

На правах рукописи



Хашхожев Казбек Нарзанович

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ РАСЧЕТА
ТРУБОБЕТОННЫХ КОЛОНН С УЧЕТОМ
ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ**

2.1.9. Строительная механика

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание

ученой степени кандидата технических наук

Махачкала — 2023

Работа выполнена в лаборатории металлов, сплавов и композиционных материалов Федерального государственного бюджетного учреждения науки «Комплексный научно-исследовательский институт им. Х.И. Ибрагимова Российской академии наук».

Научный руководитель: **Чепурненко Антон Сергеевич** — доктор технических наук, доцент, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Донской государственный технический университет», профессор кафедры «Строительная механика и теория сооружений»

Официальные оппоненты: **Пшеничкина Валерия Александровна** — доктор технических наук, профессор, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Волгоградский государственный технический университет», заведующий кафедрой «Строительные конструкции, основания и надёжность сооружений» (05.23.17)

Шарафутдинов Линар Альфредович — кандидат технических наук, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Казанский государственный энергетический университет», доцент кафедры «Энергообеспечение предприятий, строительство зданий и сооружений» (2.1.1)

Ведущая организация: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова»

Защита состоится «30» сентября 2023 года в ___ : ___ часов на заседании диссертационного совета 24.2.295.01 при ФГБОУ ВО «Дагестанский государственный технический университет» по адресу: 367026, г. Махачкала, пр. И. Шамиля, 70, ауд. 202 (диссертационный зал).

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке и на сайте ФГБОУ ВО «Дагестанский государственный технический университет» <http://www.dstu.ru>. Сведения о защите и автореферат диссертации размещены на официальном сайте ВАК Министерства науки и высшего образования РФ <http://vak3.ed.gov.ru>.

Дата рассылки автореферата « ___ » _____ 2023 г.

Учёный секретарь
диссертационного
совета, к.т.н., доцент



Ханзада Рауповна
ЗАЙНУЛАБИДОВА

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы диссертации. Труبوبетонные колонны (ТБК) по сравнению с традиционными железобетонными элементами обладают рядом существенных преимуществ, но в то же время они 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 облойкой 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, Э.Д. Чихладзе, 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 диссертационной 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.

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 ООО «Научно-исследовательский центр «Ника».

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 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.

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).

Публикации. Основные положения диссертационной работы опубликованы в 7 печатных работах, из них в ведущих рецензируемых изданиях, определенных ВАК РФ – 5, в изданиях, входящих в международные реферативные базы Scopus/Web of Science — 2.

Структура и объем диссертации. 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. При выводе разрешающих уравнений учитывается 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 бетона на расширяющемся цементе. Полные деформации бетона записываются в виде:

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

Модуль упругости бетона E_b и коэффициент Пуассона ν_b в уравнениях (1) могут зависеть от величины напряжений.

Задача определения напряженно-деформированного состояния центрально сжатой трубобетонной колонны круглого сечения сводится к системе из трех уравнений относительно неизвестных p , σ_{bz} , σ_{sz} :

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

где p – контактное давление между бетоном и облоймой, D – диаметр трубы, δ – толщина стенки, $\alpha = E_s/E_b$, E_s – модуль упругости стали, F – сжимающая сила, ν_s – коэффициент Пуассона стали.

Расчет трубобетонных колонн при кратковременном действии нагрузки выполняется с использованием уравнений деформационной теории пластичности бетона Г.А. Гениева. В цилиндрических координатах данные уравнения имеют вид:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{b\theta} &= \frac{1}{E_b(\Gamma)} (\sigma_{b\theta} - \nu_b(\sigma_{br} + \sigma_{bz})) + \varepsilon_d; \\ \varepsilon_{bz} &= \frac{1}{E_b(\Gamma)} (\sigma_{bz} - \nu_b(\sigma_{br} + \sigma_{b\theta})) + \varepsilon_d,\end{aligned}\tag{3}$$

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

Дилатационные деформации можно рассматривать как частный случай вынужденных деформаций $\varepsilon_{b\theta}^*$ и ε_{bz}^* . Касательный модуль $E_b(\Gamma)$ определяется по формуле:

$$E_b(\Gamma) = E_0 \left(1 - \frac{\Gamma}{\Gamma_s}\right),\tag{4}$$

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

Расчет выполняется пошагово, приращение дилатационной деформации определяется как:

$$\begin{aligned}\Delta\varepsilon_d &= \varepsilon_d(\Gamma + \Delta\Gamma) - \varepsilon_d(\Gamma) = -\frac{g_0}{3}(\Gamma^2 + 2\Gamma\Delta\Gamma + \Delta\Gamma^2) - \frac{g_0}{3}\Gamma^2 = \\ &= -\frac{g_0}{3}(2\Gamma\Delta\Gamma + \Delta\Gamma^2) = -\frac{2g_0\Gamma\Delta\Gamma}{3}.\end{aligned}\tag{5}$$

Материал облоймы предполагается идеальным упругопластическим, используется условие пластичности Губера-Мизеса-Генки.

Для апробации построенной модели деформирования выполнялось сравнение с 4 аналитическими методами расчета центрально сжатых трубобетонных колонн:

1. Предложенный китайскими учеными Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Yuting Li унифицированный метод;
2. Метод авторов Min Yu, Xiaoxiong Zha, Jianqiao Ye, Chunyan She для расчета на прочность и устойчивость трубобетонных колонн круглого поперечного сечения;
3. Метод Л.И. Стороженко для расчета предельной осевой нагрузки на трубобетонные элементы с круглым поперечным сечением, включенный в действующие нормы Украины;
4. Метод, представленный в Еврокоде 4 (EN 1994).

Приведем пример расчета для трубобетонного элемента при следующих исходных данных: бетон класса В20, сталь марки С235, диаметр $D=200$ мм, $\delta = 3$ мм, длина элемента $l = 500$ мм. Значения предельной нагрузки, полученные на основе четырех методов, а также их отклонения от решения автора приведены в табл. 1. Кроме того, в таблице представлен результат с использованием методики, изложенной в СП 266.1325800.2016

Таблица 1 – Сравнение значений предельной нагрузки, полученных аналитическими методами, с решением автора

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

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

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. 1. Разрушающая нагрузка в результате расчета составила 840 кН, что отличается от нашего решения всего на 2,3%.

Помимо аналитических методов была выполнена апробация методики на экспериментальных данных, представленных в работе А.И. Сагадатова. Приведем результаты для 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 показано сравнение решения автора с экспериментальной кривой деформирования. По результатам расчета теоретическая предельная нагрузка составила 1909 кН, что на 6,5% 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.

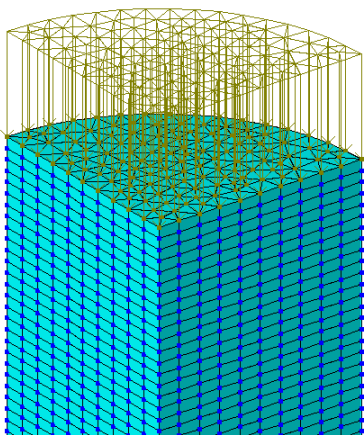


Рисунок 1 – Расчетная схема в ПК ЛИРА-САПР

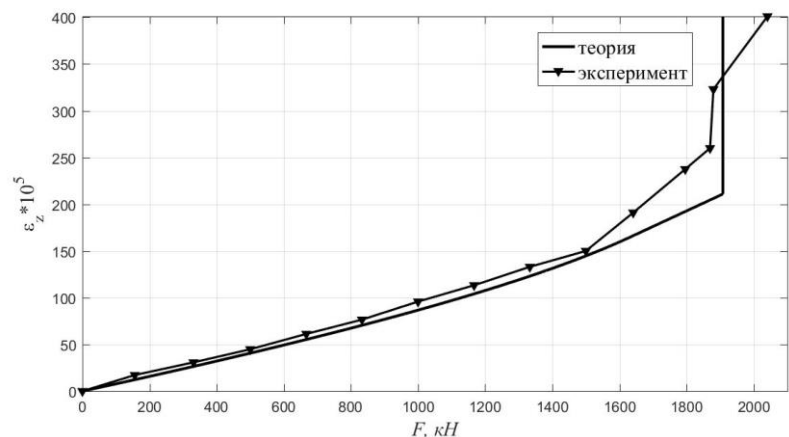


Рисунок 2 – Сравнение решения автора с экспериментальными данными А.И. Сагадатова

Помимо работы А.И. Сагадатово 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, призмочная прочность бетона при сжатии – от 16,7 до 114,3 МПа. 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%.

При расчете на длительное действие нагрузки использовались уравнения вязкоупругой модели наследственного старения бетона (ВУМНС), представленные в работе А.Г. Тамразяна:

$$\varepsilon_r(t) = \frac{\sigma_r(t) - \nu(t)[\sigma_\theta(t) + \sigma_z(t)]}{E(t)} - \int_{\tau_0}^t \{\sigma_r(\tau) - \nu(t)[\sigma_\theta(\tau) + \sigma_z(\tau)]\} \frac{\partial C(t, \tau)}{\partial \tau} d\tau. \quad (6)$$

Выражения для деформаций по θ и z можно получить путем циклической замены индексов. Мера ползучести $C(t, \tau)$ для ВУМНС определяется по формуле:

$$C(t, \tau) = C \frac{e^{\alpha t} - e^{\alpha \tau}}{e^{\alpha t} - 1} + B(e^{-\gamma \tau} - e^{-\gamma t}). \quad (7)$$

Приведем результаты расчета 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. 3 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.

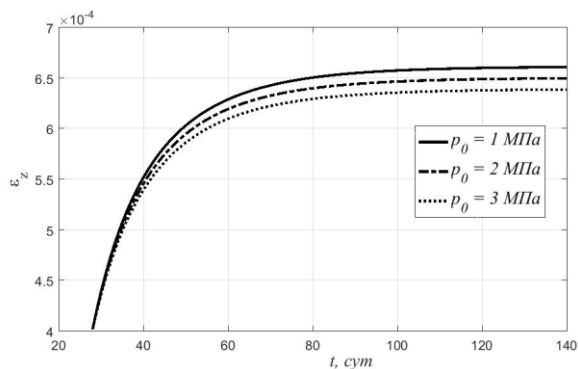


Рисунок 3 – Изменение во времени осевой деформации ε_z

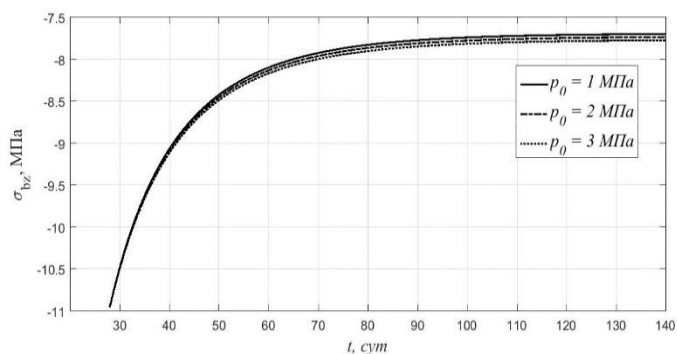


Рисунок 4 – Изменение во времени напряжений σ_{bz}

На напряжения σ_{bz} и σ_{sz} предварительное боковое обжатие практически не влияет. Графики их изменения во времени приведены на рис. 4-5. 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.

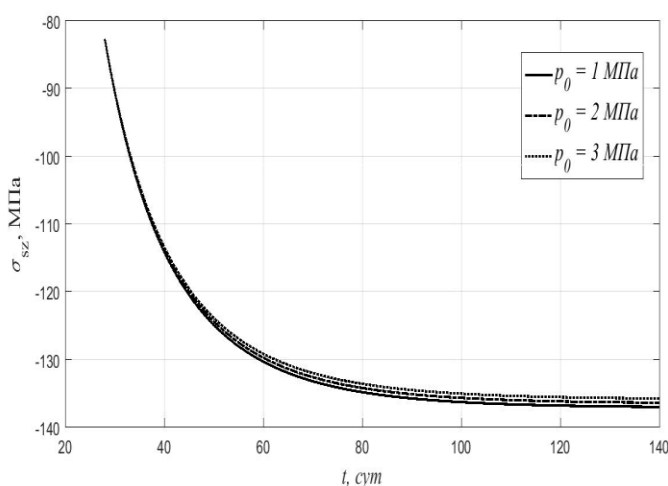


Рисунок 5 – Изменение во времени напряжений σ_{sz}

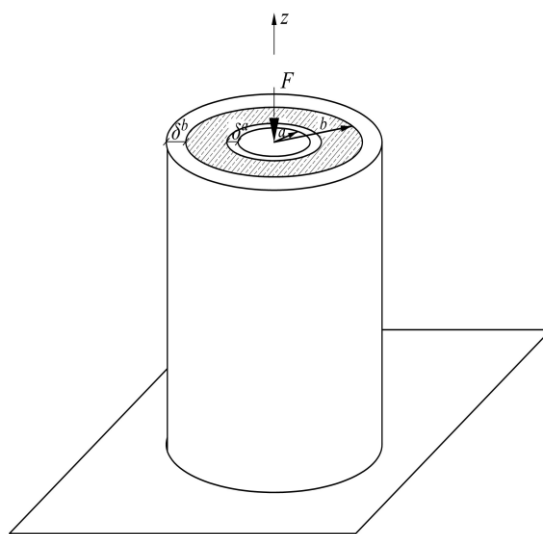


Рисунок 6 – Трубобетонная колонна кольцевого сечения

Также в главе 2 исследовались трубобетонные колонны кольцевого сечения (рисунок 6). Бетон в обойме находится в условиях осесимметричной задачи, для которой справедливы следующие дифференциальные зависимости:

$$\varepsilon'_\theta + \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_r}{r} = 0; \quad \sigma'_r + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \quad (8)$$

Штрихом в формулах (8) обозначена производная по радиусу. Индексы «*b*», соответствующие бетону, здесь и далее опущены. Физические уравнения для бетона записываются в виде:

$$\begin{aligned} \varepsilon_\theta &= \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)) + \varepsilon_\theta^*; \\ \varepsilon_r &= \frac{1}{E} (\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)) + \varepsilon_r^*; \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_\theta + \sigma_r)) + \varepsilon_z^*. \end{aligned} \quad (9)$$

На основе соотношений (8) и (9) получено следующее дифференциальное уравнение:

$$\begin{aligned} \sigma_r'' + \left(\frac{3}{r} - \frac{E'}{E} \right) \sigma_r' - \sigma_r \frac{1 - 2\nu}{Er(1 - \nu)} E' = \\ = - \frac{E}{(1 - \nu^2)r} \left((\varepsilon_\theta^*)' + \frac{\varepsilon_\theta^* - \varepsilon_r^*}{r} + \nu(\varepsilon_z^*)' \right). \end{aligned} \quad (10)$$

Решение уравнения (10) выполняется численно методом конечных разностей. При разбиении интервала $[a; b]$, где a и b – соответственно внутренний и внешний радиус трубы, на n отрезков имеем $n - 1$ линейных уравнений с $n + 1$ неизвестными. К этим уравнениям необходимо добавить условия совместности окружных деформаций бетона и стали на внутренней и внешней поверхности бетонного ядра:

$$\begin{aligned} \frac{1}{E_1} (a\sigma_r' + \sigma_r(1 - \nu_1)) + \varepsilon_\theta^* + \nu\varepsilon_z^* - \nu\varepsilon_z = \frac{1}{E_s^a} \left(-\frac{p_a a}{\delta^a} - \nu_s^a \sigma_{sz}^a \right); \\ \frac{1}{E_1} (b\sigma_r' + \sigma_r(1 - \nu_1)) + \varepsilon_\theta^* + \nu\varepsilon_z^* - \nu\varepsilon_z = \frac{1}{E_s^b} \left(\frac{p_b b}{\delta^b} - \nu_s^b \sigma_{sz}^b \right), \end{aligned} \quad (11)$$

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

Условия (11) содержат 3 дополнительные неизвестные: деформацию ε_z и напряжения $\sigma_{sz}^a, \sigma_{sz}^b$ поэтому для решения задачи необходимы еще 3 уравнения. В качестве первых двух уравнений выступают условия совместности деформаций бетона и стальных труб по z :

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{sz}^a = \frac{1}{E_s^a} \left(\sigma_{sz}^a + \nu_s^a \frac{p_a a}{\delta^a} \right); \quad \varepsilon_z = \varepsilon_{sz}^b = \frac{1}{E_s^b} \left(\sigma_{sz}^b - \nu_s^b \frac{p_b b}{\delta^b} \right). \quad (12)$$

Третье уравнение можно получить из условия, что сжимающее усилие F представляет сумму усилий, воспринимаемых бетоном и стальными оболочками:

$$F = F_b + F_s^a + F_s^b \quad (13)$$

Усилия, воспринимаемые внутренней и внешней трубой, вычисляются как:

$$F_s^a = -\sigma_{sz}^a A_s^a, \quad F_s^b = -\sigma_{sz}^b A_s^b, \quad (14)$$

где $A_s^a = 2\pi a \delta^a$, $A_s^b = 2\pi b \delta^b$.

Усилие, воспринимаемое бетоном определяется следующим образом:

$$\begin{aligned} F_b &= -2\pi \int_a^b \sigma_z r dr \\ &= -2\pi \nu (b^2 \sigma_r(b) - a^2 \sigma_r(a)) - \varepsilon_z \cdot 2\pi \int_a^b E(r) r dr + \\ &\quad + 2\pi \int_a^b \varepsilon_z^* r dr. \end{aligned} \quad (15)$$

Таким образом при разбиении интервала $[a; b]$ на n отрезков задача сводится к $n + 4$ линейных алгебраических уравнений с $n + 4$ неизвестных.

Приведем результаты расчета колонны на кратковременное действие нагрузки 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. График зависимости осевой деформации от нагрузки приведен на рис. 7. Предельная нагрузка в этом случае составила 1975 кН. Штриховой линией на

рис. 7 показано решение без учета поперечных деформаций бетона и стальной облоймы, которое дает значение $F_{ult} = 1610$ кН.

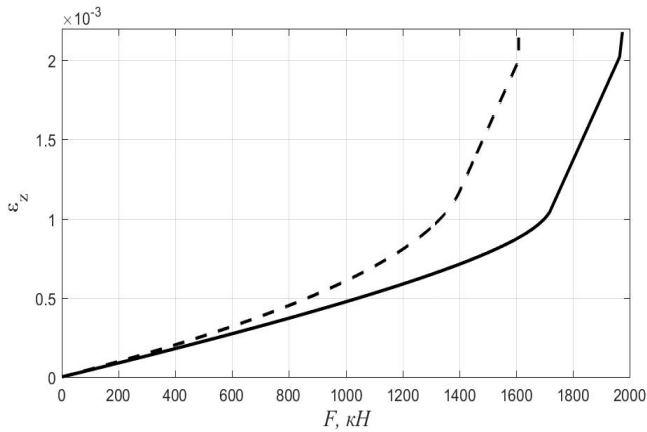


Рисунок 7 – Зависимость осевой деформации колонны от нагрузки

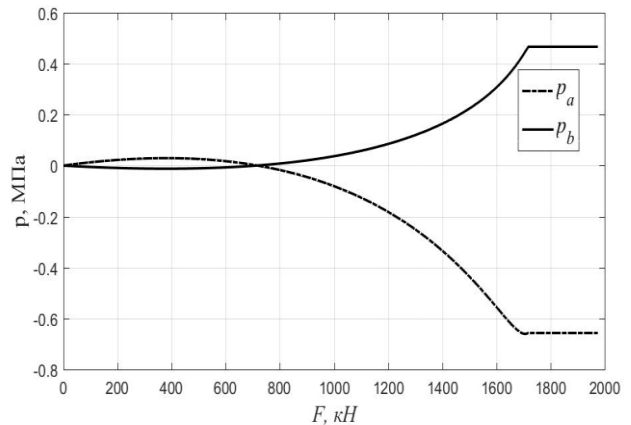


Рисунок 8 – Изменение контактных давлений в зависимости от величины нагрузки

Контактное давление между внутренней оболочкой и бетоном при небольших уровнях нагрузки 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 рисунке 8.

Для обеспечения совместной работы стальных оболочек с бетоном на ранних стадиях загрузки в колоннах кольцевого сечения А.Л. Кришаном предложены способы создания предварительного обжатия бетонного ядра. 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. 9 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%.

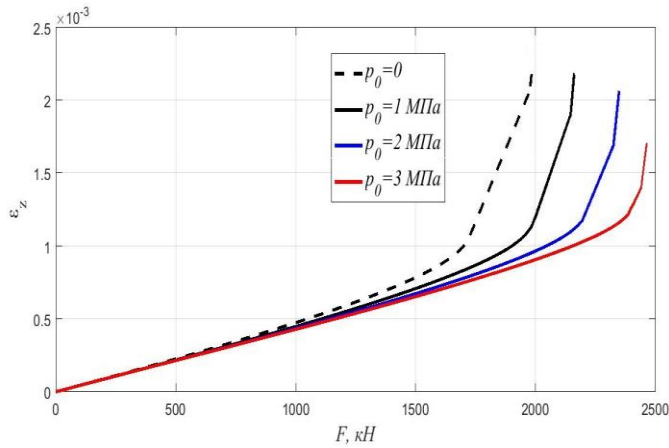


Рисунок 9 – Изменение осевой деформации в зависимости от нагрузки при различных уровнях предварительного обжатия

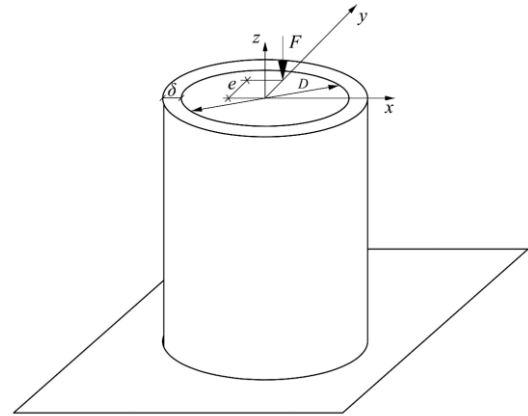


Рисунок 10 – Расчетная схема внецентренно сжатой колонны

Глава 3 посвящена вопросам расчета колонн круглого и кольцевого сечения на внецентренное сжатие. Расчетная схема конструкции приведена на рис. 10. 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. Нами трехмерная задача сведена к двумерной путем введения гипотезы плоских сечений. Деформация ε_z представляется как сумма осевой деформации и деформации, вызванной изменением кривизны:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_z^0 + y\chi. \quad (16)$$

Для бетона используются плоские треугольные КЭ (рис. 11), а для стальной обоймы – одномерные двухузловые КЭ (рис. 12). После применения вариационного принципа Лагранжа получена система линейных алгебраических уравнений:

$$[K]\{U\} + \{F_b\} + \{F_s\} - \{F^*\} = 0, \quad (17)$$

где $[K] = [K_b] + [K_s]$, $[K_b]$ и $[K_s]$ – матрицы жесткости бетонного ядра и стальной обоймы, $\{F_b\} = [B]^T A \frac{E_1 v_1}{1-v_1^2} (\varepsilon_z^0 + y_c \chi - \varepsilon_z^*) \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$, A – площадь поперечного сечения треугольного элемента, y_c – координата его центра тяжести, $\{F_s\} = [B_s]^T \frac{E_s \delta v_s l}{1-v_s^2} (\varepsilon_z^0 + y_s \chi)$, l и y_s – длина и координата центра тяжести КЭ стальной обоймы.

С матрицами $[K_b]$, $[K_s]$, $[B]$, $[B_s]$, вектором $\{F^*\}$ можно ознакомиться в диссертации.

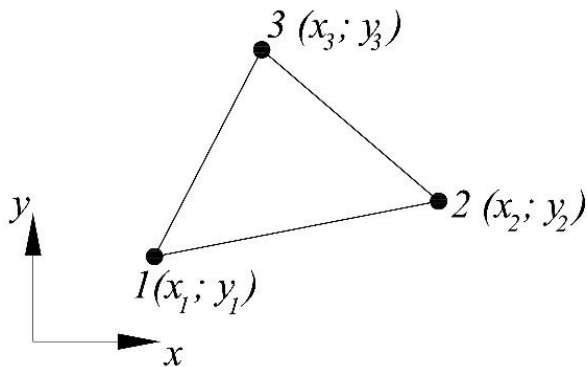


Рисунок 11 – Плоские треугольные КЭ для моделирования бетона

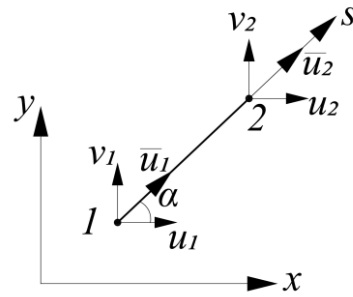


Рисунок 12 – Одномерные двухузловые КЭ для моделирования стальной обоймы

Система (17) помимо вектора узловых перемещений содержит еще 2 неизвестные: величины ε_z^0 и χ . В качестве двух дополнительных уравнений выступают условия равновесия:

$$\begin{aligned} F &= - \sum \sigma_{z,i} A_i - \delta \sum \sigma_{sz,i} l_i; \\ M &= Fe = - \sum \sigma_{z,i} y_{c,i} A_i - \delta \sum \sigma_{sz,i} y_{s,i} l_i. \end{aligned} \quad (18)$$

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

Для апробации разработанной методики были использованы результаты натуральных испытаний, представленные в диссертации А.И. Сагадатов. Эксперименты в указанной работе выполнялись для двух серий колонн с внешним диаметром бетонного ядра 159 и 219 мм, толщиной стенки 6 и 8 мм соответственно. В табл. 2 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.

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.

Таблица 2 – Сравнение результатов эксперимента с теоретическими значениями

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. 2 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. 13-14 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. 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.

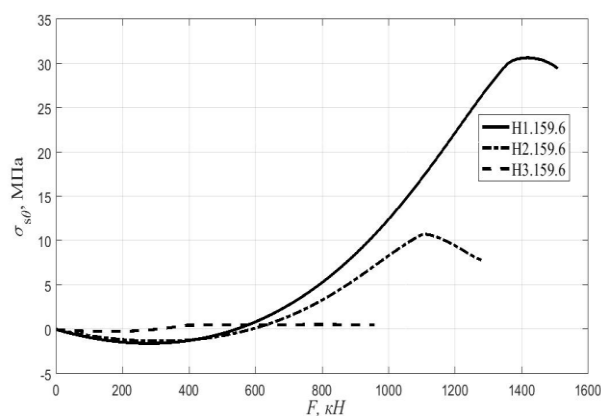


Рисунок 13 – Зависимость напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = -R$ от нагрузки для колонн серий Н1.159.6, Н2.159.6 и Н3.159.6

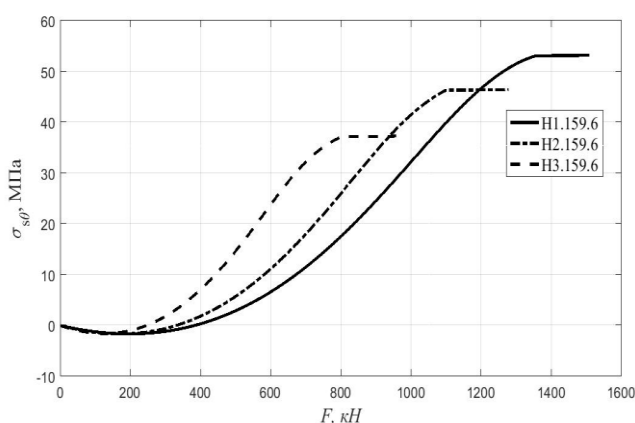


Рисунок 14 – Зависимость напряжений $\sigma_{s\theta}$ при $y = R$ от нагрузки для колонн серий Н1.159.6, Н2.159.6 и Н3.159.6

Для колонн с предварительно обжатым ядром нами также получено хорошее совпадение с экспериментальными данными (максимальное расхождение 7,2%).

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. 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%.

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 (рисунок 15).

Разработанная методика апробируется на экспериментальных данных для центрально и внецентренно сжатых колонн, представленных в работах А.С.Мельничука и А.Л. Кришана. Размеры поперечного сечения образцов в их исследовании составляли 100x100, 160x160 и 180x180 мм, толщины стенок стальной обоймы – 4, 6 и 8 мм соответственно, призмная прочность бетона – 44,3 МПа, 24,3 МПа и 25,1 МПа соответственно. Предел текучести стали для образцов 100x100 и 160x160 – 360 МПа, для образцов 180x180 – 305 МПа.

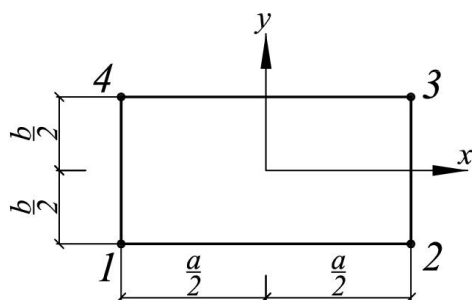


Рисунок 15 – Плоский прямоугольный КЭ для моделирования бетона в трубобетонных колоннах прямоугольного сечения

В работах А.С. Мельничука и А.Л. Кришана 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. 16-18 приведены графики распределения главных напряжений σ_1 , σ_2 и σ_3 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН, что близко к предельной.

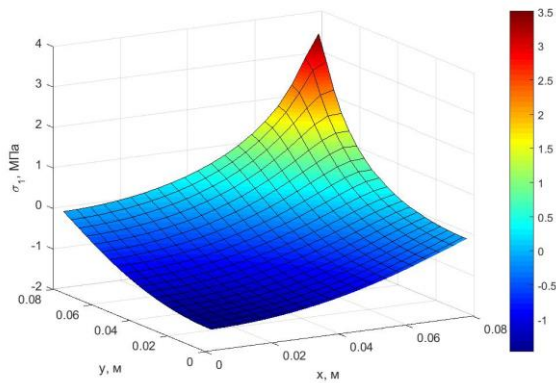


Рисунок 16 – Распределение напряжений σ_1 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН

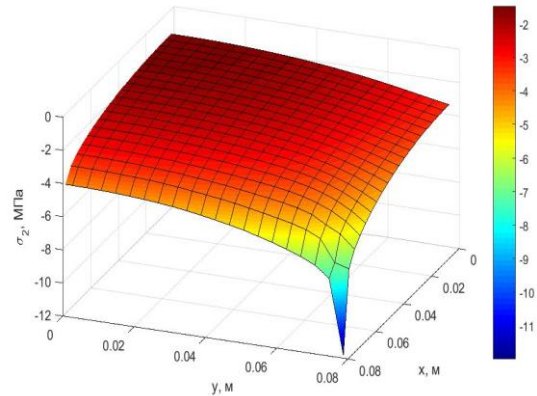


Рисунок 17 – Распределение напряжений σ_2 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН

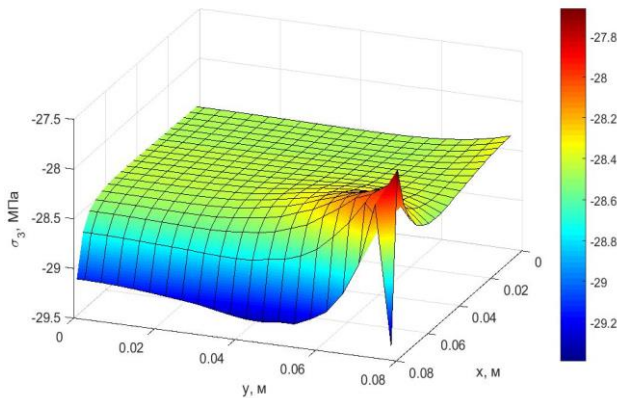


Рисунок 18 – Распределение напряжений σ_3 для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН

В работах А.С. Мельничука и А.Л. Кришана предлагается инженерный метод расчета трубобетонных колонн квадратного сечения при центральной сжатии, в котором зона объемного сжатия и эпюра напряжений бокового обжатия принимаются в соответствии с рис. 19.

Нами было установлено, что область всестороннего сжатия в предельном состоянии существенно больше (см. рис. 20), и ее площадь для всех трех образцов составила примерно 75% от общей площади бетонного ядра. В то же время, как видно из рис. 16-18, и распределение главных напряжений в этой области отличается от представленного на рис. 19. Однако, путем подбора эмпирических коэффициентов возможно получить приемлемые результаты и на основе эпюр, представленных на рис. 19.

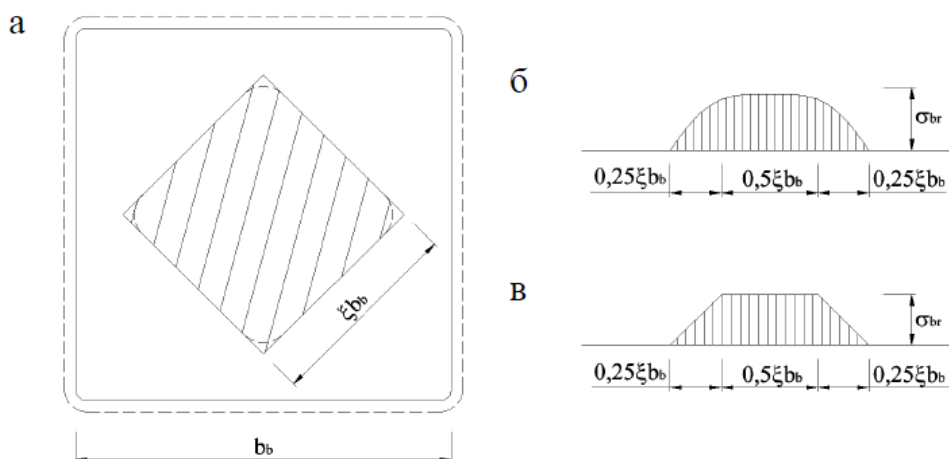


Рисунок 19 - Расчетная схема для определения осредненной величины бокового сжимающего напряжения по инженерному методу: (а – поперечное сечение с зоной объемного сжатия в центре; б – фактическая эпюра боковых сжимающих напряжений по А.С. Мельничуку и А.Л. Кришану; в – принятая к расчету эпюра боковых сжимающих напряжений)

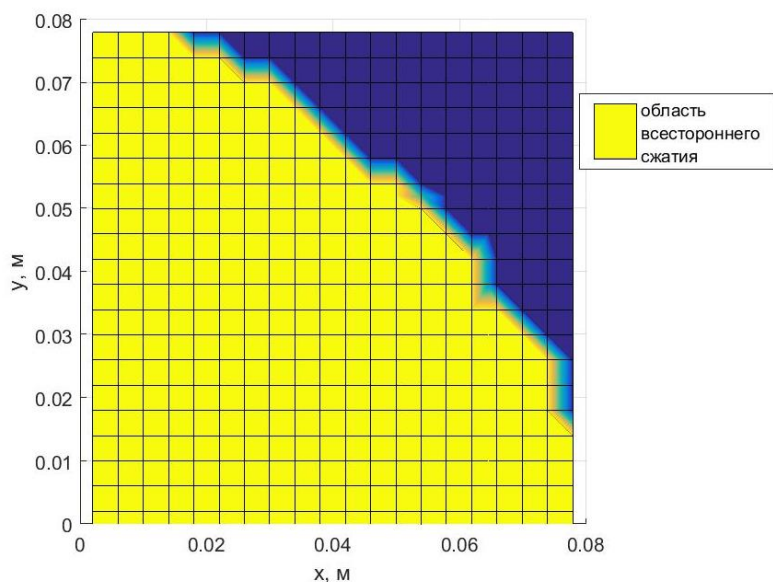


Рисунок 20 – Полученная автором область всестороннего сжатия для колонны 160x160 при $F = 2000$ кН (показана четверть сечения)

Для внецентренно сжатых колонн наибольшее расхождение решения автора с экспериментальными данными А.С. Мельничука и А.Л. Кришана составило 7,7%. Также было установлено, что трубобетонные колонны квадратного сечения по сравнению с конструкциями круглого сечения более эффективно работают на внецентренное сжатие.

Помимо работы А.С. Мельничука и А.Л. Кришана была выполнена апробация на экспериментальных данных японских ученых для 48 центрально сжатых колонн квадратного сечения. 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. 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%.

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.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

Основные положения диссертации и результаты исследований изложены в следующих работах:

Статьи в изданиях, входящих в международные реферативные базы данных и системы цитирований Web of Science, Scopus:

1. **Khashkhozhev, K.N.** Stress-strain state of concrete filled steel tubular columns of annular cross-section taking into account physical nonlinearity / K.N. Khashkhozhev, A. S. Chepurnenko, T. V. Polyakova, M. N. Grigoryan, B. M. Yazyev // E3S Web of Conferences. – 2021. – Vol. 281. – Article 01007. (0,44 п.л. (авт. – 0,088 п.л.))
2. Chepurnenko, A.S. Simplified 2D Finite Element Model for Calculation of the Bearing Capacity of Eccentrically Compressed Concrete-Filled Steel Tubular Columns

/ A.S. Cherpurnenko, B.M. Yazyev, B. Ch. Meskhi, A.N. Beskopylny, **K.N. Khashkhozhev**, V. S. Cherpurnenko // Applied Sciences. – 2021. – Vol. 11(24). – Article 11645. – URL: <https://www.mdpi.com/2076-3417/11/24/11645> (1 п.л. (авт. – 0,167 п.л.))

Статьи в ведущих рецензируемых научных журналах и изданиях:

1. Кравченко, Г.М. Динамический расчет объекта «Спортивно-оздоровительный комплекс» Технопарка РГСУ / Г. М. Кравченко, Е. В. Труфанова, **К. Н. Хашхожев**, Е. О. Шутенко // Инженерный вестник Дона. – 2015. – № 4. – URL: <http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n4y2015/3279> (0,56 п.л. (авт. – 0,14 п.л.))

2. **Хашхожев, К.Н.** Определение предельной нагрузки для центрально сжатых трубобетонных колонн на основе деформационной теории пластичности бетона / К.Н. Хашхожев // Инженерный вестник Дона. – 2021. – № 8. – URL: <http://ivdon.ru/ru/magazine/archive/n8y2021/7142> (0,44 п.л. (авт. – 0,44 п.л.))

3. Чепурненко, В. С. Совершенствование расчёта гибких трубобетонных колонн с учётом обжатия в плоскостях сечений / В. С. Чепурненко, **К. Н. Хашхожев**, С. Б. Языев, А. А. Аваков // Строительные материалы и изделия. – 2021. – Т. 4. – С. 41-53. (0,81 п.л. (авт. – 0,2 п.л.))

4. **Хашхожев, К. Н.** Расчет центрально сжатых трубобетонных колонн кольцевого сечения с учетом физической нелинейности / К. Н. Хашхожев, А. А. Аваков // Строительство и архитектура. – 2021. – Т. 9. – №3. – URL: <https://riorpub.com/ru/nauka/article/45575/view> (0,5 п.л. (авт. – 0,25 п.л.))

5. **Хашхожев, К. Н.** Определение несущей способности внецентренно сжатых трубобетонных колонн на основе деформационной теории пластичности бетона / К.Н. Хашхожев, Л.И. Лесняк, Р.М. Курачев, А.С. Чепурненко // Вестник Дагестанского государственного технического университета. Технические науки. – 2022. – Т. 49(4). – С. 182-193. (0,75 п.л. (авт. – 0,19 п.л.))