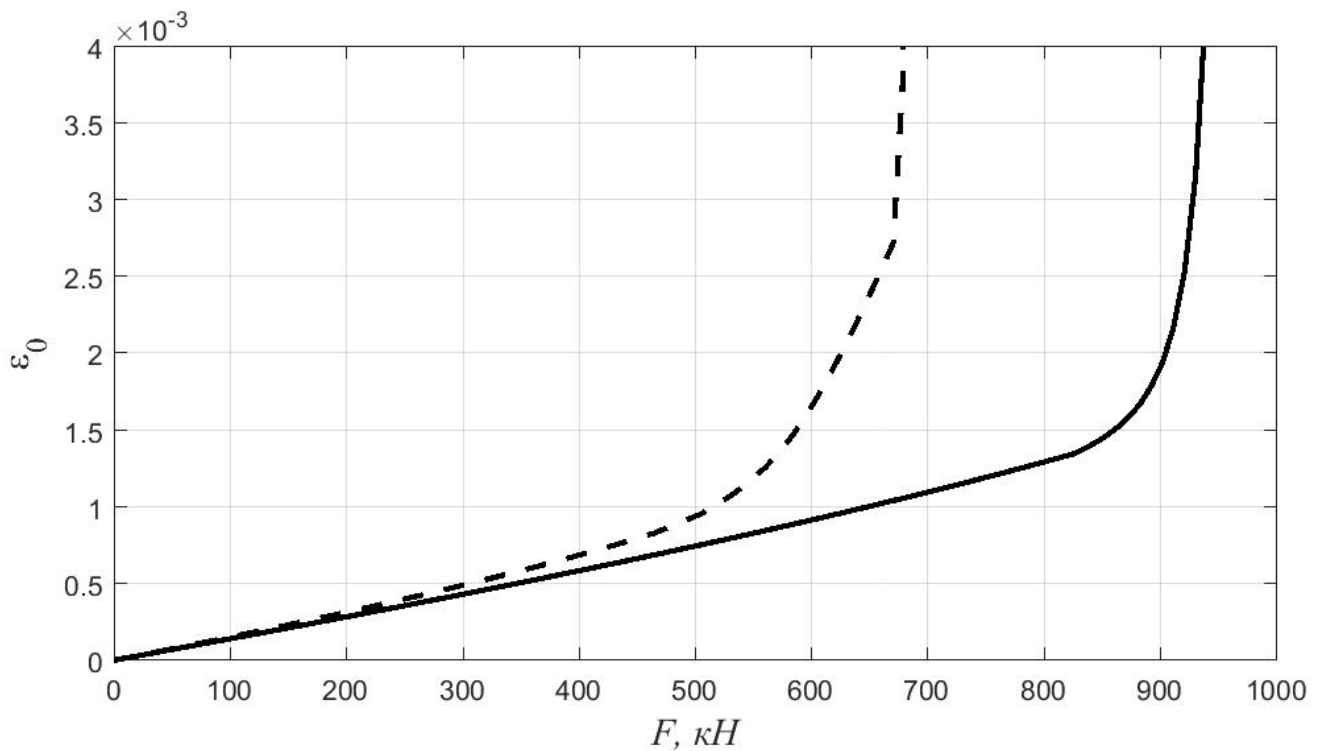


Рис. 4.11 – Зависимость осевой деформации от нагрузки для образца ВР100

На рис. 4.12 - рис. 4.14 приведены графики изменения главных напряжений $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ в зависимости от x и y в момент разрушения для образца ВН100. Из представленных графиков видно, что трубобетонные колонны квадратного сечения

при внецентренном сжатии характеризуются достаточно сложным распределением напряжений, и упрощенные подходы к их расчету могут привести к большим погрешностям.

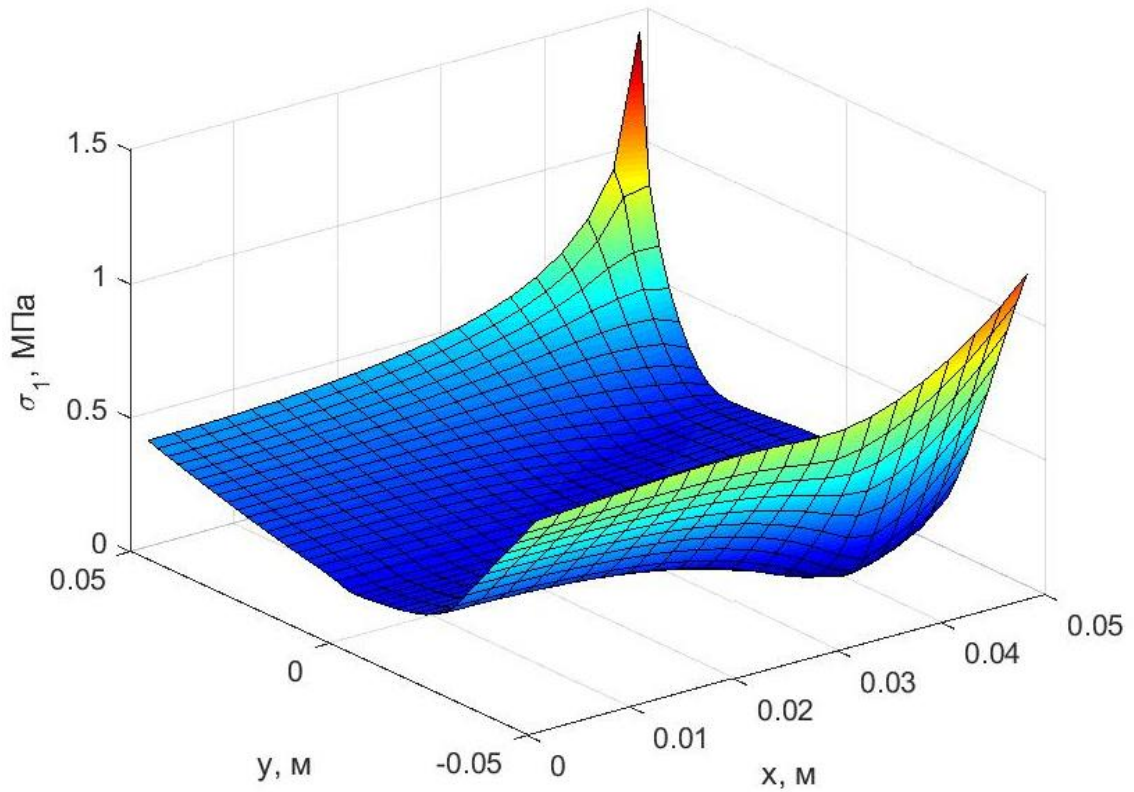


Рис. 4.12 – Распределение главных напряжений σ_1 в зависимости от x и y для колонны ВН100 при $F = F_{ult} = 789$ кН

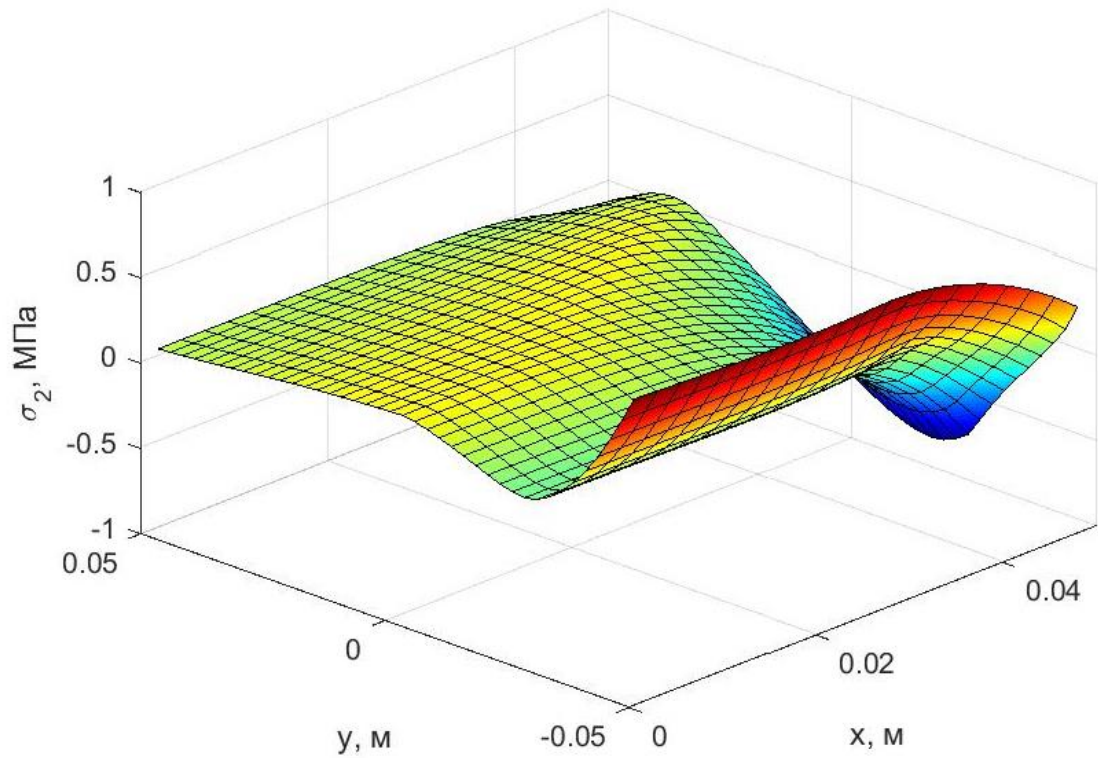


Рис. 4.13 – Распределение главных напряжений σ_2 в зависимости от x и y для колонны ВН100 при $F = F_{ult} = 789$ кН

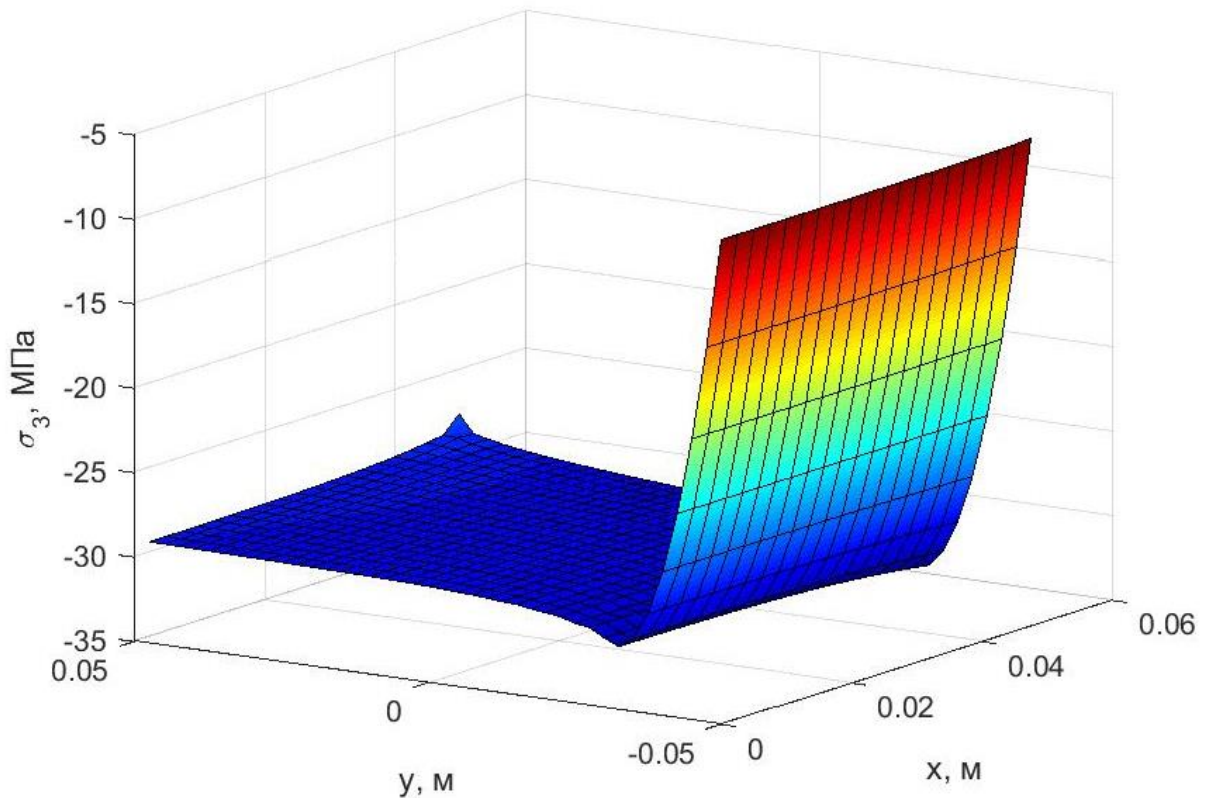


Рис. 4.14 – Распределение главных напряжений σ_3 в зависимости от x и y для колонны ВН100 при $F = F_{ult} = 789$ кН

4.4 Выводы по главе

Разработана методика конечно-элементного анализа напряженно-деформированного состояния трубобетонных колонн квадратного сечения с использованием прямоугольных КЭ. Выполнена апробация на экспериментальных данных для центрально сжатых и внецентренно сжатых конструкций, приведенных в работах А.С. Мельничука и А.Л. Кришана, а также других авторов. Сходимость результатов достаточно хорошая.

Для центрально сжатых колонн квадратного сечения уточнены размеры области всестороннего сжатия бетонного ядра в предельном состоянии. Установлено, что трубобетонные колонны квадратного сечения, в отличие от колонн круглого сечения, более эффективно работают на внецентренное сжатие.

Показано, что трубобетонные конструкции квадратного поперечного сечения характеризуются при внецентренном сжатии достаточно сложным распределением главных напряжений, поэтому упрощенные подходы к их расчету могут привести к большим погрешностям.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основные выводы и результаты:

1. Получены разрешающие уравнения и разработана методика определения напряженно-деформированного состояния трубобетонных колонн круглого и кольцевого поперечного сечения при центральном сжатии с учетом физической нелинейности, включая мгновенную нелинейность деформирования и ползучесть. Исследованы закономерности изменения НДС трубобетонных колонн на основе упругопластической и вязкоупругой модели деформирования бетона. Достоверность результатов подтверждена сравнением с аналитическими зависимостями, представленными в работах других авторов, а также экспериментальными данными для 265 различных колонн. На основе проведенных численных экспериментов обоснована целесообразность предварительного обжатия бетонного ядра в трубобетонных колоннах из высокопрочного бетона.

2. Разработана эффективная методика расчета внецентренно сжатых коротких колонн произвольного сечения с учетом бокового обжатия в физически нелинейной постановке с использованием метода конечных элементов, основанная на понижении размерности задачи. Методика апробирована на экспериментальных данных для более чем 90 внецентренно сжатых колонн круглого сечения, представленных в работах различных авторов, а также свыше 50 колонн квадратного сечения при центральном и внецентренном сжатии. Подтверждено, что эффективной областью применения трубобетонных колонн круглого сечения являются случаи малых эксцентриситетов. Колонны квадратного сечения, наоборот, более эффективно работают на внецентренное сжатие.

3. Для центрально сжатых колонн квадратного сечения уточнены размеры области всестороннего сжатия бетонного ядра в предельном состоянии. Показано, что при внецентренном сжатии трубобетонные конструкции квадратного поперечного сечения характеризуются достаточно сложным распределением главных напряжений, поэтому упрощенные подходы к их расчету могут привести к большим погрешностям.

4. Построенные модели деформирования трубобетонных колонн базируются на общих уравнениях механики бетона и железобетона, в отличие от существующих подходов не содержат эмпирических коэффициентов и в то же время хорошо согласуются с экспериментальными данными.

Перспективы дальнейшей разработки темы: В работе рассмотрены алгоритмы расчета только для коротких трубобетонных колонн. Дальнейшие исследования могут быть направлены на разработку методов расчета гибких трубобетонных колонн с учетом физической нелинейности и ползучести.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. РЕЗУЛЬТАТЫ СОПОСТАВЛЕНИЯ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ДАННЫХ

Таблица А.1 – Сопоставление экспериментальных и теоретических данных для коротких центрально сжатых трубобетонных элементов круглого сечения

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
М.Н.Лай, J.C.M. Но [56]										
1	CNO-1-114-30	350	111.5	0.96	370.0	205.9	31.4	479	447	0.93
2	CNO-1-114-30_1	350	111.6	0.95	370.0	205.9	31.4	456	446	0.98
3	CNO-1-114-80	350	111.6	0.96	370.0	205.9	79.9	955	911	0.95
4	CNO-1-114-80_1	350	111.8	0.96	370.0	205.9	79.9	979	914	0.93
5	CNO-3-114-30	350	114.8	2.86	284.9	191.4	31.4	719	658	0.92
6	CNO-3-114-80	350	114.7	2.86	284.9	191.4	79.9	1199	1120	0.93
7	CND-4-139-30_S	420	139.0	3.96	289.5	216.3	31.7	1010	1044	1.03
8	CNO-4-139-30_R	420	139.0	3.97	289.5	216.3	30.6	1022	1029	1.01
9	CNO-4-139-50	420	139.0	3.99	289.5	216.3	51.7	1297	1317	1.02
10	CNO-4-139-100_S	420	138.7	4.00	289.5	216.3	104.5	2070	2061	1.00
11	CNO-4-139-100_R	420	139.1	3.94	289.5	216.3	101.6	2040	2077	1.02
12	CNO-5-114-50	248	114.5	4.98	422.6	206.7	51.4	1274	1344	1.05
13	CNO-5-114-50_1	330	114.0	5.03	422.6	206.7	51.4	1379	1343	0.97
14	CNO-5-114-120	248	114.3	5.01	422.6	206.7	114.3	1876	1928	1.03
15	CNO-5-168-30	330	169.2	4.93	369.0	203.5	29.1	1727	1730	1.00
16	CNO-5-168-60	330	169.2	5.04	369.0	203.5	61.2	2556	2430	0.95
17	CNO-5-168-80	330	168.7	4.97	369.0	203.5	85.4	2926	2900	0.99
18	CNO-8-168-30	330	168.7	7.76	383.6	204.9	38.1	2507	2575	1.03
19	CNO-8-168-80	330	168.2	7.80	361.6	205.2	75.2	3101	3201	1.03
20	CNO-10-168-30	330	168.4	9.91	386.4	213.8	27.0	2533	2819	1.11
21	CNO-10-168-90	330	168.7	9.96	386.4	213.8	95.1	3940	4164	1.06
Gardner N.J, Jacobson E.R. [57]										
22	3	203	101.7	3.07	650.1	200.0	34.1	1 112	957	0.86
23	4	203	101.7	3.07	650.1	200.0	31.2	1 067	933	0.87
24	8	241	120.8	4.06	451.6	200.0	34.4	1 200	1152	0.96
25	9	241	120.8	4.09	451.6	200.0	34.1	1 200	1154	0.96
26	10	241	120.8	4.09	451.6	200.0	29.6	1 112	1103	0.99
27	13	305	152.6	3.18	415.1	200.0	25.9	1 200	1228	1.02
28	14	305	152.6	3.07	415.1	200.0	20.9	1 200	1056	0.88

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{ЭКСП}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{ЭКСП}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Luksha L.K., Nesterovich A. P. [58]										
29	SB1	1590	530.0	7.80	349.2	200.0	38.3	14 000	13573	0.97
30	SB2	1890	630.0	6.60	303.0	200.0	28.4	13 700	13398	0.98
31	SB3	1890	630.0	7.00	225.0	200.0	40.0	16 200	15931	0.98
32	SB4	1890	630.0	7.00	291.4	200.0	40.0	16 660	17063	1.02
33	SB5	1890	630.0	7.61	349.5	200.0	38.9	18 000	18084	1.00
34	SB6	1890	630.0	7.90	300.0	200.0	40.0	17 200	17793	1.03
35	SB7	1890	630.0	7.90	300.0	200.0	77.8	28 700	29040	1.01
36	SB8	1890	630.0	8.44	350.0	200.0	38.3	18 600	18554	1.00
37	SB9	1890	630.0	10.21	323.3	200.0	42.7	20 500	20633	1.01
38	SB10	1890	630.0	11.60	347.2	200.0	51.1	24 400	24700	1.01
39	SB11	2160	720.0	7.70	395.4	200.0	31.4	21 000	20482	0.98
40	SB12	2160	720.0	7.93	388.4	200.0	37.8	25 500	23192	0.91
41	SB13	2160	720.0	8.30	312.0	200.0	16.7	15 000	13425	0.90
42	SB14	2460	820.0	8.93	331.0	200.0	50.0	33 600	34300	1.02
43	SB15	3060	1020.0	9.64	336.0	200.0	18.8	30 000	27075	0.90
44	SB16	3060	1020.0	13.25	368.7	200.0	32.1	46 000	43804	0.95
Sakino K., Hayashi H. [59]										
45	L-20-1	360	178.0	9.00	283.0	200.0	21.3	2 120	2 124	1.00
46	L-20-2	360	178.0	9.00	283.0	200.0	21.3	2 060	2 124	1.03
47	H-20-1	360	178.0	9.00	283.0	200.0	43.6	2 720	2 614	0.96
48	H-20-2	360	178.0	9.00	283.0	200.0	43.6	2 730	2 614	0.96
49	L-32-1	360	179.0	5.50	249.0	200.0	21.2	1 410	1 417	1.00
50	L-32-2	360	179.0	5.50	249.0	200.0	22.9	1 560	1 458	0.93
51	H-32-1	360	179.0	5.50	249.0	200.0	42.0	2 080	1 893	0.91
52	H-32-2	360	179.0	5.50	249.0	200.0	42.0	2 070	1 893	0.91
53	L-58-1	360	174.0	3.00	266.0	200.0	22.9	1 220	1 049	0.86

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
54	L-58-2	360	174.0	3.00	266.0	200.0	22.9	1 220	1 049	0.86
55	H-58-1	360	174.0	3.00	266.0	200.0	43.9	1 640	1 526	0.93
56	H-58-2	360	174.0	3.00	266.0	200.0	43.9	1 710	1 526	0.89
Kato B. [60]										
57	C04LB	905	301.5	4.50	381.2	200.0	26.6	3 851	3 713	0.96
58	C06LB	896	298.5	5.74	399.8	200.0	26.6	4 537	4 248	0.94
59	C08LB	895	298.4	7.65	384.2	200.0	26.6	4 919	4 913	1.00
60	C12LB	891	297.0	11.88	347.9	200.0	26.6	5 909	6 122	1.04
61	C04MB	905	301.5	4.50	381.2	200.0	34.2	4 547	4 257	0.94
62	C06MB	896	298.5	5.74	399.8	200.0	31.0	5 125	4 558	0.89
63	C08MB	895	298.4	7.65	384.2	200.0	34.1	5 821	5 443	0.94
64	C12MB	891	297.0	11.88	347.9	200.0	34.2	7 222	6 632	0.92
65	C2MBH	904	301.3	11.59	471.4	200.0	34.2	8 594	8 042	0.94
66	C06HB	896	298.5	5.74	399.8	200.0	79.1	7 938	7 792	0.98
67	C08HB	895	298.4	7.65	384.2	200.0	79.1	8 388	8 394	1.00
68	C12HB	891	297.0	11.88	347.9	200.0	79.1	9 388	9 419	1.00
Saisho M. и др. [61]										
69	H-30.1	305	101.6	2.99	377.3	200.0	59.9	921	872	0.95
70	H-30.2	305	101.6	2.99	377.3	200.0	59.9	921	872	0.95
71	H-30.3	305	101.6	2.96	377.3	200.0	59.9	901	868	0.96
72	H-50.1	419	139.8	2.78	341.0	200.0	55.0	1 323	1 297	0.98
73	H-50.2	419	139.8	2.78	341.0	200.0	55.0	1 391	1 297	0.93
74	H-50.3	419	139.8	2.78	341.0	200.0	55.0	1 313	1 297	0.99
75	H-60.1	419	139.8	2.37	462.6	200.0	59.9	1 558	1 446	0.93
76	H-60.2	419	139.8	2.37	462.6	200.0	68.0	1 577	1 565	0.99
77	H-60.3	419	139.8	2.37	462.6	200.0	68.0	1 577	1 565	0.99
78	H-60.4	419	139.8	2.37	462.6	200.0	68.0	1 626	1 565	0.96
79	L-30.1	305	101.6	2.96	377.3	200.0	24.4	676	593	0.88
80	L-30.2	305	101.6	2.99	377.3	200.0	26.6	715	614	0.86
81	L-30.3	305	101.6	2.99	377.3	200.0	28.2	715	627	0.88
82	L-50.1	419	139.8	2.78	341.0	200.0	24.4	931	842	0.90
83	L-50.2	419	139.8	2.78	341.0	200.0	26.6	950	876	0.92
84	L-60.1	419	139.8	2.37	462.6	200.0	26.6	1 098	937	0.85
85	L-60.2	419	139.8	2.37	462.6	200.0	26.6	1 107	937	0.85
86	L-60.3	419	139.8	2.37	462.6	200.0	26.6	1 078	937	0.87
Yamamoto K. и др. [62]										
87	C10A-2A-1	304	101.4	3.02	371.0	200.0	22.3	660	575	0.87

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{ЭКСП}}$, кН	$N_{\text{ТЕОР}}$, кН	$\frac{N_{\text{ТЕОР}}}{N_{\text{ЭКСП}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
88	C10A-2A-2	306	101.9	3.07	371.0	200.0	22.3	649	586	0.90
89	C10A-2A-3	305	101.8	3.05	371.0	200.0	22.3	682	582	0.85
90	C20A-2A	649	216.4	6.66	452.0	200.0	22.3	3 568	3 053	0.86
91	C30A-2A	955	318.3	10.34	331.0	200.0	23.2	6 565	5 673	0.86
92	C10A-3A-1	305	101.7	3.04	371.0	200.0	38.6	800	713	0.89
93	C10A-3A-2	304	101.3	3.03	371.0	200.0	38.6	742	707	0.95
94	C20A-3A	649	216.4	6.63	452.0	200.0	36.7	4 023	3 571	0.89
95	C30A-3A	955	318.3	10.35	339.0	200.0	37.6	7 933	6 884	0.87
96	C10A-4A-1	306	101.9	3.04	371.0	200.0	49.2	877	796	0.91
97	C10A-4A-2	305	101.5	3.05	371.0	200.0	49.2	862	792	0.92
98	C20A-4A	649	216.4	6.65	452.0	200.0	44.9	4 214	3 876	0.92
99	C30A-4A	956	318.5	10.38	339.0	200.0	50.1	8 289	7 810	0.94
Schneider S. P. [63]										
100	C1	605	140.8	3.00	285.0	200.0	28.2	881	872	0.99
101	C2	608	141.4	6.50	313.0	200.0	23.8	1 367	1 382	1.01
102	C3	616	140.0	6.68	537.0	200.0	28.2	2 010	2 124	1.06
O'Shea M. D., Bridge R. Q. [64]										
103	S30CS50B	581	165.0	2.82	363.3	200.6	48.3	1 662	1 622	0.98
104	S20CS50A	664	190.0	1.94	256.4	204.7	41.0	1 678	1 496	0.89
105	S16CS5013	665	190.0	1.52	293.1	207.4	48.3	1 695	1 665	0.98
106	S12CS50A	665	190.0	1.13	185.7	178.4	41.0	1 377	1 390	1.01
107	S10CS50A	659	190.0	0.86	165.8	177.0	41.0	1 350	1 257	0.93
108	S30CS80A	581	165.0	2.82	363.3	200.6	80.2	2 295	2 264	0.99
109	S20CS80B	664	190.0	1.94	256.4	204.7	74.7	2 592	2 417	0.93
110	S16CS80A	664	190.0	1.52	293.1	207.4	80.2	2 602	2 543	0.98
111	S12CS80A	663	190.0	1.13	185.7	178.4	80.2	2 295	2 398	1.04
112	S10CS80B	664	190.0	0.86	165.8	177.0	74.7	2 451	2 204	0.90
113	S30CS10A	578	165.0	2.82	363.3	200.6	108.0	2 673	2 836	1.06
114	S20CS10A	660	190.0	1.94	256.4	204.7	108.0	3 360	3 346	1.00
115	S16CS10A	662	190.0	1.52	293.1	207.4	108.0	3 260	3 320	1.02
116	S12CS10A	660	190.0	1.13	185.7	178.4	108.0	3 058	3 182	1.04
117	SI10CSI10A	662	190.0	0.86	165.8	177.0	108.0	3 070	3 144	1.02
Elremaily A., Azizinamini A. [65]										
118	CU-040	600	200.0	5.00	265.8	200.0	27.2	2 004	1 810	0.90
119	CU-070	840	280.0	4.00	272.6	200.0	31.2	3 025	3 029	1.00
120	CU-150	900	300.0	2.00	244.2	200.0	27.2	2 608	2 469	0.95

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Johansson M. [66]										
121	SFE4	650	159.0	5.00	390.0	193.0	36.6	1 770	1 798	1.02
122	SFE5	650	159.0	6.80	402.0	199.0	36.6	2 130	2 219	1.04
123	SFE6	650	159.0	10.00	355.0	203.0	36.6	2 500	2 650	1.06
124	SFE7	650	159.0	5.00	390.0	193.0	93.8	2 740	2 855	1.04
125	SFE8	650	159.0	6.80	402.0	199.0	93.8	3 220	3 249	1.01
Yu Z. W. и др. [67]										
126	G4-1a	500	165.0	1.00	222.0	200.0	73.4	1 773	1 685	0.95
127	G2-2b	500	151.0	2.00	405.0	200.0	69.6	1 933	1 660	0.86
128	G4-2c	500	165.0	2.00	338.0	200.0	73.4	2 077	1 936	0.93
129	G4-2d	500	165.0	2.00	338.0	200.0	73.4	1 930	1 936	1.00
130	G4-2e	500	165.0	2.00	338.0	200.0	73.4	1 920	1 936	1.01
131	G2-4.5b	500	151.0	4.50	438.0	200.0	69.6	2 572	2 243	0.87
132	G2-6a	500	159.0	6.00	405.0	200.0	69.6	2 957	2 661	0.90
133	G2-8a	500	159.0	8.00	438.0	200.0	69.6	3 173	3 221	1.02
134	G2-8b	500	159.0	8.00	438.0	200.0	69.6	3 267	3 221	0.99
135	G2-8c	500	159.0	8.00	438.0	200.0	69.6	3 330	3 221	0.97
Giakoumelis G., Lam D. [68]										
136	C3	300	114.4	3.98	343.0	200.0	25.1	826	804	0.97
137	C4	300	114.6	3.99	343.0	200.0	78.1	1 308	1 310	1.00
138	C7	301	114.9	4.91	365.0	200.0	27.9	1 050	1 004	0.96
139	C8	300	115.0	4.92	365.0	200.0	87.7	1 787	1 569	0.88
140	C9	301	115.0	5.02	365.0	200.0	47.4	1 390	1 209	0.87
141	C11	300	114.3	3.75	343.0	200.0	47.4	1 013	990	0.98
142	C12	300	114.3	3.85	343.0	200.0	25.6	826	791	0.96
143	C14	300	114.5	3.84	343.0	200.0	82.6	1 359	1 332	0.98
Gu W. и др. [69]										
144	0-1.5	400	127.0	1.50	350.0	200.0	48.2	890	845	0.95
145	0-2.5	400	129.0	2.50	350.0	200.0	48.2	1 140	1 022	0.90
146	0-3.5	400	131.0	3.50	310.0	200.0	48.2	1 173	1 136	0.97
147	0-4.5	400	133.0	4.50	310.0	200.0	48.2	1 408	1 301	0.92
Han L. H., Yao G. H. [70]										
148	scsc1-1	300	100.0	3.00	303.5	200.0	48.2	708	689	0.97
149	sch1-1	300	100.0	3.00	303.5	200.0	48.2	766	689	0.90
150	scv1-1	300	100.0	3.00	303.5	200.0	48.2	780	689	0.88
151	scsc2-1	600	200.0	3.00	303.5	200.0	48.2	2 320	2 146	0.93

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
152	scsc2-2	600	200.0	3.00	303.5	200.0	48.2	2 330	2 146	0.92
153	sch2-1	600	200.0	3.00	303.5	200.0	48.2	2 160	2 146	0.99
154	sch2-2	600	200.0	3.00	303.5	200.0	48.2	2 160	2 146	0.99
155	scv2-1	600	200.0	3.00	303.5	200.0	48.2	2 383	2 146	0.90
156	scv2-2	600	200.0	3.00	303.5	200.0	48.2	2 256	2 146	0.95
Sakino K. и др. [71]										
157	CC4-A-2	447	149.0	2.96	308.0	200.0	25.4	941	928	0.99
158	CC4-A-8	447	149.0	2.96	308.0	200.0	77.0	1 781	1 778	1.00
159	CC6-A-2	366	122.0	4.54	576.0	200.0	25.4	1 509	1 370	0.91
160	CC6-A-4-1	366	122.0	4.54	576.0	200.0	40.5	1 657	1 545	0.93
161	CC6-A-4-2	366	122.0	4.54	576.0	200.0	40.5	1 663	1 545	0.93
162	CC6-A-8	366	122.0	4.54	576.0	200.0	77.0	2 100	1 960	0.93
163	CC6-C-2	717	239.0	4.54	507.0	200.0	25.4	3 035	3 019	0.99
164	CC6-C-4-1	714	238.0	4.54	507.0	200.0	40.5	3 583	3 674	1.03
165	CC6-C-4-2	714	238.0	4.54	507.0	200.0	40.5	3 647	3 674	1.01
166	CC6-C-8	714	238.0	4.54	507.0	200.0	77.0	5 578	5 270	0.94
167	CC6-D-2	1083	361.0	4.54	460.7	200.0	25.4	5 633	5 211	0.93
168	CC6-D-4-1	1083	361.0	4.54	460.7	200.0	41.1	7 260	6 818	0.94
169	CC6-D-4-2	1080	360.0	4.54	462.0	200.0	41.1	7 045	6 795	0.96
170	CC6-D-8	1080	360.0	4.54	462.0	200.0	85.1	11 505	11 178	0.97
171	CC8-A-2	324	108.0	6.47	853.0	200.0	25.4	2 275	2 110	0.93
172	CC8-A-4-1	327	109.0	6.47	853.0	200.0	40.5	2 446	2 259	0.92
173	CC8-A-4-2	324	108.0	6.47	853.0	200.0	40.5	2 402	2 234	0.93
174	CC8-A-8	324	108.0	6.47	853.0	200.0	77.0	2 713	2 551	0.94
175	CC8-C-2	666	222.0	6.47	843.0	200.0	25.4	4 964	4 873	0.98
176	CC8-C-4-1	666	222.0	6.47	843.0	200.0	40.5	5 638	5 444	0.97
177	CC8-C-4-2	666	222.0	6.47	843.0	200.0	40.5	5 714	5 444	0.95
178	CC8-C-8	666	222.0	6.47	843.0	200.0	77.0	7 304	6 830	0.94
179	CC8-D-2	1011	337.0	6.47	703.3	200.0	25.4	8 475	7 399	0.87
180	CC8-D-4-1	1011	337.0	6.47	703.3	200.0	41.1	9 668	8 798	0.91
181	CC8-D-4-2	1011	337.0	6.47	703.3	200.0	41.1	9 835	8 798	0.89
182	CC8-D-8	1011	337.0	6.47	703.3	200.0	85.1	13 776	12 703	0.92
Zhang S., Wang Y.Y. [72]										
183	L-A-1-92h	503	167.4	3.32	354.0	200.0	39.9	1 704	1 571	0.92
184	L-A-2-99h	502	167.3	3.35	354.0	200.0	39.9	1 668	1 574	0.94
185	L-A-3-98h	503	167.5	3.33	354.0	200.0	39.9	1 700	1 574	0.93

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
186	L-B-1-85h	419	138.9	3.29	332.0	200.0	34.8	1 140	1 063	0.93
187	L-B-3-89h	419	139.5	3.37	332.0	200.0	34.8	1 180	1 083	0.92
188	L-C-1-87h	416	139.9	3.58	325.0	200.0	34.8	1 222	1 109	0.91
189	L-C-2-101h	421	139.9	3.54	325.0	200.0	34.8	1 242	1 103	0.89
190	M-A-1-97h	503	167.0	3.37	354.0	200.0	56.1	2 075	1 909	0.92
191	M-A-2-100h	503	167.1	3.33	354.0	200.0	56.1	2 105	1 903	0.90
192	M-A-3-95h	504	167.8	3.33	354.0	200.0	56.1	2 055	1 916	0.93
193	M-B-1-20h	418	138.6	3.31	332.0	200.0	49.5	1 480	1 271	0.86
194	M-C-3-86h	420	139.7	3.61	325.0	200.0	48.6	1 540	1 307	0.85
195	M-E-1-21h	396	133.4	5.17	351.0	200.0	56.1	1 810	1 597	0.88
196	M-E-2-27h	396	133.2	5.03	351.0	200.0	56.1	1 770	1 571	0.89
197	H-B-2-309h	418	138.7	3.28	332.0	200.0	61.4	1 680	1 432	0.85
198	H-D-1-311h	477	159.3	5.36	356.0	200.0	61.4	2 480	2 240	0.90
199	H-D-2-308h	476	160.2	5.01	356.0	200.0	61.4	2 440	2 193	0.90
200	H-F-1-307h	397	133.3	5.43	392.0	200.0	61.4	1 820	1 804	0.99
201	H-F-2-313h	397	133.1	5.44	392.0	200.0	61.4	1 915	1 802	0.94

Нан L. Н. и др. [73]

202	CA2-1	300	100.0	1.87	282.0	200.0	70.9	822	726	0.88
203	CA2-2	300	100.0	1.87	282.0	200.0	70.9	845	726	0.86
204	CA3-1	450	150.0	1.87	282.0	200.0	70.9	1 701	1 509	0.89
205	CA3-2	450	150.0	1.87	282.0	200.0	70.9	1 670	1 509	0.90
206	CA4-1	600	200.0	1.87	282.0	200.0	70.9	2 783	2 569	0.92
207	CA4-2	600	200.0	1.87	282.0	200.0	70.9	2 824	2 569	0.91
208	CA5-1	750	250.0	1.87	274.0	200.0	70.9	3 950	3 896	0.99
209	CA5-2	750	250.0	1.87	274.0	200.0	70.9	4 102	3 896	0.95
210	CB2-1	300	100.0	2.00	404.0	200.0	70.9	930	828	0.89
211	CB2-2	300	100.0	2.00	404.0	200.0	70.9	920	828	0.90
212	CB3-1	450	150.0	2.00	404.0	200.0	70.9	1 870	1 662	0.89
213	CB3-2	450	150.0	2.00	404.0	200.0	70.9	1 743	1 662	0.95
214	CB4-1	600	200.0	2.00	366.3	200.0	70.9	3 020	2 720	0.90
215	CB4-2	600	200.0	2.00	366.3	200.0	70.9	3 011	2 720	0.90
216	CB5-1	750	250.0	2.00	293.1	200.0	70.9	4 442	3 960	0.89
217	CB5-2	750	250.0	2.00	293.1	200.0	70.9	4 550	3 960	0.87
218	CC2-1	450	150.0	2.00	404.0	200.0	75.0	1 980	1 731	0.87
219	CC2-2	450	150.0	2.00	404.0	200.0	75.0	1 910	1 731	0.91
220	CC3-1	750	250.0	2.00	293.1	200.0	75.0	4 720	4 157	0.88
221	CC3-2	750	250.0	2.00	293.1	200.0	75.0	4 800	4 157	0.87

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Tan K. F. [74]										
222	GH1-1	438	125.0	1.00	232.0	200.0	97.2	1 275	1 281	1.00
223	GH1-2	438	125.0	1.00	232.0	200.0	97.2	1 239	1 281	1.03
224	GH2-1	445	127.0	2.00	258.0	200.0	97.2	1 491	1 430	0.96
225	GH3-1	465	133.0	3.50	352.0	200.0	97.2	1 995	1 865	0.93
226	GH3-2	465	133.0	3.50	352.0	200.0	97.2	1 991	1 865	0.94
227	GH3-3	465	133.0	3.50	352.0	200.0	97.2	1 962	1 865	0.95
228	GH4-1	465	133.0	4.70	352.0	200.0	97.2	2 273	2 040	0.90
229	GH4-2	465	133.0	4.70	352.0	200.0	97.2	2 158	2 040	0.95
230	GH4-3	465	133.0	4.70	352.0	200.0	97.2	2 253	2 040	0.91
231	GH5-1	445	127.0	7.00	429.0	200.0	97.2	2 404	2 446	1.02
232	GH5-2	445	127.0	7.00	429.0	200.0	97.2	2 370	2 446	1.03
233	GH5-3	445	127.0	7.00	429.0	200.0	97.2	2 364	2 446	1.03
234	GH6-3	378	108.0	4.50	358.0	200.0	88.6	1 518	1 364	0.90
Gupta P. K. и др. [75]										
235	D4M3C1	340	112.6	2.89	360.0	200.0	19.8	670	606	0.90
236	D4M3C2	340	112.6	2.89	360.0	200.0	23.0	646	639	0.99
237	D4M3C3	340	112.6	2.89	360.0	200.0	22.4	661	632	0.96
238	D4M4C1	340	112.6	2.89	360.0	200.0	30.4	786	713	0.91
239	D4M4C2	340	112.6	2.89	360.0	200.0	32.5	752	734	0.98
240	D4M4C3	340	112.6	2.89	360.0	200.0	30.6	765	715	0.93
Yu Z. W. и др. [76]										
241	SZ3S6A1	510	165.0	2.73	350.0	200.0	64.1	2 080	1 901	0.91
242	SZ3S4A1	510	165.0	2.72	350.0	200.0	46.9	1 750	1 553	0.89
243	SZ3C4A1	510	165.0	2.75	350.0	200.0	37.8	1 560	1 371	0.88
Lai M. H. и др. [77]										
244	F0-102	400	204.0	2.00	226.0	203.0	42.2	1 864	1 698	0.91
245	F0-135	400	203.0	1.50	242.0	204.0	42.1	1 699	1 622	0.95
246	F0-202	400	202.0	1.00	181.4	203.0	35.9	1 380	1 280	0.93
Liao F. Y. [78]										
247	cn-1	740	180.0	3.80	360.0	209.6	53.0	2 110	2191	1.04
248	cn-2	740	180.0	3.80	360.0	209.6	53.0	2 070	2191	1.06
Uy B. и др. [79]										
249	C20-100*1.6A	300	101.6	1.60	320.0	195.0	20.0	421	347	0.82
250	C20-100*1.6B	300	101.6	1.60	320.0	195.0	20.0	426	347	0.81

№	Эксперимент	H , мм	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
251	C30-100*1.6A	300	101.6	1.60	320.0	195.0	30.0	477	429	0.90	
252	C30-100*1.6B	300	101.6	1.60	320.0	195.0	30.0	477	429	0.90	
253	C30-150*1.6A	450	152.4	1.60	279.0	195.0	30.0	904	795.5	0.88	
254	C30-150*1.6B	450	152.4	1.60	279.0	195.0	30.0	890	795.5	0.89	
255	C30-200*2.0A	500	203.2	2.00	259.0	195.0	30.0	1 537	1359	0.88	
256	C30 200*2.0B	500	203.2	2.00	259.0	195.0	30.0	1 550	1359	0.88	
Хуе J. Q. и др. [80]											
257	N3-0-A	700	219.0	3.00	313.0	206.0	51.6	2 647	2650	1.00	
258	N4-0-A	700	219.0	4.00	313.0	206.0	51.6	2 896	2880	0.99	
259	N5-0-A	700	219.0	5.00	313.0	206.0	51.6	3 218	3107	0.97	
Abed F. и др. [81]											
260	CFSTf60D167t3.1	334	167.0	3.10	300.0	200.0	60.0	1 873	1832	0.98	
261	CFSTf60D114t3.6	228	114.0	3.60	300.0	200.0	60.0	1 095	1018	0.93	
262	CFSTf60D114t5.6	228	114.0	5.60	300.0	200.0	60.0	1 297	1238	0.95	
263	CFSTf44D167t3.1	334	167.0	3.10	300.0	200.0	44.0	1 710	1506	0.88	
264	CFSTf44D114t3.6	228	114.0	3.60	300.0	200.0	44.0	1 034	872	0.84	
265	CFSTf44D114t5.6	228	114.0	5.60	300.0	200.0	44.0	1 240	1097	0.88	
										Максимальная величина	1.11
										Минимальная величина	0.81
										Среднее значение	0.95
										Стандартное отклонение	0.06
										Коэффициент вариации	5.88

Таблица А.2 – Сопоставление экспериментальных и теоретических данных для коротких внецентренно сжатых трубобетонных элементов круглого сечения

№	Эксперимент	$\frac{e}{d}$	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Luksha L.K., Nesterovich A. P. [58]										
1	SB1	0.06	159.0	6.00	295.0	200.0	24.4	1406	1320	0.94
2	SB2	0.13	159.0	6.00	295.0	200.0	25.0	1210	1118	0.92

№	Экспер имент	$\frac{e}{d}$	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{ЭКСП}}$, кН	$N_{\text{ТЕОР}}$, кН	$\frac{N_{\text{ТЕОР}}}{N_{\text{ЭКСП}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	SB3	0.26	159.0	6.00	295.0	200.0	26.9	932	860	0.92
4	SB4	0.06	159.0	6.00	295.0	200.0	35.7	1559	1488	0.95
5	SB5	0.13	159.0	6.00	295.0	200.0	36.4	1412	1285	0.91
6	SB6	0.26	159.0	6.00	295.0	200.0	39.0	1066	1023	0.96
7	SB7	0.06	219.0	8.00	290.0	200.0	36.1	2921	2697	0.92
8	SB8	0.13	219.0	8.00	290.0	200.0	33.9	2698	2322	0.86
9	SB9	0.26	219.0	8.00	290.0	200.0	35.7	1962	1800	0.92
10	SB10	0.06	219.0	8.00	290.0	200.0	51.2	3308	3196	0.97
11	SB11	0.13	219.0	8.00	290.0	200.0	48.2	3041	2666	0.88
12	SB12	0.26	219.0	8.00	290.0	200.0	50.7	2289	2116	0.92
13	SB13	0.13	159.0	6.00	440.0	200.0	43.2	1774	1824	1.03
14	SB14	0.25	159.0	6.00	440.0	200.0	46.2	1346	1386	1.03
15	SB15	0.38	159.0	6.00	440.0	200.0	42.2	1059	1056	1.00
16	SB16	0.13	159.0	6.00	440.0	200.0	60.3	1842	1960	1.06
17	SB17	0.25	159.0	6.00	440.0	200.0	62.2	1515	1552	1.02
18	SB18	0.38	159.0	6.00	440.0	200.0	63.8	1238	1248	1.01
19	SB19	0.13	106.0	4.00	435.0	200.0	45.0	849	774	0.91
20	SB20	0.25	106.0	4.00	435.0	200.0	45.8	633	616	0.97
21	SB21	0.38	106.0	4.00	435.0	200.0	41.6	468	465	0.99
22	SB22	0.13	106.0	4.00	435.0	200.0	59.0	839	855	1.02
23	SB23	0.25	106.0	4.00	435.0	200.0	62.9	691	693	1.00
24	SB24	0.38	106.0	4.00	435.0	200.0	62.5	572	546	0.95
25	SB25	0.06	530.0	7.80	349.2	200.0	38.3	12500	11830	0.95
26	SB26	0.12	530.0	7.80	349.2	200.0	38.3	10700	10165	0.95
27	SB27	0.06	530.0	11.95	322.6	200.0	38.3	14500	13800	0.95
28	SB28	0.12	530.0	11.95	322.6	200.0	38.3	12500	11960	0.96
29	SB29	0.06	630.0	6.60	303.0	200.0	28.4	12000	11640	0.97
30	SB30	0.13	630.0	6.60	303.0	200.0	28.4	10500	9570	0.91
31	SB31	0.06	630.0	9.80	311.0	200.0	38.8	17000	16490	0.97
32	SB32	0.13	630.0	9.80	311.0	200.0	38.8	15000	14100	0.94
33	SB33	0.06	720.0	7.70	395.4	200.0	31.4	18500	17860	0.97
34	SB34	0.13	720.0	7.70	395.4	200.0	31.4	16000	15040	0.94
35	SB35	0.06	720.0	9.60	315.6	200.0	31.4	18500	18050	0.98
36	SB36	0.13	720.0	9.60	315.6	200.0	31.4	16000	14960	0.94
37	SB37	0.06	720.0	11.74	274.0	200.0	31.4	19000	18430	0.97
38	SB38	0.13	720.0	11.74	274.0	200.0	31.4	16650	15470	0.93

№	Экспер имент	$\frac{e}{d}$	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Matsui С. и др. [82]										
39	4-21	0.13	165.2	4.17	358.7	200.0	40.9	1265	1296	1.02
40	4-63	0.38	165.2	4.17	358.7	200.0	40.9	767	776	1.01
41	4-105	0.64	165.2	4.17	358.7	200.0	40.9	558	516	0.92
42	P-78-2	0.07	106.0	3.00	298.9	200.0	37.1	603	567	0.94
43	P-78-3	0.13	106.0	3.00	298.9	200.0	37.1	531	498	0.94
44	P-78-4	0.23	106.0	3.00	298.9	200.0	37.1	405	401	0.99
45	P-78-5	0.30	106.0	3.00	298.9	200.0	37.1	345	343	0.99
46	P-78-6	0.42	106.0	3.00	298.9	200.0	37.1	256	274	1.07
47	P-78-7	0.57	106.0	3.00	298.9	200.0	37.1	200	218	1.09
Tang G. Z. и др. [83]										
48		0.07	106.0	3.00	299.0	200.0	35.2	603	552	0.92
49		0.14	106.0	3.00	299.0	200.0	35.2	531	473	0.89
50		0.24	106.0	3.00	299.0	200.0	35.2	405	383	0.95
51		0.32	106.0	3.00	299.0	200.0	35.2	345	322	0.93
52		0.45	106.0	3.00	299.0	200.0	35.2	255	255	1.00
53		0.60	106.0	3.00	299.0	200.0	35.2	200	193	0.97
54		0.10	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	674	614	0.91
55		0.15	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	612	558	0.91
56		0.20	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	551	498	0.90
57		0.25	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	431	441	1.02
58		0.30	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	433	405	0.94
59		0.33	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	445	383	0.86
60		0.35	108.6	4.60	271.9	200.0	30.7	433	374	0.86
Zhong S. и др. [84]										
61	A1	0.05	108.1	4.21	300.9	200.0	21.5	776	621	0.80
62	A2	0.10	103.0	2.00	300.9	200.0	21.5	285	315	1.11
63	A3	0.15	108.0	4.21	300.9	200.0	21.5	623	488	0.78
64	A4	0.15	108.5	4.75	300.9	200.0	21.5	669	532	0.80
65	A5	0.15	103.0	1.81	300.9	200.0	21.5	333	263	0.79
66	A6	0.20	108.1	4.33	300.9	200.0	21.5	563	444	0.79
67	A7	0.25	103.0	4.83	300.9	200.0	21.5	289	392	1.25
68	A8	0.25	103.3	2.02	300.9	200.0	21.5	314	232	0.80
69	A9	0.30	105.3	3.10	300.9	200.0	21.5	353	268	0.76
Cai S. H. и др. [85]										
70	PA2-3	0.06	166.0	5.00	277.3	200.0	38.2	1642	1428	0.87

№	Эксперимент	$\frac{e}{d}$	D , мм	δ , мм	R_s , МПа	E_s , ГПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
71	РА2-4	0.06	166.0	5.00	277.3	200.0	38.2	1568	1440	0.92
72	РА2-5	0.12	166.0	5.00	329.3	200.0	38.2	1568	1376	0.88
73	РА2-6	0.12	166.0	5.00	294.0	200.0	41.1	1568	1328	0.85
74	РА2-7	0.18	166.0	5.00	286.2	200.0	41.1	1127	1152	1.02
75	РА2-8	0.18	166.0	5.00	248.9	200.0	41.1	1201	1080	0.90
76	РА2-9	0.24	166.0	5.00	313.6	200.0	38.2	1039	1023	0.98
77	РА2-10	0.24	166.0	5.00	279.3	200.0	38.2	990	970	0.98
78	РА2-11	0.36	166.0	5.00	279.3	200.0	38.2	735	768	1.04
79	РА2-12	0.36	166.0	5.00	296.0	200.0	38.2	843	791	0.94
80	РА2-13	0.60	166.0	5.00	296.0	200.0	41.1	564	546	0.97
81	РА2-14	0.60	166.0	5.00	296.0	200.0	41.1	510	546	1.07
Максимальная величина										1.25
Минимальная величина										0.76
Среднее значение										0.95
Стандартное отклонение										0.08
Коэффициент вариации										8.41

Таблица А.3 – Сопоставление экспериментальных и теоретических данных для коротких центрально сжатых трубобетонных элементов квадратного сечения

№	Эксперимент	a , мм	δ , мм	R_s , МПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	4	5	6	8	9	10	11
1	CR4-A-2	148	4.38	262	25.4	1153	1078	0.93
2	CR4-A-4-1	148	4.38	262	40.5	1414	1396	0.99
3	CR4-A-4-2	148	4.38	262	40.5	1402	1396	1.00
4	CR4-A-8	148	4.38	262	77	2108	2059	0.98
5	CR4-C-2	215	4.38	262	25.4	1777	1994	1.12
6	CR4-C-4-1	215	4.38	262	41.1	2424	2650	1.09
7	CR4-C-4-2	215	4.38	262	41.1	2393	2650	1.11
8	CR4-C-8	215	4.38	262	80.3	3837	4180	1.09
9	CR4-D-2	323	4.38	262	25.4	3367	3950	1.17
10	CR4-D-4-1	323	4.38	262	41.1	4950	5430	1.10

№	Эксперимент	a, мм	δ , мм	R_s , МПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	4	5	6	8	9	10	11
11	CR4-D-4-2	323	4.38	262	41.1	4830	5430	1.12
12	CR4-D-8	324	4.38	262	80.3	7481	9025	1.21
13	CR6-A-2	144	6.36	618	25.4	2572	2585	1.01
14	CR6-A-4-1	144	6.36	618	40.5	2808	2860	1.02
15	CR6-A-4-2	144	6.36	618	40.5	2765	2860	1.03
16	CR6-A-8	144	6.36	618	77	3399	3310	0.97
17	CR6-C-2	211	6.36	618	25.4	3920	4280	1.09
18	CR6-C-4-1	211	6.36	618	40.5	4428	4900	1.11
19	CR6-C-4-2	211	6.36	618	40.5	4484	4900	1.09
20	CR6-C-8	211	6.36	618	77	5758	5896	1.02
21	CR6-D-2	319	6.36	618	25.4	6320	7392	1.17
22	CR6-D-4-1	319	6.36	618	41.1	7780	7255	0.93
23	CR6-D-4-2	318	6.36	618	41.1	7473	7230	0.97
24	CR6-D-8	319	6.36	618	85.1	10357	12510	1.21
25	CR8-A-2	120	6.47	835	25.4	2819	2680	0.95
26	CR8-A-4-1	120	6.47	835	40.5	2957	2852	0.96
27	CR8-A-4-2	120	6.47	835	40.5	2961	2852	0.96
28	CR8-A-8	119	6.47	835	77	3318	3090	0.93
29	CR8-C-2	175	6.47	835	25.4	4210	4310	1.02
30	CR8-C-4-1	175	6.47	835	40.5	4493	4705	1.05
31	CR8-C-4-2	175	6.47	835	40.5	4542	4705	1.04
32	CR8-C-8	175	6.47	835	77	5366	5664	1.06
33	CR8-D-2	265	6.47	835	25.4	6546	7350	1.12
34	CR8-D-4-1	264	6.47	835	41.1	7117	8289	1.16
35	CR8-D-4-2	265	6.47	835	41.1	7172	8325	1.16
36	CR8-D-8	265	6.47	835	80.3	8990	10250	1.14
37	CR4-A-4-3	210	5.48	294	39.1	3183	2942	0.92
38	CR4-A-9	211	5.48	294	91.1	4773	4938	1.03
39	CR4-C-4-3	210	4.5	277	39.1	2713	2637	0.97
40	CR4-C-9	211	4.5	277	91.1	4371	4716	1.08
41	CR6-A-4-3	211	8.83	536	39.1	5898	5257	0.89
42	CR6-A-9	211	8.83	536	91.1	7008	7176	1.02
43	CR6-C-4-3	204	5.95	540	39.1	4026	4025	1.00
44	CR6-C-9	204	5.95	540	91.1	5303	5925	1.12
45	CR8-A-4-3	180	9.45	825	39.1	6803	6170	0.91
46	CR8-A-9	180	9.45	825	91.1	7402	7499	1.01
47	CR8-C-4-3	180	6.6	824	39.1	5028	4822	0.96
48	CR8-C-9	180	6.6	824	91.1	5873	6425	1.09

№	Эксперимент	a, мм	δ , мм	R_s , МПа	R_b , МПа	$N_{\text{эксп}}$, кН	$N_{\text{теор}}$, кН	$\frac{N_{\text{теор}}}{N_{\text{эксп}}}$
1	2	4	5	6	8	9	10	11
							Максимальная величина	1.21
							Минимальная величина	0.89
							Среднее значение	1.04
							Стандартное отклонение	0.083
							Коэффициент вариации	7.98

ПРИЛОЖЕНИЕ Б. ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА НА ЭВМ

Определение предельной нагрузки для внецентренно сжатых трубобетонных колонн круглого сечения на основе СП 266.1325800.2016

```
clc
clear variables
F=6000;%максимальная сила,кН
d=0.219;%диаметр бетонного ядра
exc=0.26*d;%эксцентриситет, м
nF=1000;%количество шагов по нагрузке
dF=F/nF;%шаг по нагрузке
h=0.008;%толщина стенки,м
Rb=32.1e3;%Прочность бетона при сжатии, кПа
Rs=400e3;%Прочность стали
R=d/2;%радиус трубы, м
mn=(1-7.5*exc/d);
if mn<0
    mn=0;
end
Rpc=Rs-0.25*Rs*mn;
c=25e3;
Ap=pi*d*h;%площадь поперечного сечения трубы
Ab=pi*d^2/4;
Rbp=Rb+mn*Rb*(2+2.52*exc^(-1/c*(Rb*Ab+Rs*Ap)))*h/d*Rs/Rb;
myfun = @(a,R,Rbp,Ap,Rpc,Rs,N) R^2*(a-0.5*sin(2*a))*Rbp+a/pi*Ap*Rpc-(1-a/pi)*Ap*Rs-N;
Nult=0;
for iF=1:nF
    F=iF*dF;
    alpha = fzero(@(a) myfun(a,R,Rbp,Ap,Rpc,Rs,F),pi/2);
    Mult=(2/3*R^3*Rbp*sin(alpha)^3+1/pi*Ap*(R+h/2)*sin(alpha)*(Rs+Rpc));
    if F*exc>Mult
        Nult=F
        break
    end
end
end
```

Определение предельной нагрузки для центрально сжатых трубобетонных колонн круглого сечения

```
clc
clear variables
D=0.114;%диаметр трубы, м
h=0.0056;%толщина трубы, м
Rs=300e3;%Прочность стали
Es0=2.0e8;%модуль упругости стали, кПа
Rb=44e3;%Прочность бетона при сжатии, кПа
nub=0.2;%коэф-т Пуассона бетона
nus=0.3;%коэф-т Пуассона стали
F=1300;%сжимающая сила, кН
e0=0;%0.8e-3;%начальная деформация расширения бетона
s0=-0e3;%начальное напряжение обжатия
Eb0=(0.9509*log(Rb/1000) + 0.3463)*10^7;%начальный модуль упругости бетона
```

```

Rbt=(-0.0002*(Rb/1000)^2 + 0.0601*Rb/1000 + 0.524)*1000; %Прочность
бетона при растяжении, кПа
Tc=(Rb*Rbt/3)^0.5;
G0=Eb0/2/(1+nub);
Gc=2*Tc/G0;
g0=10^-4/Gc^2;
f=3*Tc*(Rb-Rbt)/(Rb*Rbt);
e=Rb*Rbt/3/Tc^2-1;
nF=2000;
dF=F/nF;
Es=Es0;
Eb=Eb0;
sigma_bz=0;
sigma_sz=0;
eps_z=0;
eps_t=e0;
p=-s0;
ez=0;%дилатационная деформация
dez=0;
G=0;%начальная интенсивность деформаций сдвига
Eps_z=zeros(1,nF+1);
Eps_t=zeros(1,nF+1);
P=zeros(1,nF+1);
for i=1:nF
alpha=Es/Eb;
A=zeros(3);
A(1,1)=D/2/h+alpha*(1-nub);
A(1,2)=alpha*nub;
A(1,3)=-nus;
A(2,1)=2*alpha*nub+nus*D/2/h;
A(2,2)=alpha;
A(2,3)=-1;
A(3,2)=pi*D^2/4;
A(3,3)=pi*D*h;
if i==1
    B=[Es*(e0+dez);-Es*(e0*0+dez);-dF];
else
    B=[Es*dez;-Es*dez;-dF];
end
X=A\B;
p=p+X(1);
sigma_bz=sigma_bz+X(2);
sigma_sz=sigma_sz+X(3);
if -p>sigma_bz
    s1=-p;
    s2=-p;
    s3=sigma_bz;
else
    s1=sigma_bz;
    s2=-p;
    s3=-p;
end
end

```



```

T=1/6^0.5*((s1-s2)^2+(s2-s3)^2+(s1-s3)^2)^0.5;
sm=-(s1+s2+s3)/3;
lam=f*sm/T;
S=3^0.5*(1/2*(-s1-sm)*(-s2-sm)*(-s3-sm))^(1/3);
delt=e*(S/T)^3;
k=lam*(1+delt)/2+(lam^2*(1+delt)^2/4+1+delt)^0.5;
Gs=Gc*k;
eps_z=eps_z+1/Eb*(X(2)+2*nub*X(1))+dez;
if i~=1
    eps_t=eps_t+1/Eb*(-X(1)-nub*(-X(1)+X(2)))+dez;
else
    eps_t=eps_t+1/Eb*(-X(1)-nub*(-X(1)+X(2)))+dez+e0;
end
G1=G;
G=(2/3*2*(eps_z-(eps_t-e0))^2)^0.5;
dG=G-G1;
dez=g0/3*2*G*dG;
if G<Gs
    Eb=Eb0*(1-G/Gs);
else
    Eb=0.000001*Eb0;
end
if eps_z<0
    Eps_z(i+1)=eps_z;
    Eps_t(i+1)=eps_t;
else
    Eps_z(i+1)=NaN;
    Eps_t(i+1)=NaN;
end

%условие прочности стальной оболочки
s1=sigma_sz;
s2=p*D/2/h;
seq=(s1^2-s1*s2+s2^2)^0.5;
if seq>Rs
    Es=0.000001*Es;
end
P(i)=p;
if abs(Eps_z(i+1))>4e-3
    Fult=i*dF
    break
end
end
Force=0:dF:F;
plot(Force, -Eps_z)

```

Программа расчета несущей способности внецентренно сжатых трубобетонных
колонн круглого поперечного сечения

```

clc
clear variables

```

```

ed=0.13;%отношение e/d
d=0.159;
h=0.006; %толщина стенки,м
Rs=440e3; %Прочность стали
Es0=2e8; %начальный модуль упругости стали, кПа
Rb=50.7e3; %Прочность бетона при сжатии, кПа
F=1900;%Сила,кН

exc=ed*d;%эксцентриситет, м
Eb0=(0.9509*log(Rb/1000) + 0.3463)*10^7;%Начальный модуль упругости
бетона
Rbt=(-0.0002*(Rb/1000)^2 + 0.0601*Rb/1000 + 0.524)*1000; %Прочность
бетона при растяжении, кПа
M=F*exc;
nF=100; %количество шагов по нагрузке
dF=F/nF;
dM=M/nF;
nub=0.2;
nus=0.3;
R=d/2;%радиус трубы, м
Tc=(Rb*Rbt/3)^0.5;
G0=Eb0/2/(1+nub);
Gc=2*Tc/G0;
g0=10^-4/Gc^2;
f=3*Tc*(Rb-Rbt)/(Rb*Rbt);
er=Rb*Rbt/3/Tc^2-1;
hmax=d/20;%размер КЭ

g=[2 2 4
    0 0 0
    0 0 0
    R 0 -R
    0 -R R
    1 1 1
    0 0 0
    0 0 0
    0 0 0
    0 0 R
    0 0 R
    0 0 0 ];
[p,e,t]=initmesh(g,'Hmax',hmax);
np=size(p,2);%Количество узлов
nt=size(t,2);%Количество элементов
ne=size(e,2);%Количество ребер
%Программирование МКЭ

sigma_x=zeros(1,nt);
sigma_y=zeros(1,nt);
sigma_z=zeros(1,nt);
tau=zeros(1,nt);
ez=zeros(1,nt);%дилатационная деформация
dez=zeros(1,nt);

```

```

G=zeros(1,nt); %интенсивность сдвиговых деформаций
eps_x=zeros(1,nt);
eps_y=zeros(1,nt);
gamma=zeros(1,nt);
eps_z=zeros(1,nt);
sigma_st=zeros(1,ne);
sigma_sz=zeros(1,ne);
Eb=ones(1,nt)*Eb0;
Es=ones(1,ne)*Es0;
e0=0;%деформация срединной поверхности
chi=0;%изменение кривизны
U=zeros(2*np+2,1);
Chi=zeros(1,nF+1);
Eps0=zeros(1,nF+1);
Stmax=zeros(1,nF+1);
Stmin=zeros(1,nF+1);
for iF=1:nF
    K=zeros(2*np+2);%матрица жесткости
    P=zeros(2*np+2,1);%вектор нагрузки
%Формируем глоб. матрицу жесткости
for i=1:nt
    ezx=dez(i);
    ezy=dez(i);
    ezz=dez(i);
    ii(1)=t(1,i);%номер первого узла
    ii(2)=t(2,i);%номер второго узла
    ii(3)=t(3,i);%номер третьего узла
    xi=p(1,ii(1));
    yi=p(2,ii(1));
    xj=p(1,ii(2));
    yj=p(2,ii(2));
    xk=p(1,ii(3));
    yk=p(2,ii(3));
    bi=yj-yk;
    bj=yk-yi;
    bk=yi-yj;
    ci=xk-xj;
    cj=xi-xk;
    ck=xj-xi;
    A=0.5*det([1 xi yi
               1 xj yj
               1 xk yk]);
    B=[bi 0 bj 0 bk 0
        0 ci 0 cj 0 ck
        ci bi cj bj ck bk]/2/A;
    E1=Eb(i)/(1-nub^2);
    nu1=nub/(1-nub);
    D=E1/(1-nu1^2)*[1 nu1 0
                    nu1 1 0
                    0 0 (1-nu1)/2];
    Ke=B'*D*B*A;
for j=0:1

```

```

    for k=0:1
        for l=1:3
            for m=1:3
                K(2*ii(l)-j,2*ii(m)-k)=K(2*ii(l)-j,2*ii(m)-k)+Ke(2*1-j,2*m-k);
            end
        end
    end
    end
    yc=(yi+yj+yk)/3;
    s1=E1*nul/(1-nul^2)*[1 1 0]';
    Ke=B'*A*s1;
    Pe=E1*nul/(1-nul^2)*B'*[1;1;0]*A*ezz+B'*D*A*[ezx;ezy;0];
    for j=0:1
        for l=1:3
            K(2*ii(l)-j,2*np+1)=K(2*ii(l)-j,2*np+1)+Ke(2*1-j);
            K(2*ii(l)-j,2*np+2)=K(2*ii(l)-j,2*np+2)+Ke(2*1-j)*yc;
            P(2*ii(l)-j)=P(2*ii(l)-j)+Pe(2*1-j);
        end
    end
    Ke=-[1 1 0]*D*B*nub*A;
    for j=0:1
        for l=1:3
            K(2*np+1,2*ii(l)-j)=K(2*np+1,2*ii(l)-j)+Ke(2*1-j);
            K(2*np+2,2*ii(l)-j)=K(2*np+2,2*ii(l)-j)+Ke(2*1-j)*yc;
        end
    end
    K(2*np+1,2*np+1)=K(2*np+1,2*np+1)-(Eb(i)+2*E1*nul*nub/(1-nul^2))*A;
    K(2*np+1,2*np+2)=K(2*np+1,2*np+2)-(Eb(i)+2*E1*nul*nub/(1-nul^2))*A*yc;
    K(2*np+2,2*np+1)=K(2*np+2,2*np+1)-(Eb(i)+2*E1*nul*nub/(1-nul^2))*A*yc;
    K(2*np+2,2*np+2)=K(2*np+2,2*np+2)-(Eb(i)+2*E1*nul*nub/(1-nul^2))*A*yc^2;
    P(2*np+1)=P(2*np+1)-Eb(i)*ezz*A-nub*[1 1 0]*D*[ezx;ezy;0]*A;
    P(2*np+2)=P(2*np+2)-Eb(i)*ezz*A*yc-nub*[1 1 0]*D*[ezx;ezy;0]*A*yc;
    P(2*np+1)=P(2*np+1)-(2*E1*nul*nub/(1-nul^2))*A*ezz;
    P(2*np+2)=P(2*np+2)-(2*E1*nul*nub/(1-nul^2))*A*yc*ezz;
end
P(2*np+1)=P(2*np+1)+dF/2;
P(2*np+2)=dM/2;
%Жесткость обоймы
for i=1:ne
    ii(1)=e(1,i);
    ii(2)=e(2,i);
    x1=p(1,ii(1));
    x2=p(1,ii(2));
    y1=p(2,ii(1));
    y2=p(2,ii(2));
    yc=(y1+y2)/2;
end

```

```

if x1~=x2
    L=((x2-x1)^2+(y2-y1)^2)^0.5;
    Kt=Es(i)/(1-nus^2)*h/L*[1 -1; -1 1];
    Pt=[-1;1]*Es(i)*nus*h/(1-nus^2);
    l1=(x2-x1)/L;
    l2=(y2-y1)/L;
    Lam=[l1 l2 0 0
          0 0 l1 l2];
    Ke=Lam'*Kt*Lam;
    Pe=Lam'*Pt;
    for j=0:1
        for k=0:1
            for l=1:2
                for m=1:2
                    K(2*ii(l)-j,2*ii(m)-k)=K(2*ii(l)-j,2*ii(m)-k)+Ke(2*1-
j,2*m-k);
                end
            end
        end
    end
    for j=0:1
        for l=1:2
            K(2*ii(l)-j,2*np+1)=K(2*ii(l)-j,2*np+1)+Pe(2*1-j);
            K(2*ii(l)-j,2*np+2)=K(2*ii(l)-j,2*np+2)+Pe(2*1-j)*yc;
        end
    end
    Pe=-Es(i)*h*nus/(1-nus^2)*[-1 1]*Lam;
    for j=0:1
        for l=1:2
            K(2*np+1,2*ii(l)-j)=K(2*np+1,2*ii(l)-j)+Pe(2*1-j);
            K(2*np+2,2*ii(l)-j)=K(2*np+2,2*ii(l)-j)+Pe(2*1-j)*yc;
        end
    end
    K(2*np+1,2*np+1)=K(2*np+1,2*np+1)-Es(i)*h*L/(1-nus^2);
    K(2*np+1,2*np+2)=K(2*np+1,2*np+2)-Es(i)*h*L*yc/(1-nus^2);
    K(2*np+2,2*np+1)=K(2*np+2,2*np+1)-Es(i)*h*L*yc/(1-nus^2);
    K(2*np+2,2*np+2)=K(2*np+2,2*np+2)-Es(i)*h*L*yc^2/(1-nus^2);
end

end

%граничные условия
K(4,:)=0;
K(:,4)=0;
K(4,4)=1;
P(4)=0;
for i=1:ne
    ii(1)=e(1,i);
    ii(2)=e(2,i);
    x1=p(1,ii(1));
    x2=p(1,ii(2));
    if x1==0
        K(2*ii(1)-1,:)=0;
    end
end

```

```

        K(:,2*ii(1)-1)=0;
        K(2*ii(1)-1,2*ii(1)-1)=1;
        P(2*ii(1)-1)=0;
    end
    if x2==0
        K(2*ii(2)-1,:)=0;
        K(:,2*ii(2)-1)=0;
        K(2*ii(2)-1,2*ii(2)-1)=1;
        P(2*ii(2)-1)=0;
    end
end
dU=K\P;
%вычисление напряжений
de0=dU(2*np+1);
dchi=dU(2*np+2);
for i=1:nt
    ii(1)=t(1,i);%номер первого узла
    ii(2)=t(2,i);%номер второго узла
    ii(3)=t(3,i);%номер третьего узла
    xi=p(1,ii(1));
    yi=p(2,ii(1));
    xj=p(1,ii(2));
    yj=p(2,ii(2));
    xk=p(1,ii(3));
    yk=p(2,ii(3));
    bi=yj-yk;
    bj=yk-yi;
    bk=yi-yj;
    ci=xk-xj;
    cj=xi-xk;
    ck=xj-xi;
    A=0.5*det([1 xi yi
                1 xj yj
                1 xk yk]);
    B=[bi 0 bj 0 bk 0
        0 ci 0 cj 0 ck
        ci bi cj bj ck bk]/2/A;
    Ue=zeros(6,1);
    for j=0:1
        for l=1:3
            Ue(2*l-j)=dU(2*ii(1)-j);
        end
    end
end
E1=Eb(i)/(1-nub^2);
nu1=nub/(1-nub);
D=E1/(1-nu1^2)*[1 nu1 0
                 nu1 1 0
                 0 0 (1-nu1)/2];
yc=(yi+yj+yk)/3;
ezz=dez(i);
ezx=dez(i);
ezy=dez(i);

```

```

s1=E1*nu1/(1-nu1^2)*[1 1 0]'*(de0+yc*dchi-ezz);
S=D*(B*Ue-[ezx;ezy;0])+s1;
Eps=B*Ue;
eps_x(i)=eps_x(i)+Eps(1);
eps_y(i)=eps_y(i)+Eps(2);
gamma(i)=gamma(i)+Eps(3);
eps_z(i)=eps_z(i)+de0+yc*dchi;
sigma_x(i)=sigma_x(i)+S(1);
sigma_y(i)=sigma_y(i)+S(2);
tau(i)=tau(i)+S(3);
sigma_z(i)=sigma_z(i)+Eb(i)*(de0+yc*dchi-ezz)+nub*(S(1)+S(2));
T=[sigma_x(i) tau(i) 0
   tau(i) sigma_y(i) 0
   0 0 sigma_z(i)];
smain=eig(T);
s1=smain(1);
s2=smain(2);
s3=smain(3);
Te=[eps_x(i) gamma(i)/2 0
    gamma(i)/2 eps_y(i) 0
    0 0 eps_z(i)];
emain=eig(Te);
e1=emain(1);
e2=emain(2);
e3=emain(3);
T=1/6^0.5*((s1-s2)^2+(s2-s3)^2+(s1-s3)^2)^0.5;
sm=-(s1+s2+s3)/3;
lam=f*sm/T;
S=3^0.5*(1/2*(-s1-sm)*(-s2-sm)*(-s3-sm))^(1/3);
delt=er*(S/T)^3;
k=lam*(1+delt)/2+(lam^2*(1+delt)^2/4+1+delt)^0.5;
Gs=Gc*k;
G1=G(i);
G(i)=real((2/3*((e1-e2)^2+(e2-e3)^2+(e3-e1)^2)))^0.5;
dG=G(i)-G1;
dez(i)=g0/3*2*G(i)*dG;
if G(i)<Gs
    Eb(i)=Eb0*(1-(G(i))/Gs);
else
    Eb(i)=0.0001*Eb0;
end
end
%напряжения в обойме
for i=1:ne
    ii(1)=e(1,i);
    ii(2)=e(2,i);
    x1=p(1,ii(1));
    x2=p(1,ii(2));
    y1=p(2,ii(1));
    y2=p(2,ii(2));
    yc=(y1+y2)/2;
    if x1~=x2

```

```

L=((x2-x1)^2+(y2-y1)^2)^0.5;
l1=(x2-x1)/L;
l2=(y2-y1)/L;
Lam=[l1 l2 0 0
      0 0 l1 l2];
B=[-1/L 1/L];
Ut=zeros(4,1);
for j=0:1
    for l=1:2
        Ut(2*l-j)=dU(2*ii(l)-j);
    end
end
Ue=Lam*Ut;
sigma_st(i)=sigma_st(i)+Es(i)/(1-
nus^2)*(B*Ue+nus*(de0+yc*dchi));
sigma_sz(i)=sigma_sz(i)+Es(i)/(1-
nus^2)*(nus*B*Ue+(de0+yc*dchi));
s1=sigma_sz(i);
s2=sigma_st(i);
seq=(s1^2-s1*s2+s2^2)^0.5;
if seq>Rs
    Es(i)=0.0001*Es0;
end
if or(y1==R, y2==R)
    Stmax(iF+1)=sigma_st(i);
end
if or(y1==-R, y2==-R)
    Stmin(iF+1)=sigma_st(i);
end
else
    sigma_st(i)=-1e-10;
end
end
sst1=unique(sigma_st);
chi=chi+dchi;
e0=e0+de0;
Chi(iF+1)=chi;
Eps0(iF+1)=e0;
clc
proc=fix(iF/nF*100)
if abs(Eps0(iF+1))>4e-3
    Fult=iF*dF
    break
end
end
Force=0:dF:F;
plot(Force, -(Eps0+d/2*Chi))
hold on

```


ПРИЛОЖЕНИЕ В. ВНЕДРЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИОННОЙ РАБОТЫ



**В диссертационный совет
Д 24.2.297.02
Донского государственного
технического университета**

Сообщаем Вам, что переданные в ООО «Научно-исследовательский центр НИКА» материалы диссертации Хашхожева Казбека Нарзановича на соискание ученой степени кандидата технических наук по методам расчета трубобетонных колонн круглого и квадратного сечения рассмотрены и одобрены ведущими специалистами центра.

Разработанные автором программные продукты по расчету трубобетонных конструкций при центральном и внецентренном сжатии, а также предложенные автором рекомендации по учету физической нелинейности в расчетах трубобетонных элементов используются в практике проектирования центра.

С уважением,
Директор



М.Н. Мириханов

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Cai, S.-H.. Modern Street Tube Confined Concrete Structures / S.-H. Cai. – Shanghai, China Communication Press, 2003. – 358 p.
2. Курочкин, А. В. Возведение каркасных зданий с несущими конструкциями из трубобетонных элементов / А.В. Курочкин // Вестник МГСУ. – 2010. – № 3. – С. 82-86.
3. Етекбаева, А.Б. Прочность и деформация трубобетонных сжатых элементов при знакопеременных горизонтальных нагрузках: дисс.на соиск. учен. степ. к.т.н.: 05.23.01 / А.Б. Етекбаева. – Алматы, 2010. – 132 с.
4. Дуванова, И.А. Трубобетонные колонны в строительстве высотных зданий и сооружений / И.А. Дуванова, И.Д. Сальманов // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2014. – №6 (21). – С. 89-103.
5. Овчинников, И.И. и др. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 1. Опыт применения трубобетона с металлической оболочкой // Науковедение. – 2015. – №4. – С. 1-25.
6. Аймагамбетова, С.М. Высотное строительство с учетом применения трубобетонных конструкций. Дис. на соиск. квалиф. магистра техники и технологии строительства / С.М. Аймагамбетова. - СПб: ФГБОУ ВПО СПбГПУ, 2013. – 71 с.
7. Morino, S. Design and Construction of Concrete- Filled Steel Tube Column System in Japan / S. Morino, K. Tsuba // Earthquake and Engineering Seismology. – 2005. – Vol. 4. – Pp. 51-73.
8. Boyd, P.F. Seismic performance of steel-encased concrete columns under flexural loading / P.F. Boyd, W.F. Cofer, D.I. McLean // Journal of ACI. - 1995. – Vol. 92. – Pp. 353-364.
9. Yu, Q. Analysis and calculations of steel tube confined concrete (stcc) stub columns / Q. Yu, Z. Tao, Z.-B. Chen // Journal of Constructional Steel Research. – 2010. – Vol. 66. – Pp. 53-64.

10. Liu, F.-Q. FE analysis of fire-resistance performance of concrete filled steel tubular columns under different loading cases / F.-Q. Liu, H. Yang // Harbin Gongye Daxue Xuebao/Journal of Harbin Institute of Technology. – 2010. – Vol. 42. – Pp. 201-204.

11. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменением N 1). - М.: Стандартинформ, 2019 - 132 с.

12. Кришан, А.Л. Расчет прочности трубобетонных колонн / А.Л.Кришан, А.И.Заикин, А.С.Мельничук // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2010. – № 1. - С. 20-25.

13. Кришан, А. Л. Об эффективности использования высокопрочного бетона в трубобетонных колоннах / А. Л. Кришан, В. В. Ремнев //Бетон и железобетон. – 2011. – №. 2. – С. 2-4.

14. Кришан, А. Л. Трубобетонные колонны из высокопрочного бетона / А.Л. Кришан // Технологии бетонов. – 2008. – №. 4. – С. 10-12.

15. Кришан, А. Л. Трубобетонные колонны для многоэтажных зданий / А.Л. Кришан // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2009. – №. 4. – С.75-80.

16. Qian, J. Experimental study on seismic behavior of steel tube-reinforced concrete composite shear walls with high axial compressive load ratio / J. Qian, Z. Jiang, X. Ji // Jianzhu Jiegou Xuebao Journal of Building Structures. – 2010. –Vol. 31. –Pp. 40-48.

17. Акаев, А.И. Перспективы возведения сейсмостойких зданий из трубобетонных конструкций / А.И. Акаев, М.Г. Магомедов, М.М. Пайзулаев // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2017. – Т. 44 (1). – С. 138-149.

18. Митрофанов, В. П. О критерии предельного состояния по прочности центрально сжатых трубобетонных элементов / В. П. Митрофанов, О. А. Довженко // Коммунальное хозяйство городов: Серия: Економічні науки. Харьков, Украина. – 2005. – С. 73-86.

19. Резван, И. В. Самоуплотняющийся высокопрочный напрягающий бетон для трубобетонных колонн / И.В. Резван // Строительные материалы. – 2012. – №. 6. – С. 60-62.
20. Резван, И. В. Несущая способность бетонного ядра трубобетонных колонн / И. В. Резван, Д. Р. Маилян // Вестник Майкопского государственного технологического университета. – 2011. – №. 3.
21. Резван, И.В. Несущая способность трубобетонных колонн с учетом дилатационного эффекта / И.В, Резван, Г.В. Несветаев, Д.Р. Маилян, А.В. Резван // Ростов-на-Дону: РГСУ, 2012. – 188 с.
22. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
23. Панышин, Л.Л. Опыт реализации неупругой деформационной модели в практических расчетах конструкций высотных зданий / Л.Л. Панышин, М.В. Крашенинников // Бетон и железобетон - пути развития: Науч. тр. 2-й Всероссийской конф. по бетону и железобетону. – 2005.
24. Суров, К.Л., К вопросу о расчете прочности и жесткости сталебетонных станин с учетом физической нелинейности / К.Л. Суров, А.И. Акаев, В.И. Римшин // Бетон и железобетон. – 1996. – № 1. – С. 24-28.
25. Резван, А. В. Расширяющееся вяжущее для трубобетонных колонн / А.В. Резван // Научное обозрение. – 2013. – №. 12. – С. 95-98.
26. Кришан, А. Л. Несущая способность предварительно обжатых трубобетонных колонн / А. Л. Кришан, М. А. Астафьева // Техника и технология современных производств. – 2019. – С. 43-47.
27. Стороженко, Л.І. Сталезалізобетонні конструкції / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц.- Полтава: ПолНТУ, 2005. - 182 с.
28. Кикин, А. И. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном / А.И. Кикин, Р.С. Санжаровский, В.А. Труль. М., Стройиздат, 1974, 144 с.
29. Garanzha, I.M. About approaches to the calculation of composite tubes in Ukraine and abroad / I.M. Garanzha // Metal constructions. – 2014. – Vol.20. – Pp. 45-53.

30. Кришан, А.Л. Сжатые трубобетонные элементы. Теория и практика / А.Л. Кришан, В.И. Римшин, М.А. Астафьева. – Москва: АСВ; 2020. – 375 с.
31. Krishan, A. L. Bearing Capacity of Concrete Filled Steel Tube Columns / A. L. Krishan // Saleh PH, editor. Sustainability of Concrete With Synthetic and Recycled Aggregates. – London: IntechOpen, 2021.
32. Тамразян, А. Г. Механика ползучести бетона: монография / А. Г. Тамразян, С. Г. Есян. - Москва: Изд-во МИСИ - МГСУ, 2012. - 488 с. .
33. Языев, Б.М. Напряженно–деформированное состояние предварительно напряженного железобетонного цилиндра с учетом ползучести бетона / Б. М. Языев, А. С. Чепурненко, С. В. Литвинов, М. Ю. Козельская // Научное обозрение. — 2014. — №11. — С. 759–763.
34. Языев, Б.М. Потери предварительного напряжения в железобетонном цилиндре за счет ползучести бетона / Б. М. Языев, А. С. Чепурненко, С. В. Литвинов, М. Ю. Козельская // Научное обозрение. — 2014. — №11, ч.2. — С. 445–449.
35. Литвинов, С.В. Продольный изгиб гибкой железобетонной стойки при нелинейной ползучести / С. В. Литвинов, И. В. Юхнов, Б. М. Языев, А. С. Чепурненко // Современные проблемы науки и образования. — 2014. — №5. — URL: <http://www.science-education.ru/119-14705>.
36. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М.:Стройиздат, 1974. – 316 с.
37. Овчинников, И. И. и др. О проблеме расчета трубобетонных конструкций с оболочкой из разных материалов. Часть 2. Расчет трубобетонных конструкций с металлической оболочкой // Наукоеведение. – 2015. – Т. 7. – №. 4 (29).
38. Min, Yu. A unified formulation for circle and polygon concretefilled steel tube columns under axial compression / Yu Min, Zha Xiaoxiong, Ye Jianqiao, Li Yuting // Engineering Structures.- 2013. – Vol. 49. - Pp. 1-10.
39. Min, Yu. A unified formulation for hollow and solid concrete filled steel tube columns under axial compression / Zha Xiaoxiong, Ye Jianqiao, She Chunyan // Engineering Structures. - 2010. – Vol. 32(4). - Pp. 1046 - 1053.

40. Стороженко, Л.И. Трубобетонные конструкции / Л.И. Стороженко. - Киев: Будивельник, 1978. - 81 с.
41. Стороженко, Л.И. Расчет трубобетонных конструкций / Л.И. Стороженко, П.И. Плахотный, А.Я. Черный. – Киев: Будивельник, 1991. – 120 с.
42. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT). — К.: Мінрегіонбуд України, 2012. - 167 с. .
43. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). - К.: Мінрегіонбуд України, 2012. - 152 с.
44. ДБН В.2.6-160:2010. Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення. – Уведено вперше; чинні від 2011-09-01. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. - 55 с.
45. EN C. E. N. 1-1, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures // Part 1-1: General rules and rules for buildings. – 1994.
46. Кришан, А.Л. Трубобетонные колонны с предварительно обжатым ядром / А.Л. Кришан // Монография. – Ростов н/Д: Рост. гос. строит. ун-т, 2011. – 372 с.
47. Сагадатов, А. И. Напряженно-деформированное состояние сжатых трубобетонных элементов с внутренним стальным сердечником: дисс. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.И. Сагадатов. - Магнитогорск, 2006. - 180 с.
48. Кришан, А. Л. Прочность трубобетонных колонн с предварительно обжатым ядром: дисс. ... доктора техн. наук: 05.23.01 / А.Л. Кришан. - Магнитогорск, 2011. - 380 с.
49. Андреев, В.И. Некоторые задачи и методы механики неоднородных тел: монография / В.И. Андреев. - М.: Издательство АСВ, 2002. - 288 с.
50. Дудник, А.Е. Плоское деформированное состояние полимерного цилиндра в условиях термовязкоупругости/ А.Е. Дудник, А.С. Чепурненко, С.В. Литвинов, А.С. Денего// Инженерный вестник Дона. — 2015. — №2. — URL: <http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n2p2y2015/3063>.
51. Варданян, Г.С. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности / Г.С. Варданян [и др.] – М.: Издательство АСВ, 2015. – 568 с.

52. Горынин, Г. Л. Математическое моделирование напряжённо-деформированного состояния трубобетонных конструкций / Г.Л. Горынин, В.А. Снигирева // Вестник кибернетики. – 2016. – №. 1. – С. 29-37.
53. Кришан, А. Л. Прочность трубобетонных колонн квадратного сечения при осевом сжатии / А.Л. Кришан, А.С. Мельничук // Вестник Магнитогорского государственного технического университета им. Г.И. Носова. – 2012. – №. 3. – С. 51-54.
54. Ouyang, Y. Finite element analysis of square concrete-filled steel tube (CFST) columns under axial compressive load / Y. Ouyang, A. K. H. Kwan // Engineering Structures. – 2018. – Т. 156. – С. 443-459.
55. Мельничук, А. С. Прочность внецентренно сжатых трубобетонных колонн квадратного поперечного сечения / А.С. Мельничук, А.Л. Кришан // Актуальные проблемы современной науки, техники и образования. – 2011. – Т. 2. – №. 69. – С. 217-220.
56. Lai, M. H. A theoretical axial stress-strain model for circular concrete-filled-steel-tube columns / M. H. Lai, J. C. M. Ho // Engineering Structures. – 2016. – Vol. 25. – Pp. 124-143.
57. Gardner, N. J. Structural behavior of concrete-filled steel tubes // N. J. Gardner, E. R. Jacobson // ACI J. – 1967. – Vol. 64(7). – Pp. 404-12.
58. Luksha, L. K. Strength testing of larger-diameter concrete filled steel tubular members / L. K. Luksha, A. P. Nesterovich // Proceeding of the 3rd international conference on steel-concrete composite structures. – 1991.
59. Sakino, K. Behavior of concrete filled steel tubular stub columns under concentric loading / K. Sakino, H. Hayashi // The third international conference on steel-concrete composite structures, Fukoka, Japan. – 1991. – Pp. 25-30.
60. Kato, B. Compressive strength and deformation capacity of concrete-filled tubular stub columns / B. Kato // J Struct Constr Eng AIJ. – 1995. – Vol. 468(1). – Pp. 183-91 [In Japanese].

61. Saisho, M. Ultimate bending strength of high-strength concrete filled steel tube column / M. Saisho, T. Abe, K. Nakaya // *J Struct Constr Eng AIJ.* – 1999. – Vol. 523(1). – Pp. 133-40 [in Japanese].
62. Yamamoto, K. Experimental study of the size effect on the behaviour of concrete filled circular steel tube columns under axial compression / K. Yamamoto, J. Kawaguchi, S. Morino // *J Struct Constr Eng AIJ.* – 2002. – Vol. 561. – Pp. 237-44 [in Japanese].
63. Schneider, S. P. Axially loaded concrete-filled steel tubes / S. P. Schneider // *J Struct Eng.* – 1998. – Vol. 124 (10). – Pp. 1125-38.
64. O'Shea, M. D. Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes / M. D. O'Shea, R. Q. Bridge // *J Struct Eng.* – 2000. – Vol. 126(11). – Pp. 1295-303.
65. Elremaily, A. Behavior and strength of circular concrete-filled tube columns / A. Elremaily, A. Azizinamini // *J Constr Steel Res.* – 2002. – Vol. 58(12). – Pp. 1567-91.
66. Johansson, M. The efficiency of passive confinement in CFT columns / M. Johansson // *Steel Compos Struct.* – 2002. – Vol. 2(5). – Pp. 379-96.
67. Yu, Z. W. Researches on behavior of high-performance concrete filled tubular steel short columns // Z. W. Yu, F. X. Ding, S. Lin // *J Build Struct.* – 2002. – Vol. 23(2). – Pp.41-47.
68. Giakoumelis, G. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns / G. Giakoumelis // *J Constr Steel Res.* – 2004. – Vol. 60(7). – Pp. 1049-68.
69. Gu, W. Experimental study on concentrically-compressed circular concrete filled CFRP-steel composite tubular short columns / W. Gu, S. W. Guan, Y. H. Zhao, H. Cao // *J Shenyang Archit Civ Eng Inst.* – 2004. – Vol. 20(2). – Pp. 118-20 [in Chinese].
70. Han, L. H. Experimental behaviour of thin-walled hollow structural steel (HSS) columns filled with self-consolidating concrete (SCC) / L. H. Han, G. H. Yao // *Thin-Wall Struct.* – 2004. – Vol. 42(9). – Pp. 1357-77.
71. Sakino, K. Behavior of centrally loaded concrete-filled steel-tube short columns / K. Sakino, H. Nakahara, S. Morino, I. Nishiyama // *J Struct Eng ASCE.* – 2004. – Vol. 130(2). – Pp.180-188.

72. Zhang, S. Failure modes of short columns of high-strength concrete filled steel tubes / S. Zhang, Y. Y. Wang // *China Civ Eng J.* – 2004. – Vol. 37(9). – Pp. 1-10 [In Chinese].

73. Han, L. H. Tests and calculations for hollow structural steel (HSS) stub columns filled with self-consolidating concrete (SCC) / L. H. Han, G. H. Yao, X. L. Zhao // *J Constr Steel Res.* – 2005. – Vol. 61(9). – Pp. 1241-69.

74. Tan, K. F. Analysis of formulae for calculating loading bearing capacity of steel tubular high strength concrete / K. F. Tan // *J Southwest Univ SciTechnol.* – 2006. – Vol. 21(2). – Pp. 7-10.

75. Gupta, P. K. Experimental and computational study of concrete filled steel tubular columns under axial loads / P. K. Gupta, S. M. Sarda, M. S. Kumar // *J Constr Steel Res.* – 2007. – Vol. 63(2). – Pp. 182-193.

76. Yu, Z. W. Experimental behavior of circular concrete-filled steel tube stub columns / Z. W. Yu, F. X. Ding, C. S. Cai // *J Constr Steel Res.* – 2007. – Vol. 63(2). – Pp. 165-174.

77. Lai, M. H. Confinement effect of ring-confined concrete-filled-steel-tube columns under uni-axial load / M. H. Lai, J. C. M. Ho // *Eng Struct.* – 2014. – Vol. 67. – Pp. 123-41.

78. Liao, F. Y. Behavior of CFST short column and beam with initial concrete imperfection: experiments / F. Y. Liao, L. H. Han, S. H. He // *J Constr Steel Res.* – 2011. – Vol. 67 (12). – Pp. 1922-35.

79. Uy, B. Behaviour of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns / B. Uy, Z. Tao, L. H. Han // *J Constr Steel Res.* – 2011. – Vol. 67(3). – Pp. 360-78.

80. Xue, J. Q. Effects of debonding on circular CFST stub columns / J. Q. Xue, B. Briseghella, B. C. Chen // *J Constr Steel Res.* – 2012. – Vol. 69(1). – Pp. 64-76.

81. Abed, F. Experimental and numerical investigations of the compressive behavior of concrete filled steel tubes (CFSTs) / F. Abed, M. AlHamaydeh, S. Abdalla // *J Constr Steel Res.* – 2013. – Vol. 80. – Pp. 429-439.

82. Matsui, C. Slender concrete-filled steel tubular columns under combined compression and bending / C. Matsui, K. Tsuda // Proceedings 4th Structural Steel Conference, Singapore, 25-27 October, 1995, pp. 29-36.

83. Tang, G. Z. Study on the fundamental structural behaviour of concrete filled steel tubular columns / G. Z. Tang, B. Q. Zhao, H. X. Zhu, X. M. Shen // Journal of Building Structures. – 1982 . – Vol. 1. Pp 13-31.

84. Zhong, S. Research of confining load of CFST under eccentric loading // Journal of Harbin University of Civil Engineering and Architecture. – 1983. – No. 3. – Pp. 1-18. .

85. Cai, S. H. Behavior and ultimate strength of short concrete-filled steel tubular columns / S. H. Cai, Z. S. Jiao // Journal of Building Structures. – 1984. – Vol. 6. – Pp. 13-29. .