

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего образования  
«Петербургский государственный университет путей сообщения  
Императора Александра I»

На правах рукописи

**Кондратьев Станислав Олегович**

**РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ  
КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ДЕТЕРМИНИРОВАННОЙ ОСАДКЕ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук,  
профессор Алексеев С.И.

Санкт-Петербург – 2022

## ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>4</b>
<b>ГЛАВА 1. АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ.....</b>	<b>13</b>
1.1 Влияние неравномерных деформаций основания на сохранность ограждающих конструкций каркасных зданий .....	13
1.2 Оценка нормативных методов расчета осадки фундаментов мелкого заложения.....	22
1.3 Анализ методов расчета оснований по деформациям, учитывающих нелинейную стадию деформирования грунта.....	33
1.4 Инженерные методы определения осадки фундаментов мелкого заложения на упругопластическом основании .....	38
1.5 Задачи исследования.....	46
<b>ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИНЖЕНЕРНОГО МЕТОДА ВЫРАВНИВАНИЯ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ, ОСНОВАННОГО НА КРИТЕРИИ ДЕФОРМАЦИИ.....</b>	<b>47</b>
2.1 Основные принятые допущения. Определение коэффициента нелинейной работы грунта основания.....	48
2.2 Методика расчета оснований фундаментов с учетом нелинейной работы на основе критерия деформаций .....	54
2.3 Выравнивание деформаций внецентренно нагруженных фундаментов. Критерии предельного крена для каркасных зданий .....	58
2.4 Выводы по второй главе.....	66
<b>ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ.....</b>	<b>68</b>
3.1 Методика проведения лотковых штамповых испытаний грунта. Цель и задачи экспериментов.....	68
3.2 Определение расчетных эмпирических коэффициентов, зависящих от плотности сложения грунта .....	78
3.3 Экспериментальная оценка принятых допущений. Решение задачи об определении неравномерности детерминированной осадки .....	83
3.4 Выводы по третьей главе .....	87

<b>ГЛАВА 4. МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫРАВНИВАНИЮ ОСАДОК НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ.....</b>	<b>88</b>
4.1 Алгоритмизация метода снижения неравномерности осадки.....	88
4.2 Методика применения инженерного метода выравнивания осадок с использованием разработанной программы «BRNL-FT».....	89
4.3 Примеры расчетов в программе «BRNL-FT» .....	97
4.4 Выводы по четвертой главе .....	102
<b>ГЛАВА 5. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ ПО ПРЕДЛАГАЕМОМУ МЕТОДУ С РЕЗУЛЬТАТАМИ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ, ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ МЕТОДОВ ДРУГИХ АВТОРОВ.....</b>	<b>103</b>
5.1 Оценка результатов расчета осадки по предлагаемому методу и результатов численного моделирования экспериментов.....	103
5.2 Сравнение результатов расчета осадки по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов .....	111
5.3 Сопоставление результатов расчета осадки по предлагаемому методу и экспериментальных исследований деформирования грунтов других авторов.....	116
5.4 Определение экономической эффективности предлагаемого метода расчета в сопоставлении с традиционным подходом .....	138
5.5 Выводы по пятой главе.....	143
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....</b>	<b>146</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ .....</b>	<b>149</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ А.....</b>	<b>168</b>
Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ.....	168
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ Б .....</b>	<b>170</b>
Справка о внедрении результатов диссертационной работы .....	170
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ В .....</b>	<b>171</b>
Анализ влияния различной дискретизации зависимости $V = f(P)$ на изменчивость результатов расчета осадки.....	171
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ Г .....</b>	<b>174</b>
Таблицы сопоставления осадки, полученной по предлагаемому методу, другим инженерным методам и в результате экспериментальных исследований.....	174
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ Д.....</b>	<b>179</b>
Подробная блок-схема программы BRNL-FT.....	179

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы исследования.** Каркасные здания с шарнирным сопряжением колонн и балок являются достаточно податливыми сооружениями: чем меньше пространственная жесткость такой системы, тем меньше усилия в конструкциях, обусловленные неравномерными осадками. По этой причине нормативные документы всегда допускали для данных зданий наибольшие абсолютные осадки и их относительную неравномерность в сравнении с другими конструктивными схемами. Действительно, несущие конструкции каркасных зданий способны претерпевать значительные осадки без заметных повреждений. Однако любые жесткие элементы, сопряженные с каркасом: протяженные стеклянные фасады, перегородки, полы, – оказываются весьма чувствительными к неравномерным осадкам.

В период, когда основным назначением каркасных зданий было промышленное производство и к оформлению полов и перегородок предъявлялись только утилитарные требования, вопрос деформирования второстепенных конструкций не был значимым. Однако с конца прошлого века в строительной отрасли произошли существенные изменения: каркасные структуры стали широко применяться для торгово-коммерческих и развлекательных комплексов, бизнес-центров.

Применительно к легко деформирующимся перегородкам, отделанным дорогостоящими материалами, протяженным светопрозрачным конструкциям, широко используемым в современных каркасных зданиях, важно решить вопрос об обеспечении их механической безопасности, т.е. сохранности, исключении развития повреждений вследствие неравномерных осадок. В связи с этим актуальной становится задача обеспечения равномерных осадок каркасных зданий. Для структуры, не обладающей значительной собственной жесткостью, она может быть решена только путем выравнивания, введения детерминированной (одинаковой) осадки отдельных опор.

**Степень разработанности темы.** Вопросы неравномерных деформаций основания, их влияния на механическую работу здания в различных аспектах

рассмотрены в работах отечественных и зарубежных исследователей.

Традиционный подход, заключающийся в снижении влияния неравномерных деформаций основания посредством варьирования параметров жесткости конструкции [48], не используется в каркасных зданиях с шарнирным сопряжением колонн и балок вследствие их податливости. Очевидно, неприменимы в широкой практике и уникальные мероприятия по снижению неравномерности, используемые, к примеру, при стабилизации Пизанской башни [25].

Сегодня в основе проектирования зданий и сооружений лежит учет эффектов совместной работы их конструкций и основания [114; 155; 176]. В настоящее время данное направление развивается преимущественно в аспекте применения метода конечных элементов. Достоинство подобного подхода заключается в выполнении требований «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» (384-ФЗ) в части учета совместной работы, пластических и реологических свойств конструкционных материалов и грунтов, их нелинейного характера деформирования.

Вопросами упругопластического деформирования оснований занималось множество отечественных и зарубежных исследователей: В.Ф. Александрович, С.И. Алексеев, А.Н. Алехин, Е.Н. Беллендир, Г.Г. Болдырев, А.К. Бугров, В.А. Васенин, Е.Ф. Винокуров, С.С. Вялов, А.И. Голубев, А.Л. Гольдин, М.Н. Гольдштейн, М.И. Горбунов-Посадов, М.Е. Грошев, В.И. Дидух, В.П. Дыба, С.И. Евтушенко, Ю.К. Зарецкий, А.А. Зархи, П.Л. Иванов, В.А. Иоселевич, А.М. Караулов, В.М. Кириллов, П.А. Коновалов, В.С. Копейкин, А.Л. Крыжановский, В.Н. Ломбардо, Г.М. Ломизе, В.В. Лушников, М.В. Малышев, В.А. Микулич, Ю.Н. Мурзенко, Н.С. Никитина, В.Н. Николаевский, В.В. Орехов, В.Н. Парамонов, А.В. Пилягин, В.С. Прокопович, Ю.И. Соловьев, А.С. Строганов, Л.А. Строкова, З.Г. Тер-Мартirosян, В.М. Улицкий, А.Б. Фадеев, И.В. Федоров, В.Г. Федоровский, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин, В.Н. Широков, J.B. Burlanct, D.C. Drucker, R.E. Gibson, D.J. Henkel, W. Prager, K.H. Roscoe, A.N. Schofield, N.P. Suh, C.P. Worth и многие другие.

Следует заметить, что многофакторное геотехническое проектирование, по существу, обладает признаками исследовательской работы. Исходя из этого возможность учета совместной работы основания и сооружения без компьютерного моделирования с учетом нормативных требований к механической безопасности обладает практической значимостью.

Для этого возможно использовать так называемые инженерные или приближённые методы, активно развивавшиеся в 60-80-х годах прошлого века. Их разработке посвящены работы С.И. Алексеева, А.К. Бугрова (рекомендовано в СП 23.13330), С.С. Вялова, В.М. Кириллова, П.А. Коновалова, В.В. Лушникова, М.В. Малышева, А.Л. Миндича, Ю.Н. Мурзенко, Н.С. Никитиной, А.В. Пилягина, З.Г. Тер-Мартirosяна и других. Приостановка развития данного «приближённого» направления напрямую связана с прогрессом вычислительной техники и возросшими запросами времени на «нестандартные», «нетиповые» конструктивные решения, для которых развитие теоретической базы – аналитических зависимостей, – часто затруднительно и нецелесообразно.

Строго говоря, проблема заключается ещё и в том, что до сегодняшнего дня не получено универсальной и всеобъемлющей зависимости, позволяющей однозначно описать нелинейную работу грунта. Из этого следует, что все модели, описываемые уравнениями математической физики, обладающими аналитическими или только численными решениями, – имеют свою границу применимости, т.е., по сути, являются феноменологическими.

Тем не менее, использование и развитие доступных широкому кругу расчетчиков инженерных методов, позволяющих в оговоренных рамках получать адекватные решения для ряда практических задач, является вполне полезным и перспективным.

**Цель исследования** – разработка метода расчета оснований фундаментов каркасных зданий, позволяющего обеспечить механическую безопасность ограждающих и второстепенных конструкций, при шарнирном сопряжении балок и колонн в условиях неравномерных деформаций основания.

**Задачи исследования:**

1. Проанализировать методы расчета оснований фундаментов по деформациям, в том числе за пределом границы упругой работы.

2. Ввести критерий выравнивания деформаций внецентренно нагруженных фундаментов, определить значения предельного крена для каркасных зданий с шарнирным сопряжением балок и колонн.

3. Определить расчетные функциональные зависимости, учитывающие в рамках предлагаемого метода характер деформирования грунтов различной плотности сложения, оценить допустимое давление на основание при выравнивании расчетных осадок в области нелинейной работы в долях от предельного.

4. Осуществить экспериментальную оценку принятых допущений на основе решения задачи об определении неравномерности детерминированной осадки.

5. Выполнить сравнительный анализ результатов расчетов по предлагаемому методу сопоставлением с результатами численного моделирования, штамповых испытаний различных исследователей, а также вычислений по инженерным методам с использованием предложений других авторов.

6. Разработать рекомендации по применению представленного метода, алгоритм решения и на его основе программу расчета оснований центрально и внецентренно нагруженных фундаментов.

7. Оценить экономический эффект от применения предлагаемого метода расчета оснований фундаментов.

**Объект исследования** – ограждающие и второстепенные конструкции каркасных зданий, устроенные на столбчатых фундаментах с шарнирным сопряжением балок и колонн.

**Предмет исследования** – влияние неравномерных осадок основания на механическую безопасность ограждающих и второстепенных конструкций.

**Научная новизна** диссертационной работы заключается в следующем:

1. Предложено минимизировать влияние неравномерности осадки несущего каркаса на техническое состояние ограждающих и второстепенных конструкций

каркасных зданий путем расчета основания фундаментов на одинаковую (детерминированную) осадку.

2. Определены расчетные функциональные зависимости, полученные на основе экспериментальных исследований работы штампа на песчаном грунте, позволяющие в рамках инженерного метода выравнивания осадок учесть характер деформирования грунтов различной плотности сложения и адекватно задать наклон кривой «осадка-давление» на стадии проектирования или реконструкции фундаментов каркасных зданий.

3. Введены критерии предельного крена для выравнивания деформаций внецентренно нагруженных фундаментов каркасных зданий с шарнирным сопряжением балок и колонн, основанные на исключении растягивающих напряжений в грунте основания, на анализе условий механической работы узлов сопряжения фундаментных и надземных конструкций.

4. Разработаны методические рекомендации по выравниванию осадок несущего каркаса в условиях центрально и внецентренно нагруженных фундаментов, алгоритм расчета оснований фундаментов проектируемых и реконструируемых зданий и сооружений и программа для ЭВМ.

**Теоретическая и практическая значимость работы** заключается в следующем:

*Теоретическая значимость* состоит в определении границ применимости инженерного метода выравнивания осадок на основе сопоставления расчетов с экспериментальными и натурными данными, в уточнении функциональных зависимостей, учитывающих особенности деформирования грунтов различной плотности сложения; введении критериев предельного крена для каркасных зданий с шарнирным сопряжением балок и колонн для выравнивания деформаций внецентренно нагруженных фундаментов.

*Практическая значимость* заключается в максимальном сокращении затрат на периодический ремонт второстепенных конструкций в связи с проявляющимися неравномерными деформациями основания; в разработке алгоритма и программного обеспечения для расчета по предлагаемому методу.

**Методология и методы исследования.** В диссертационной работе применялись следующие основные методы:

1. Поиск, анализ и систематизация литературных источников по вопросам исследования, сведений организаций и исследователей о результатах полевых штамповых испытаний и испытаний отдельных фундаментов.

2. Экспериментальные исследования деформирования грунтов основания – лабораторные лотковые штамповые испытания – с последующей статистической обработкой результатов измерений.

3. Математическое моделирование условий лабораторных лотковых штамповых испытаний с использованием метода конечных элементов.

4. Сравнительный анализ результатов расчетов по предлагаемому методу с результатами проведенных экспериментов, численного моделирования, штамповых испытаний различных организаций и исследователей, инженерных (приближённых) методов расчета осадки других авторов.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Механическая безопасность каркасных зданий при взаимодействии несущих конструкций, обладающих существенной податливостью, и ограждающих, второстепенных конструкций с конечной жесткостью, может быть обеспечена только путем выравнивания осадок несущего каркаса.

2. Расчет осадки за пределом линейной зависимости между напряжениями и деформациями осуществляется путем сведения нелинейной задачи к квазиупругой с поправочными коэффициентами, учитывающими влияние распространения зон пластических деформаций, соотношение между действующим и начальным критическим давлением с экспериментально определенными множителями, определяющими характер наклона зависимости «осадка-давление».

3. Минимизация неравномерных деформаций внецентренно нагруженных фундаментов каркасных зданий производится путем дополнительной расчетной проверки, заключающейся в предотвращении возникновения предельного крена. Для его определения вводятся расчетные критерии, основанные на исключении

растягивающих напряжений в грунте основания, на анализе условий механической работы узлов сопряжения фундаментных и надземных конструкций.

**Степень достоверности** результатов и выводов диссертационной работы подтверждается применением основных положений, линейных и нелинейных моделей механики грунтов, механики твердого деформируемого тела, теории линейно деформируемой среды, теории упругости, методов математической статистики; обеспечивается сопоставлением применяемых инженерных решений с достаточным объемом экспериментальных данных и результатами численного моделирования.

**Апробация результатов.** Основные положения, результаты и выводы диссертации подтверждены апробацией на следующих конференциях: LXXVI–LXXVIII Всероссийских научно-технических конференциях студентов, аспирантов и молодых ученых «Транспорт: проблемы, идеи, перспективы» (2016–2018 гг., Санкт-Петербург); Всероссийской научно-технической конференции по геотехнике «Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований фундаментов и подземных сооружений» (1–3 февраля 2017 г., СПбГАСУ, Санкт-Петербург); International Scientific Conference «Transportation Geotechnics and Geocology (TGG-2017)» (2017 г.); IX Международном симпозиуме «Прорывные технологии электрического транспорта «Элтранс-2017» (Eltrans-2017)» (18–20 октября 2017 г., Санкт-Петербург); Семинаре-совещании с техническими руководителями и специалистами строительных компаний «Применение инновационных методик расчета, технологий, оборудования и специальных материалов при ремонте, реконструкции зданий и углублении пола подвалов в них» (11 апреля 2018 г., Центр импортозамещения и локализации ВК «ЛенЭкспо», Санкт-Петербург); International Geotechnical Symposium «Geotechnical Construction of Civil Engineering & Transport Structures of the Asian-Pacific Region» (4–7 июля 2018 г., Южно-Сахалинск); Третьем российско-китайском симпозиуме по геотехнике и подземному строительству (16–22 сентября 2018 г., ПГУПС, Санкт-Петербург); Научной конференции «Проблемы и достижения в области строительного инжиниринга», посвященной 155-летию кафедры «Здания» (17 апреля 2019 г.,

ПГУПС, Санкт-Петербург); International Scientific Conference «Transportation Soil Engineering in Cold Regions (TRANSOILCOLD 2019)» (2019 г.); XII Международной научно-практической конференции «Наука и образование транспорту» (6–7 ноября 2019 г., СамГУПС, Самара).

**Публикации.** Основные положения диссертационного исследования получили отражение в 15 публикациях, в том числе 2 из которых опубликованы в изданиях, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертации (определенные перечнем ВАК РФ), 1 свидетельство (Приложение А) о государственной регистрации программы для ЭВМ, 2 – в изданиях, индексируемых международными базами данных (Scopus).

**Личный вклад автора.** Автором лично выполнено решение задач исследования, в том числе осуществлены: поиск, анализ и систематизация литературных источников, результатов полевых штамповых испытаний и натурных испытаний фундаментов; проведение лотковых экспериментов и их интерпретация; анализ инженерного метода выравнивания осадок, в т.ч. установление граничных условий его применимости, введение расчетных функциональных зависимостей, учитывающих характер деформирования грунтов различной плотности сложения; определение расчетных критериев предельного крена; численное моделирование и расчеты по инженерным методам условий лотковых испытаний с последующим сравнительным анализом; оценка экономической эффективности предлагаемого метода; подготовка публикаций; разработка рекомендаций, алгоритма расчета и программы для ЭВМ.

Участие автора подтверждается апробациями полученных результатов и публикациями по теме диссертации. Её основные результаты внедрены в учебный процесс кафедры «Основания и фундаменты» ПГУПС (справка о внедрении представлена в Приложении Б).

**Структура и объем диссертационной работы.** Диссертация состоит из введения, пяти глав, заключения, списка литературы, включающего 207 источников, и четырех приложений. Общий объем работы составляет 182 страницы машинописного текста, в том числе 64 формулы, 78 рисунков и 40 таблиц.

Диссертационная работа выполнена на кафедре «Основания и фундаменты» Петербургского государственного университета путей сообщения Императора Александра I под руководством д.т.н., профессора Сергея Игоревича Алексева. Работа соответствует паспорту специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения, а именно п.4 «Разработка новых методов расчета, конструирования и устройства фундаментов на естественном основании, глубокого заложения и свайных фундаментов с учетом взаимодействия их с надфундаментными конструкциями, фундаментами близрасположенных зданий и сооружений и конструкциями подземных сооружений» и п.10 «Разработка научных основ и основных принципов обеспечения безопасности нового строительства и реконструкции объектов в условиях сложившейся застройки, в том числе для исторических памятников, памятников архитектуры и др.».

Автор выражает глубокую благодарность научному руководителю д.т.н., проф. С.И. Алексеву, д.т.н., проф. В.М. Улицкому, д.г.-м.н., доц. А.Г. Шашкину, коллективам кафедры «Основания и фундаменты» и ООО «ИСП «Геореконструкция» за внимание, ценные замечания и помощь при выполнении данной работы.

# ГЛАВА 1. АНАЛИЗ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

## 1.1 Влияние неравномерных деформаций основания на сохранность ограждающих конструкций каркасных зданий

Передача нагрузки на грунтовое основание обуславливает изменение его напряженно-деформированного состояния (НДС). Влияние изменений НДС на механическую безопасность системы «основание-фундамент-надфундаментные конструкции» оценивается на основе расчетов по двум группам предельного состояния: по несущей способности основания и по его деформациям. Практика строительства показывает, что потеря несущей способности основания (его разрушение) для зданий происходит в достаточно редких случаях, а наибольшую опасность представляет неравномерность осадки фундаментов [39; 52; 71], приводящая к появлению в надфундаментных конструкциях повреждений и трещин (примеры: рисунок 1.1, 1.2), недопустимых для нормальной эксплуатации здания.



Рисунок 1.1 – Пример проявления трещин в конструкциях каркасного здания, расположенного в Василеостровском районе Санкт-Петербурга



Рисунок 1.2 – Пример трещин и повреждений ограждающих конструкций каркасного здания, расположенного в Выборгском районе Санкт-Петербурга

Вопросам снижения влияния неравномерности деформаций основания фундаментов на НДС здания в различных аспектах посвящено множество работ отечественных и зарубежных исследователей (например: [3; 23; 25; 48; 52; 69; 88; 91; 102; 103; 146; 153–155; 160; 176; 204; 205]).

Наиболее часто рассматриваются «конструктивные» методы: как правило, они основаны на снижении чувствительности конструкций к неравномерным осадкам. Они представлены следующими основными мероприятиями: строительный подъем здания, повышение его гибкости или увеличение жесткости, осадочные швы, железобетонные пояса и т.д., которые детально описаны, например, в работе [48].

Однако подход, основанный на варьировании параметров жесткости конструкции, не применим в каркасных зданиях с шарнирным сопряжением колонн и балок вследствие их податливости. Очевидна нецелесообразность использования в широкой практике и уникальных мероприятий, используемых, к примеру, при стабилизации Пизанской башни [25].

Сегодня в основе проектирования зданий и сооружений лежит учет эффектов совместной работы их конструкций и основания [114; 154; 176]. В настоящее время данное направление развивается преимущественно в аспекте

применения метода конечных элементов. Достоинство подобного подхода заключается в выполнении требований «Технического регламента о безопасности зданий и сооружений» (384-ФЗ) в части учета совместной работы, пластических и реологических свойств конструкционных материалов и грунтов, их нелинейного характера деформирования.

Следует заметить, что многофакторное геотехническое проектирование, по существу, обладает признаками исследовательской работы. Исходя из этого возможность учета совместной работы основания и сооружения без компьютерного моделирования с учетом нормативных требований к механической безопасности обладает практической значимостью. Строго говоря, в общем виде проблема заключается ещё и в том, что до сегодняшнего дня не получено универсальной и всеобъемлющей зависимости, позволяющей однозначно описать нелинейную работу грунта. Из этого следует, что все модели, описываемые уравнениями математической физики, обладающими аналитическими или только численными решениями, – имеют свою границу применимости, т.е., по сути, являются феноменологическими. Тем не менее, использование и развитие доступных широкому кругу расчетчиков инженерных методов, позволяющих в оговоренных рамках получить адекватные решения для ряда практических задач, является вполне полезным и перспективным.

Рассмотрим особенности механической работы каркасных зданий. Каркасные здания с шарнирным сопряжением колонн и ригелей являются, как известно, весьма податливыми сооружениями. Чем меньше пространственная жесткость такой системы, тем меньше усилия в конструкциях, обусловленные неравномерными осадками. Именно поэтому нормативные документы всегда допускали для таких систем наибольшие абсолютные значения и максимальную относительную неравномерность осадок по сравнению с другими конструктивными схемами. Действительно, несущие конструкции каркасных зданий способны претерпевать существенные осадки без заметных повреждений. Однако любые жесткие элементы, сопряженные с каркасом, – стеклянные фасады, перегородки, полы, – оказываются весьма чувствительными к неравномерным осадкам.

В период, когда основной функцией каркасных зданий было промышленное производство, к декору полов и перегородок предъявлялись только утилитарные требования, вопрос деформирования второстепенных конструкций не был значимым. Однако с конца прошлого века в строительной отрасли произошли существенные изменения: каркасные структуры стали широко использоваться для торгово-коммерческих и развлекательных комплексов, бизнес-центров (для примера фото строительства приведено на рисунке 1.3).



а.



б.

Рисунок 1.3 – Пример строительства в 2019-2020 гг. гипермаркета известной сети строительных товаров с каркасной конструктивной схемой в Василеостровской районе Санкт-Петербурга:

а. Работы нулевого цикла; б. Возведение надземных конструкций

Применительно к легко деформирующимся перегородкам, отделанным дорогостоящими материалами, протяженным светопрозрачным конструкциям, широко используемым в современных каркасных зданиях, важно решить вопрос об обеспечении их сохранности, исключении развития повреждений вследствие неравномерных осадок. В связи с этим актуальной становится задача обеспечения равномерных осадок каркасных зданий. Для структуры, не обладающей значительной собственной жесткостью, она может быть решена только путем выравнивания осадок отдельных опор.

Рассмотрим некоторые случаи из практики, подчеркивающие актуальность тематики исследования.

Расположенное в Петербурге здание по адресу: пл. Конституции, д. 1, лит. А, – представляет собой девятиэтажное строение административного назначения; выполнено в сборном железобетонном каркасе, со стороны двора имеет двухэтажную пристройку. Габариты в плане 21×96 м, высота – 41,7 м (рисунок 1.4, правое «крыло» комплекса зданий).

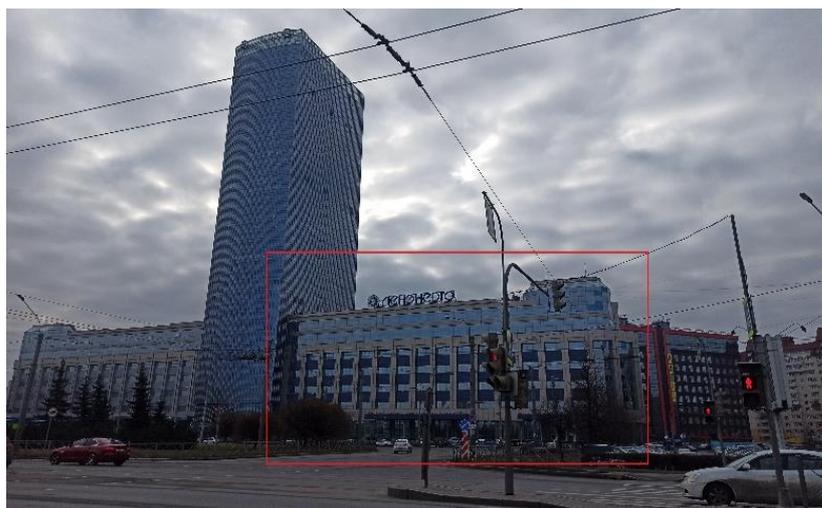


Рисунок 1.4 – Комплекс зданий «ЛенЭнерго»

Несущей конструкцией основного объема здания является сборный железобетонный каркас, выполненный по сериям типовых конструкций ИИ-22 – ИИ-24 (серия 1-402-12). Он состоит из поперечных рам пролетами 9–3–9 м. Шаг рам в продольном направлении 6 м. Несущие железобетонные колонны имеют сечения 400×600 мм в уровне 1-3 этажей и 400×400 мм в уровне 4-7 этажей. Фундаменты – свайные, объединяющие куст забивных свай сечением 400×400 мм.

Геодезические измерения осадки начаты в 1989 г. На этапе строительства 1989-1994 гг. средние значения осадок составили около 40 мм, а максимальные осадки были зафиксированы в осях 24-33 и достигали порядка 60 мм (рисунок 1.5). Наблюдения в тот период показали, что уже при возведении основного объема здания проявилась значительная локальная неравномерность осадки. Впоследствии длительный период консервации и строительство в 2007–2012 гг. в непосредственном примыкании высотной «башни» значительно усилили имеющуюся тенденцию.

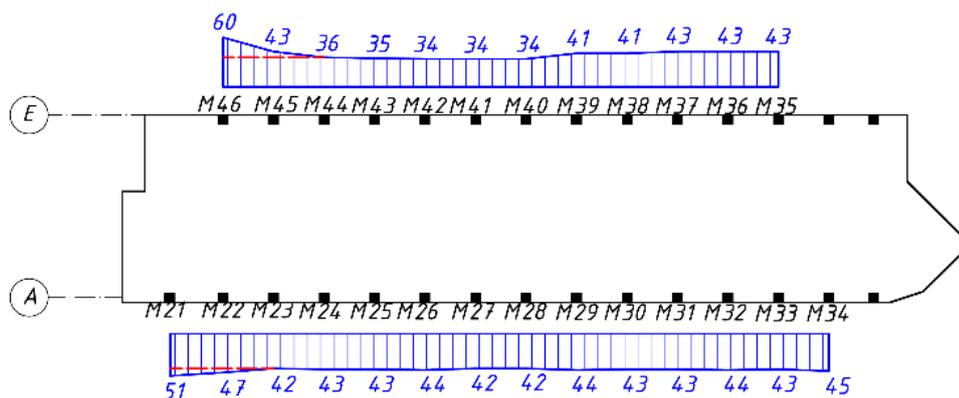


Рисунок 1.5 – Эпюра накопленной осадки за период строительства (1989-1994 гг., по материалам ООО «ИСП «Геореконструкция»)

Анализ работы конструкций, проведенный Институтом «Геореконструкция», показал, что сборный каркас с поперечными рамами обладает способностью к восприятию значительных неравномерных деформаций. Следствием неравномерных осадок явились повреждения ограждающих и второстепенных (элементы отделки фасада, перегородки) конструкций, периодически устранимые в рамках ремонта. Среди них характерны следующие: отрыв перегородок от перекрытия (рисунок 1.6), наклонные трещины в гранитной отделке цоколя (рисунок 1.7).

В период 2007–2019 гг. дополнительная неравномерность осадки увеличилась и достигла порядка 20–40 мм. Изополя деформаций на начало 2020 г. представлены на рисунке 1.8. За более чем десятилетний период фактический ежегодный прирост осадки составил до 5 мм/год, что на порядок превышает «фоновые» значения, характерные для застройки Петербурга (0,5 мм/год). Из этого следует, что стабилизации достигнута не в полной мере, и деформации продолжают.



Рисунок 1.6 – Отрыв перегородки от перекрытия

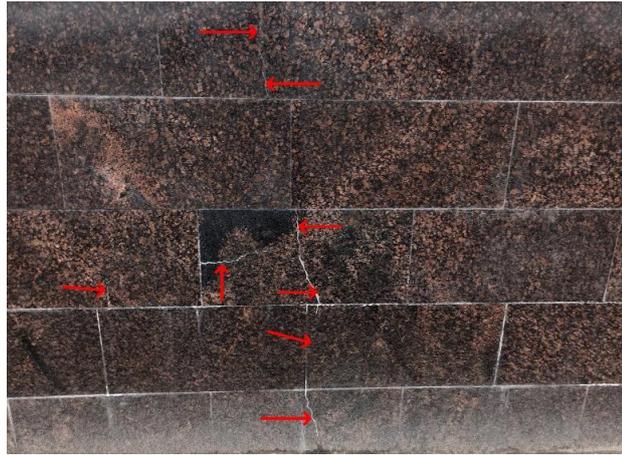


Рисунок 1.7 – Трещины в гранитной отделке цоколя

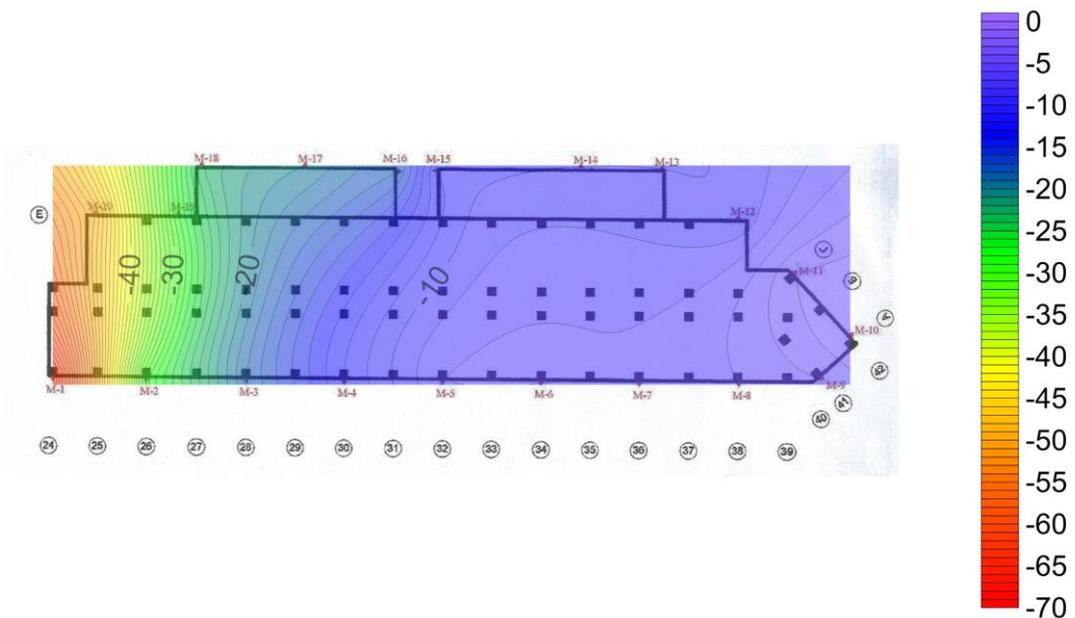


Рисунок 1.8 – Изополюса осадки здания «Ленэнерго» по состоянию на январь 2020 г. за 12 лет

Данное здание наглядно иллюстрирует, что возведение вплотную тяжелого соседнего здания, повлёкшего за собой значительное развитие неравномерных деформаций, фактически не привело к ухудшению работоспособности несущего каркаса, а проявилось в виде дефектов и повреждений ограждающих конструкций, причем дефекты продолжают развиваться.

Другой пример – административное одноэтажное здание в Новосибирске прямоугольной формы в плане, с размерами в осях  $65,8 \times 22,5$  м (рисунок 1.9). Здание исполнено в металлическом каркасе с железобетонным перекрытием по

профилированному настилу. Фундамент – свайный, из забивных свай 300×300 мм длиной 7 м, сгруппированных в кусты по 3–4 шт. Полы выполнены по грунту, уплотненному щебнем, в виде плиты.



Рисунок 1.9 – Административное одноэтажное здание в Новосибирске (по материалам ООО «ИСП «Геореконструкция»)

Данное здание расположено в пределах правобережного Приобского плато, прорезанного долиной, имеющей овражно-балочный характер, и подвержено воздействию склоновых процессов. Сползание грунтового массива вовлекало конструкции здания в деформационный процесс и приводило к развитию их неравномерных осадок.

По результатам нивелировки полов и последующего геодезического мониторинга выявлена существенная неравномерность осадки, достигающая 30–50 мм в пределах одного-двух пролетов колонн (изополя представлены на рисунке 1.10, интерполирующая поверхность осадки – на рисунке 1.11). Характерные повреждения ограждающих конструкций отмечены в виде отрывов перегородок (рисунок 1.12), трещин (рисунок 1.13), раскрытия швов и т.п.

Как видно из рисунка 1.10, наибольшие значения осадок наблюдаются в осях «1»-«3» / «А»-«Б» и составляют до 70 мм. Неравномерные осадки не оказали негативного воздействия на несущий каркас, но проявились в нарушении сплошности второстепенных конструкций.

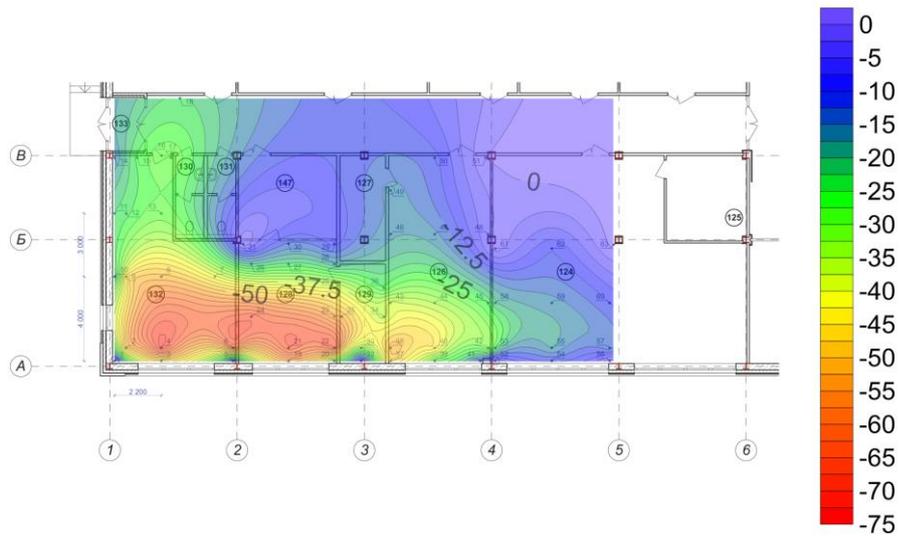


Рисунок 1.10 – Изополя осадки здания в Новосибирске по состоянию на апрель 2017 г.

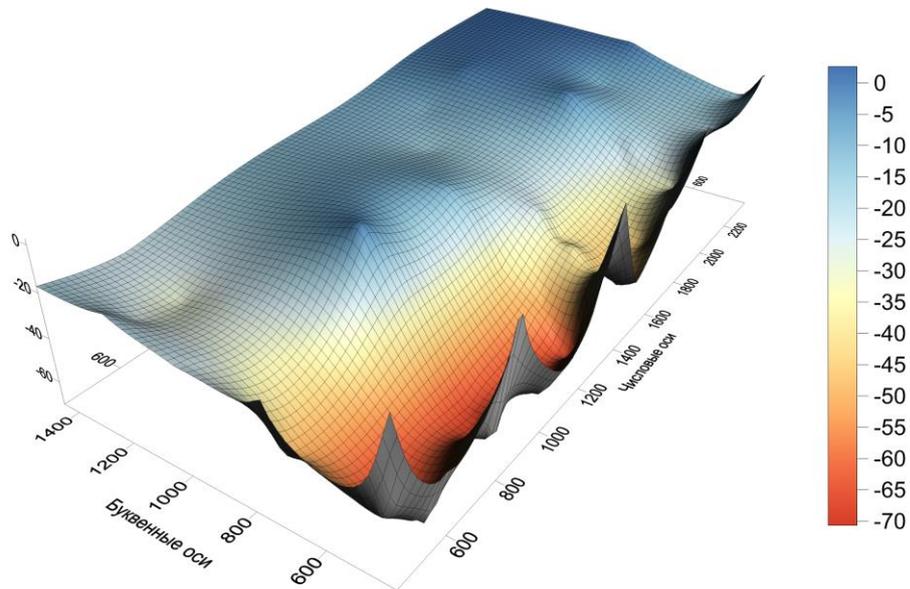


Рисунок 1.11 – Интерполирующая осадки здания в Новосибирске поверхность

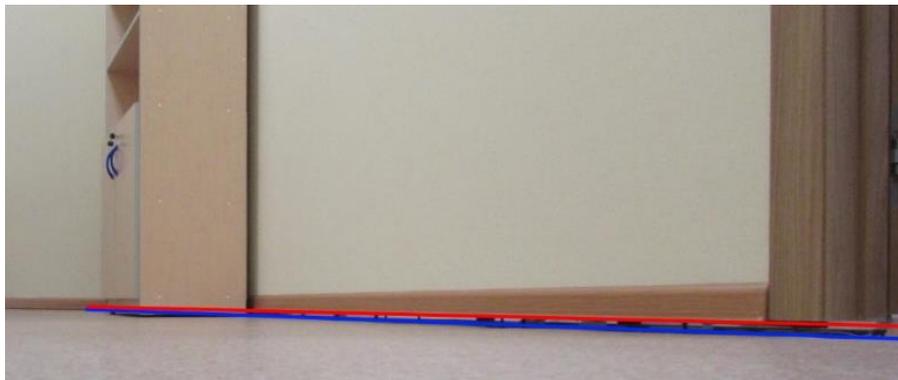


Рисунок 1.12 – Отрыв перегородок от пола (по материалам ООО «ИСП «Геореконструкция»)



Рисунок 1.13 – Отрыв перегородок, трещины в конструкции пола (по материалам ООО «ИСП «Геореконструкция»)

Представленные примеры иллюстрируют практическую значимость рассматриваемого вопроса: как максимально сократить затраты на периодический ремонт второстепенных конструкций в связи с проявляющимися неравномерными деформациями основания и обеспечить их механическую безопасность.

## 1.2 Оценка нормативных методов расчета осадки фундаментов мелкого заложения

Начиная с первой редакции строительных норм и правил [144], введенной в 1954 году, расчет оснований по деформации производится по формуле:

$$S \leq S_{np}, \quad (1.1)$$

где  $S$  – расчетная величина осадки основания фундамента, см;

$S_{np}$  – предельная величина осадки основания фундамента, см.

Очевидно, что совершенствование деформационного расчета (1.1) в левой части представляет собой разработку методов, обеспечивающих наилучшее совпадение теоретических (расчетных) и фактических значений осадки фундаментов; в правой части – методов, регламентирующих предельно допустимое влияние неравномерности осадки на НДС здания. В частности, таблица предельных значений деформаций, представленная в нормативной документации с 1962 года, была сформирована на основе обширных натурных

экспериментальных исследований деформаций оснований зданий (сооружений) различных конструктивных схем, проводившихся под руководством проф. К.Е. Егорова на протяжении более чем 25 лет [39; 59].

Необходимо отметить, что введению нормативного требования расчета оснований по деформациям в виде (1.1) ещё в 1954 году предшествовали существенные теоретические и экспериментальные исследования по вопросам определения НДС грунтовых основания. Так, П.А. Миняев [98] предполагал, что распределение напряжений и деформаций в сыпучих телах происходит аналогично твердым телам, для которых справедлив закон Гука. Дальнейшее существенное развитие данного предположения было осуществлено Н.П. Пузыревским [126] и Н.М. Герсевановым [30; 31; 32]. Введение Н.М. Герсевановым понятия о фазах работы грунта основания, а также описание грунта как неидеального упругого материала способствовало развитию теории линейно деформируемой среды [31]. Её особенностью относительно линейной теории упругости является использование модуля общей деформации  $E_0$  и коэффициента бокового расширения грунта  $\mu_0$  [171], а также учет наличия в грунте остаточных (пластических) деформаций после снятия нагружения. Применение строгих решений теории упругости возможно лишь при нагружении основания давлением меньшим начального критического давления [31; 126; 172]:

$$P_{н.кр.} = \frac{\pi \cdot (\gamma h + c \cdot ctg\varphi)}{ctg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h, \quad (1.2)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта основания, кН/м<sup>3</sup>;

$h$  – глубина залегания нагруженной поверхности, м;

$c$  – сцепление грунта основания, кПа;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта основания, градус.

Традиционно [173] выделяют следующие решения теории упругости:

1. *Метод общих упругих деформаций*, рассматривающий упругие перемещения точек под и вне нагруженной поверхности. Вертикальные перемещения точки  $W$  от действия сосредоточенной силы  $P$  определяются по методу Ж. Буссинеска и Ф. Шлейхера [183; 203]:

$$W = \frac{P \cdot (1 + \mu)}{2\pi \cdot E} \cdot \left( \frac{z^2}{r^3} + \frac{2 \cdot (1 - \mu)}{r} \right), \quad (1.3)$$

где  $\mu$  – коэффициент Пуассона;

$E$  – модуль Юнга, кПа;

$z$  – глубина заложения точки, м;

$r$  – расстояние от точки приложения силы до рассматриваемой точки, м.

Вертикальные перемещения точки  $W_{x,y}$  от действия равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $p$  по площади  $F$  определяются путем интегрирования выражения (1.3), учитывая действие элементарных сосредоточенных сил  $p dF$ :

$$W_{x,y} = \frac{1}{\pi \cdot C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta)}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} d\xi d\eta, \quad (1.4)$$

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2},$$

где  $\xi, \eta$  – координаты элементарной нагруженной площадки;

$x, y$  – координаты точки.

Если расположить начало координат в центре прямоугольника со сторонами  $2l_1 = l$  и  $2b_1 = b$ , то значение осадки  $W_{x,y}$  любых точек внутри или вне загруженного прямоугольника может быть вычислено из выражения [171]:

$$W_{x,y} = \frac{p}{\pi \cdot C} \left[ \begin{aligned} & (b_1 - y) \cdot \ln \frac{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 - y)^2} + (l_1 - x)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 - y)^2} - (l_1 + x)} + \\ & + (b_1 + y) \cdot \ln \frac{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 + y)^2} + (l_1 - x)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 + y)^2} - (l_1 + x)} + \\ & + (l_1 - x) \cdot \ln \frac{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 - y)^2} + (b_1 - y)}{\sqrt{(l_1 - x)^2 + (b_1 + y)^2} - (b_1 + y)} + \\ & + (l_1 + x) \cdot \ln \frac{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 - y)^2} + (b_1 - y)}{\sqrt{(l_1 + x)^2 + (b_1 + y)^2} - (b_1 + y)} \end{aligned} \right]. \quad (1.5)$$

После ряда преобразований, связанных с учетом соотношения сторон и жесткости фундамента  $\omega$ , вертикальная составляющая деформации в заданной точке поверхности полупространства  $S_y$  может быть определена по формуле [171; 203]:

$$S_y = \frac{p \cdot b \cdot \omega \cdot (1 - \mu^2)}{E}. \quad (1.6)$$

2. *Метод местных упругих деформаций*, рассматривающий исключительно деформации нагруженной поверхности, основанный на гипотезе Е. Винклера [207], постулирует прямо пропорциональную зависимость давления  $p$  в точке её местной осадке  $z$ :

$$p = C_z \cdot z, \quad (1.7)$$

где  $C_z$  – коэффициент равномерного упругого сжатия грунта основания, кПа/м.

Данный метод не учитывает распределительную способность грунта основания, в результате чего осадка незагруженных областей при действии местной нагрузки является равной нулю. Очевидно, что данный метод имеет ограниченное применение для частных задач.

3. *Методы, основанные на учете местных и общих упругих деформаций*, представлены работами Г.К. Клейна – И.И. Черкасова [173], М.М. Филоненко-Бородича [167; 168], П.Л. Пастернака [115] и других исследователей.

Представленные решения теории упругости способствовали развитию методов расчета осадки [59; 60; 169; 171]. Следует отметить, что рассмотренные решения по методу общих упругих деформаций легли в основу определения осадки фундамента в рамках теории линейно деформируемой среды, включающей в себя следующие реализации в виде расчетных схем: линейно деформируемое полупространство с условным ограничением глубины сжимаемой толщи (метод послойного суммирования) и линейно деформируемый слой ограниченной толщины [172] – использующихся в явном виде в качестве основных в соответствующем СНиП с 1974 года [134].

Для применения указанных расчетных схем среднее давление под подошвой фундамента  $P_i$  должно быть не более величины расчетного сопротивления грунта  $R$ , определяемой как давление на грунт основания, при котором глубина области развития пластических деформаций под краями фундамента составит не более 0,25 от его ширины подошвы [140]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (1.8)$$

где  $\gamma_{c1}, \gamma_{c2}$  – коэффициенты условий работы [140];

- $k$  – коэффициент, учитывающий способ определения прочностных характеристик грунта [140];
- $M_\gamma, M_q, M_c$  – коэффициенты, учитывающие схему нагружения основания и угол внутреннего трения грунта;
- $k_z$  – коэффициент, учитывающий влияние ширины подошвы фундамента (равный единице при  $b < 10$  м);
- $b$  – ширина подошвы фундамента, м;
- $\gamma_{II}, \gamma'_{II}$  – расчетный (II группа предельных состояний) осредненный удельный вес грунтов, залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>;
- $d_l$  – глубина заложения фундамента, м;
- $d_b$  – глубина подвала, м;
- $c_{II}$  – расчетное (II группа предельных состояний) удельное сцепление грунта, кПа.

Формула (1.8) основана на выражении (1.2), дополненным учетом развития зон пластических деформаций на заданную величину и эмпирическими коэффициентами  $\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$ , повышающими  $R$  практически до 2-х раз и, следовательно, сдвигающими границу применимости линейной теории упругости в область нелинейной работы основания [102]. Кроме того, СП 22.13330 [140] допускает повышение вычисленного  $R$  ещё на 20–30 % при соблюдении ряда условий. Исходя из этого очевидно, что расчетное сопротивление грунта  $R$  является условным критерием, характеризующим переход грунта из фазы уплотнения в фазу сдвигов. По мнению проф. А.В. Пилягина, существуют следующие недостатки при вычислении расчетного сопротивления грунта по формуле (1.8) [117]:

- отсутствие учета формы подошвы фундамента;
- отсутствие учета внецентренности приложения нагрузки и жесткости фундамента;
- отсутствие учета одновременного воздействия горизонтальных и вертикальных нагрузок, а также взаимного влияния фундамента в местах пересечения стен и в местах устройства осадочных швов.

По существу осуществляется приведение средних давлений под подошвами проектируемых фундаментов к расчетному сопротивлению грунта  $R$ . Данная методика расчета способствует развитию неравномерности осадки фундаментов: несущий слой основания здания имеет, как правило, примерно равные  $R$  ( $R_1 \approx R_2$ ) и различающиеся вертикальные нагрузки на фундаменты  $N$  ( $N_1 \neq N_2$ ), что приводит к неравным ширинам фундаментов  $b$  ( $b_1 \neq b_2$ ), и, следовательно, к неравным объемам вовлекаемого в работу грунта основания  $V$  ( $V_1 \neq V_2$ ) и осадкам  $S$  ( $S_1 \neq S_2$ ), обуславливая появление осадочных трещин в конструкциях здания и способствуя снижению его механической безопасности (рисунок 1.14).

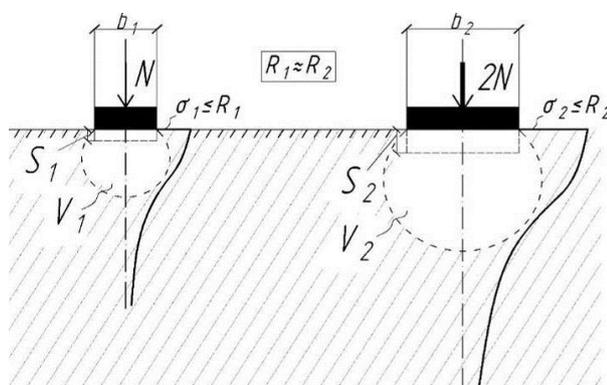


Рисунок 1.14 – Схема расчета основания здания по деформациям с использованием  $R$

Необходимость совершенствования нормативного подхода обоснована во множестве работ (например: [11; 23; 50; 162]). Одним из примеров нарушения требований механической безопасности при деформации основания являлся 17-ти этажный многоквартирный жилой дом на Шипкинском переулке в Санкт-Петербурге. Несмотря на то, что давление под подошвой плитного фундамента не превышало расчетного сопротивления грунта  $R$ , здание получило отклонение от вертикали на отметке верхнего этажа порядка 80 см. На основе заложенного в  $R$  допущения в отношении зон пластических деформаций (глубиной, равной  $\frac{1}{4}$  ширины подошвы фундамента), для фундаментной плиты шириной 20 м допускалось их развитие на глубину до 5 м [153], что и послужило причиной сверхнормативного крена, необходимости дополнительных исследований и последующего комплекса работ по усилению.

Рассмотрев основные положения отечественного нормативного метода расчета оснований по деформациям, произведем его сопоставление с зарубежными аналогами – нормативными документами.

Канадское руководство по проектированию фундаментов, выпущенное в 2006 году [190], регламентирует использование метода проектирования по предельным состояниям (LSD) вместо широко использовавшегося ранее в канадской практике подхода к проектированию по допускаемым напряжениям (WSD). Для расчетов по II группе предельных состояний рассматриваются методы вычисления осадки, основанные на пространственной задаче теории упругости, одномерной задаче консолидации, а также методы, базирующиеся на результатах статического и динамического зондирования грунта основания. Указывается возможность использования численных методов для учета совместной работы здания с основанием, а также в случае наличия значительных рисков при устройстве фундаментов. В качестве предельно допустимой принимается абсолютная осадка для песчаных оснований, равная 50–75 мм, 50–135 мм – для глинистых [200].

Проектирование оснований и фундаментов по допускаемым нагрузкам (WSD) применялось в ряде стран вплоть до начала 21-го века [182; 190; 194]. При этом допускаемая нагрузка может быть определена различными способами:

- использованием одного общего коэффициента запаса надежности (*global factor of safety*; FS), представляющего собой отношение, основанное, как правило, на анализе имеющегося опыта, между несущей способностью основания и допускаемым на него давлением, укрупненно учитывающим все виды возможных неопределенностей при проведении расчета отдельных задач [182];

- путем прямого использования результатов наблюдений за деформированием оснований зданий в заданных грунтовых условиях, что позволяет установить для некоторой местности нормативные значения допускаемых давлений на основание;

- согласно работе К. Терцаги и Р. Пека [149] возможны следующие правила установления допускаемого давления на грунт:

1. Осуществление привязки результатов динамического зондирования грунтов основания к соответствующим обобщенным эмпирическим зависимостям, устанавливающим допустимое давление на песчаные грунты;

2. Допускаемое давление на глинистые грунты, как правило, определяется делением их несущей способности на соответствующий коэффициент запаса надежности, принимаемый равным не менее 3-х. При этом необходимо оценить допустимость осадки в отношении механической безопасности здания путем проведения ее расчета, использования опыта проектирования в схожих грунтовых условиях и (или) анализа результатов штамповых испытаний.

Таким образом, в рамках данного подхода предполагается, что в результате ограничения допускаемых нагрузок на основание за счет использования данного коэффициента, осадки фундаментов не превысят предельно допустимого значения. При этом необходимо отметить, что проектирование по допускаемым напряжениям не дает возможности получения однозначной оценки надежности определенного проектного решения или вероятности его безотказной работы [182].

Индийские нормы [198] предписывают определять осадку несвязных грунтов с помощью методов, основанных на результатах полевых испытаний (статическое и динамическое зондирование, штамповые испытания). Для связных грунтов рассматривается мгновенный компонент осадки фундамента, определяемый по теории упругости – модифицированному варианту формулы (1.6), и консолидационный компонент, учитывающий влияния различных схем напластования: местоположение глинистого грунта в рассматриваемом массиве.

Стандарт *Eurocode 7: Geotechnical design* [188], входящий в состав европейских норм по проектированию зданий и сооружений, также основан на использовании метода проектирования по предельным состояниям; применительно к основаниям и фундаментам рассматриваются следующие [70]:

– аварийные предельные состояния:

1. «GEO» – разрушение или недопустимая деформация основания, для которого прочность грунта является основой его несущей способности;

2. «EQU» – потеря устойчивости сооружением и основанием, которые рассматриваются как тела с большой жесткостью; при этом прочности сооружения и основания недостаточно для обеспечения их несущей способности;

3. «STR» – разрушение или недопустимая деформация сооружения или его элементов, включая фундаментные (подземные) конструкции, для которых прочность строительных материалов является определяющей в обеспечении их несущей способности;

4. «UPL» – потеря устойчивости сооружением или основанием вследствие увеличения гидростатического давления воды;

5. «HYD» – гидравлический подъем и вымывание грунта, вызванные гидравлическими градиентами.

– эксплуатационные предельные состояния, заключающиеся в следующей проверке основания:

$$E_d \leq C_d, \quad (1.9)$$

где  $E_d$  – проектная величина результата воздействия;

$C_d$  – предельная проектная величина для результата воздействия.

Применительно к фундаментам на естественном основании рассматриваются следующие основные эксплуатационные предельные состояния:

1. Разрушение конструкций при перемещениях фундамента (неравномерные осадки фундаментов);

2. Чрезмерный подъем от набухания грунта, морозного пучения и других причин, связанных с существенным изменением его свойств;

3. Чрезмерные осадки;

4. Недопустимые вибрации.

Для их проверки возможно использовать 2 различных метода:

**А. Прямой метод.** Имеет следующие реализации:

а. Аналитический расчет осадки фундамента, основанный на:

1. Интегрировании вертикальных деформаций основания, полученных на основе использования теории упругости; при этом глубину сжимаемой толщи обычно принимают из условия, что дополнительные вертикальные

напряжения составляют 20 % от природного (п. 6.6.2.6); по сути, речь идет о варианте известного в отечественной практике метода послойного суммирования;

2. «Скорректированном» методе теории упругости:

$$S = \frac{p \cdot b \cdot f}{E_m}, \quad (1.10)$$

где  $p$  – линейно распределенное давление по подошве фундамента, кПа;

$b$  – ширина подошвы фундамента, м;

$f$  – коэффициент осадки фундамента;

$E_m$  – расчетное значение модуля упругости, кПа.

3. Использовании модели на основе коэффициента постели;

б. Полуэмпирический расчет осадки, основанный на использовании верифицированных методов для определенных видов испытаний грунтов [162].

**Б. Косвенный метод.** Основан на предположении, что при наличии сопоставимого опыта, результатов полевых, лабораторных измерений, наблюдений за осадками объекта, значения которых меньше предельно допустимых, допустимо производить только один расчет как для проверки по несущей способности, так и по деформациям. Для фундаментов на естественном основании возможно использование «упрощенного метода», в рамках которого осуществляется расчет только по I группе предельных состояний на основе ограничения мобилизации несущей способности основания, заключающегося, как правило [131], в делении несущей способности основания на некоторый достаточно большой коэффициент ( $\gg 1$ ). Данный подход имеет ряд существенных ограничений и применим в относительно «простых» условиях для проектирования зданий не выше 2-ой геотехнической категории. Следует отметить наличие принципиального сходства с положением отечественного СП 22.13330 [140], касающегося возможности не выполнять расчет основания по деформациям, если среднее давление под фундаментами меньше расчетного сопротивления грунта  $R$ , степень изменчивости сжимаемости основания незначительна и проектируемые здания относятся к 1-й или 2-й геотехнической категории. Также данный подход допустимо рассматривать как один из вариантов метода проектирования по допускаемым напряжениям.

Рекомендуемые предельные деформации основания: для большинства сооружений допустимой считается осадка до 50 мм, относительные повороты (относительная неравномерность осадки) должны быть в пределах от 1/2000 (0,0005) до 1/300 (0,0033) в зависимости от конструктивных особенностей здания. Приведенные значения являются ориентировочными: фактически предельная величина должна быть определена из условия обеспечения механической безопасности здания и назначена в техническом задании [188; 205].

В отношении совпадения расчетных и фактических осадок фундаментов постулируются следующие положения [162; 188]:

1. *«Расчет осадок нельзя считать точным; дается лишь их приблизительная оценка»* (п. 6.6.1.6);

2. *«Расчетная модель может быть аналитической, полуэмпирической или численной». «Любая расчетная модель должна быть или точной, или давать погрешность в сторону запаса надежности». «Расчетная модель может включать упрощения»* (п. 2.4.1.5–2.4.1.7);

3. *«При необходимости следует принимать линейные или нелинейные модели жесткости основания»* (п. 6.6.2.10);

4. *«Полные и неравномерные осадки сооружения следует рассчитывать в соответствии с... (указанными выше методами). Более точные методы, такие как метод конечных элементов, используются, если учет взаимодействия основания и сооружения дает существенный эффект»* (п. 6.8.6).

Следует отметить, что особенностью европейских норм является ориентированность на постановку необходимых для рассмотрения вопросов при проектировании; при этом выбор методики для конечного расчета, в основном, остается за исполнителем [155]. Исходя из этого, возможно оценить нормативную систему *Eurocode 7* как достаточно гибкую, позволяющую использовать оптимальные варианты решения инженерных задач.

Проведенный анализ текущего состояния нормативных методов расчета показал, что при оценке деформаций (осадок) оснований фундаментов мелкого заложения на естественном основании в основном используются:

- решения теории упругости (линейно деформируемой среды);
- решения различных задач теории консолидации;
- решения, основанные на ограничении допускаемой нагрузки на основании с помощью коэффициентов надежности (безопасности);
- методики вычисления осадки, основанные на интерпретации результатов полевых испытаний (как правило, статического и динамического зондирования грунта, а также штамповых испытаний).

В рамках данной диссертационной работы рассматриваются вопросы сохранности ограждающих и второстепенных конструкций каркасных зданий при неравномерных деформациях основания. Решение вопроса в указанных условиях возможно только посредством выравнивания осадок фундаментов. Т.к. линейная зависимость между напряжениями и деформациями в грунте фактически возможна только до начального критического давления  $P_{н.кр.}$ , значение которого, как правило, минимально и не соответствует расчетным нагрузкам, то для выравнивания осадок необходимо рассмотреть область нелинейной работы основания для подбора размеров фундаментов.

Следует дополнительно отметить, что в настоящее время учет нелинейного характера деформирования грунтового основания – обязательное требование механической безопасности в соответствии с «Техническим регламентом о безопасности зданий и сооружений» (384-ФЗ).

### **1.3 Анализ методов расчета оснований по деформациям, учитывающих нелинейную стадию деформирования грунта**

Как уже отмечалось выше, необходимость учета нелинейной стадии деформирования грунта возникает при давлении на основание, превышающем  $P_{н.кр.}$  (1.2). Это связано с развитием областей пластических деформаций под краями фундамента, с ростом которых всё в большей степени проявляется некорректность решения теории линейно деформируемой среды. По крайней мере, с 40-х годов XX века начали высказываться идеи, касающиеся

необходимости рассмотрения нелинейных задач механики грунтов [101; 169]. Для описания НДС грунта основания в интервале давлений от  $P_{н.кр}$  до  $P_{пр}$ . ( $P_{пр}$  – предельное давление на основание, определяемое по теории предельного равновесия грунта основания, кПа) возможно использовать следующие основные подходы [3; 91]:

– решения задач нелинейной теории упругости, деформационной теории пластичности [68] (в частности, теории малых упругопластических деформаций А.А. Ильюшина [27; 67; 72]);

– решения смешанных задач теории упругости и теории пластичности (теории пластического течения) [175];

– приближённые инженерные методы, позволяющие вычислять значение осадки упругопластического основания с достаточной точностью в определенных заданных условиях.

Особенностью первых двух подходов является применение ЭВМ, связанное, как правило, со значительным объемом производимых вычислений [96]. Для их осуществления в нелинейной механике грунтов в качестве математического аппарата, в основном, используется метод конечных элементов (МКЭ) [175]. Существенное отличие данных теорий заключается в характере установления функциональных взаимосвязей между компонентами НДС: в теориях первой группы устанавливается связь между напряжениями и деформациями, а в теории пластического течения – между бесконечно малыми приращениями пластических деформаций и напряжений [146]. Соответственно этому, в первом случае уравнения представляют собой конечные соотношения, а во втором – дифференциальные [1].

Приближённые инженерные методы, представляющие собой отдельный класс подходов, учитывающих нелинейную работу грунта основания, детально рассмотрены в следующем разделе.

Следует отметить, что представленная выше классификация методов не является исчерпывающей.

Например, **метод А.Н. Алехина** основан на нелинейной гиперболической модели Боткина–Конднера и подобии графических зависимостей «осадка–давление» фундаментов различных размеров. В качестве критерия подобия рассматривается значение степени достижения грунтовым основанием предельного состояния. Для реализации метода необходимо использовать результаты полевых и лабораторных испытаний грунтов, а также численного нелинейного моделирования [11].

Решения нелинейной теории упругости и деформационной теории пластичности отнесены в одну группу по причине совпадения их уравнений равновесия и геометрических соотношений [68]. Однако при решении задач в рамках нелинейной теории упругости отсутствует разделение деформации на необратимую и обратимую, что ограничивает сферу их применения условиями простого нагружения, а при использовании деформационной теории пластичности, разделяющей упругие и пластические деформации, требование подобия напряженного и деформированного состояний накладывает ограничение на её применимость рамками соосного нагружения среды [86; 114].

Основной идеей первой группы подходов является представление, что поведение материала в области пластической деформации принципиально не отличается от его упругого поведения, т.е. для его описания возможно использовать однозначные зависимости между деформациями и напряжениями [128]. Подобные описания в рамках деформационной теории пластичности изложены во множестве частных теорий, отличающихся введенными гипотезами и рассматриваемыми классами задач, что отражает в целом феноменологический характер зависимостей данной группы подходов [122]. Также характерной особенностью указанных решений является необходимость учета совместного влияния изотропного обжатия, интенсивности напряжений и влияния вида напряженного состояния на деформации объема и формы [24].

Рассмотрению задач в рамках указанной теории применительно к расчетам основания посвящены работы А.А. Бартоломея, А.В. Пилягина и С.В. Казанцева [12], А.К. Бугрова [18], А.И. Голубева [34], М.Н. Гольдштейна, С.С. Бабицкой,

Г.М. Ломизе и др. [36], А.Л. Крыжановского и др. [82; 83], В.В. Лушникова и др. [87], М.В. Малышева и др. [125], В.И. Соломина, В.С. Копейкина [77] и С.Б. Шматкова [136], А.Б. Фадеева [160], В.Г. Федоровского и С.Е. Когановской [164], В.Н. Широкова и др. [179; 180], а также многих других исследователей.

Упругопластический подход, учитывающий положения теории упругости и теории пластичности, представлен смешанной задачей [22; 38; 101], основанной на раздельном определении приращений упругих и пластических деформаций. Исследованиями, касающимися данной смешанной задачи, а также вопросов теории пластического течения в целом занимались В.Ф. Александрович и В.Г. Федоровский [2], Е.Н. Беллендир [13], Г.Г. Болдырев [15], А.К. Бугров [17; 20; 21; 22] и А.А. Зархи [19], А.Л. Гольдин, В.С. Прокопович, Д.Д. Сапегин [35], М.И. Горбунов-Посадов [38; 40], В.П. Дыба [51], Ю.К. Зарецкий, В.Н. Ломбардо, М.Е. Грошев [66] и В.В. Орехов [64], В.А. Иоселевич и др. [73], Ю.Н. Мурзенко [101], В.Н. Николаевский [108], В.А. Микулич [97], Ю.И. Соловьев, А.М. Караулов, А.В. Крайванов [135], З.Г. Тер-Мартirosян [147], И.В. Федоров [163], А.Б. Фадеев [161], В.Н. Широков [180], D.C. Drucker и др. [192; 193], N.P. Suh [206], K.H. Roscoe, J.V. Burlanct [201], A.N. Schofield, C.P. Worth [204] и многие другие.

Классическая теория пластического течения основана на использовании поверхности текучести, ассоциированного закона течения и законов упрочнения различного вида [151]. Однако, согласно исследованиям [73; 135; 154], работа грунта основания не соответствует ассоциированному закону течения. Таким образом, рассмотрение данного вопроса необходимо производить с иных теоретических позиций, используя, например, неассоциированный закон пластического течения [68].

Известно, что аппарат классической теории пластического течения описывает деформационный процесс с достаточной точностью для большинства задач механики деформируемого твердого тела только при близких к простым нагружениям. Одним из путей совершенствования данной теории при

рассмотрении сложных нагружений является исследование вопросов, связанных с законами упрочнения (одноповерхностных и многоповерхностных [165]) [151].

Прикладное использование указанных законов к расчетам грунтов основания осуществляется с помощью соответствующих расчетных моделей, описанных в работах различных авторов [63; 154; 157; 176; 201; 202]. По мнению проф. Ю.К. Зарецкого, данное направление является *«наиболее перспективным..., так как его математический аппарат позволяет отразить в расчетах присущую грунтам неоднозначность связи между напряжениями и деформациями...»* [63, с. 210]. Реализация указанного подхода методом конечных элементов в современных программных комплексах (FEM models, Plaxis, Midas GTS NX и т.п.) позволяет решать множество геотехнических задач, связанных с учетом сложной геометрии расчетной области, неоднородной системы нагрузок, последовательности возведения объекта строительства, а также выполнять оценку влияния различных техногенных факторов на НДС основания [113].

Применение подобных моделей подразумевает объемную программу экспериментальных испытаний грунтов для определения соответствующих параметров, требует постановки более сложных экспериментов [159]. Это, в свою очередь, актуализирует вопросы содержания изыскательских работ [178], совершенствование лабораторного оборудования и методического обеспечения [137; 155].

Строго говоря, проблема заключается ещё и в том, что до сегодняшнего дня не получено универсальной и всеобъемлющей зависимости, позволяющей однозначно описать нелинейную работу грунта. Из этого следует, что все модели, описываемые уравнениями математической физики, обладающими аналитическими или только численными решениями, – имеют свою границу применимости, т.е., по сути являются феноменологическими.

Тем не менее, использование и развитие доступных широкому кругу расчетчиков инженерных методов, позволяющих в оговоренных рамках получать адекватные решения, используя результаты «стандартных» испытаний грунтов [74], для ряда практических задач, является вполне полезным и перспективным.

#### 1.4 Инженерные методы определения осадки фундаментов мелкого заложения на упругопластическом основании

Для описания процесса деформирования грунта основания при нелинейном характере его работы возможно использовать инженерные (приближённые) методы. В них предполагается, как правило, использование феноменологических зависимостей, отражающих изменение НДС основания для рассматриваемых типов фундаментов в определенных грунтовых условиях. В зависимости от теоретических предпосылок, результатов экспериментальных исследований и вводимых допущений инженерные методы возможно классифицировать следующим образом [37]:

- решения, основанные на использовании зависимостей теории линейно деформируемой среды, учитывающие непостоянство деформационных свойств грунта в зависимости от его НДС;

- решения, использующие упрощенные расчетные схемы и данные, полученные в ходе экспериментальных исследований;

- иные решения, в том числе совмещающие первые два подхода.

По всей видимости, первым инженерным методом, учитывающим нелинейность деформирования грунта при его нагружении, является **метод М.В. Малышева и др.** (1973 г.) [90]. Он базируется на предположении, что несоответствие между экспериментальными данными и решениями теории линейно деформируемой среды основано на отсутствии учета в рамках последней нелинейности сдвиговых деформаций в грунте. Тогда для определения осадки штампа при его нагружении величиной  $q$  используется формула:

$$S = \frac{B}{2 \cdot (1 - \operatorname{tg} \varphi)} \cdot \frac{q \cdot b}{N_1 \gamma b + N_2 \gamma h + N_3 c - q}, \quad (1.11)$$

где  $B$  – параметр деформирования грунта, который устанавливается экспериментально в соответствии с условием А.И. Боткина;

$N_1, N_2, N_3$  – коэффициенты несущей способности грунта;

$h$  – заглубление штампа, м.

**Метод Ю.Н. Мурзенко** (1977 г.) [102; 103] основан на послойном элементарном суммировании осадки при рассмотрении плоской задачи и заключается в использовании безразмерной функции интенсивности упругопластических деформаций  $\bar{E}$  для установления связи между напряжениями и деформациями:

$$\frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{1}{E \cdot \bar{E}}, \quad (1.12)$$

где  $E$  – начальный модуль деформации грунта основания, МПа;

$\bar{E}$  – безразмерная функция, для упругого состояния грунта принимается равной единице.

Функция  $\bar{E} = f(P)$  при рассмотрении интервала давления на грунт основания, характеризующегося нелинейностью, предназначена для установления закона деформирования упругопластического основания. Он определяется на основе специального метода обработки результатов штамповых испытаний. Выбор данного вида испытаний грунта основан на исследованиях проф. Ю.Н. Мурзенко, которые показали, что под штампом происходят наиболее сложные процессы деформирования, чем на отдельных образцах грунта [103]. В результате введения функции  $\bar{E}$ , формула для определения осадки упругопластического основания примет следующий вид [102]:

$$S = \frac{3}{8E} \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{E_i} \cdot [(\sigma_z - \sigma_y)_i + (\sigma_z - \sigma_y)_{i+1}], \quad (1.13)$$

где  $h_i$  – высота  $i$ -го слоя, м;

$\sigma_y, \sigma_z$  – соответственно горизонтальные и вертикальные напряжения в рассматриваемой точке грунта основания, МПа.

**Приближённый метод С.С. Вялова** (1978 г.) [29] основан на предположении, что распределение напряжений осуществляется в соответствии с положениями теории упругости, а определение осадки необходимо производить с учетом нелинейности и ползучести. Для этого используется следующая формула, основанная, по сути, на суммировании осадки элементарных слоев:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta}{E_i} \cdot p_i \cdot h_i, \quad (1.14)$$

$$\beta = \frac{1 - 2\mu^2}{1 - \mu},$$

где  $p_i$  – давление в  $i$ -м слое грунта основания, кПа;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта основания, м;

$E_i$  – модуль деформации  $i$ -го слоя грунта основания, кПа,  $E_i = f(p, t)$ .

Модуль деформации  $E_i$  принимают из опытов на одноосное сжатие или из штамповых испытаний в переменном виде, зависящем от нагрузки и фактора времени, соответствующего планируемому сроку службы здания, т.е.:

$$E(p, t) = \frac{P}{f(p)} \Phi(t). \quad (1.15)$$

Для применения данного метода возможно использовать 2 варианта закона деформирования грунта основания: степенной и дробно-линейный.

*Степенной закон* характеризуется следующей формулой:

$$E(p, t) = \frac{A_z^{1/m} \cdot p^{(m-1)/m}}{1 + \delta t^\beta}, \quad (1.16)$$

где  $A_z, m$  – коэффициенты, учитывающие деформирование и упрочнение при мгновенном (условно) нагружении;

$\delta, \beta$  – параметры, получаемые из испытаний грунта на ползучесть.

При рассмотрении «предельных» значений фактора времени ( $t = 0$  и  $t = \infty$ ):

$$E(p, 0) = A_z^{1/m} \cdot p^{(m-1)/m}, \quad (1.17)$$

$$E(p, \infty) \rightarrow 0. \quad (1.18)$$

*Дробно-линейный закон* базируется на следующей зависимости:

$$E(p, t) = \frac{E_0 \cdot \left[ T \cdot \left(1 - \frac{P}{P_s}\right) + t \cdot \left(1 - \delta \cdot \frac{P}{P_s}\right) \right]}{T + \delta t}. \quad (1.19)$$

При рассмотрении «предельных» значений фактора времени ( $t = 0$  и  $t = \infty$ ):

$$E(p, 0) = E_0 \cdot \left(1 - \frac{P}{P_0}\right), \quad (1.20)$$

$$E(p, \infty) = E_\infty \cdot \left(1 - \frac{P}{P_\infty}\right), \quad (1.21)$$

где  $p_s$  – предельная нагрузка при мгновенном (условно) нагружении ( $t = 0$ ),  
 $p_s = p_0$ , кПа;

$E_0$  – модуль деформации при  $p \rightarrow 0$  и  $t \rightarrow 0$ , кПа;

$p_\infty$  – предельно-длительная нагрузка (при  $t \rightarrow \infty$ ),  $p_\infty = p_s/\delta$ , кПа;

$E_\infty$  – модуль деформации при  $p \rightarrow 0$  и  $t \rightarrow \infty$ ,  $E_\infty = E_0/\delta$ , кПа.

$T, \delta$  – параметры.

Для определения осадки грунта по методу С.С. Вялова, представленного в виде однородного полупространства (неограниченной толщины), возможно использовать формулу Ф. Шлейхера (1.6) с учетом (1.16) или (1.19):

$$S = \frac{(1-\nu^2) \cdot \omega \cdot b \cdot p^{1/m} \cdot (1 + \delta t^\beta)}{A_z^{1/m}}, \quad (1.22)$$

$$S = \frac{(1-\nu^2) \cdot \omega \cdot b \cdot p \cdot (T + \delta t)}{E_0 \cdot \left[ T \cdot \left(1 - \frac{P}{P_s}\right) + t \cdot \left(1 - \delta \cdot \frac{P}{P_s}\right) \right]}. \quad (1.23)$$

При наличии жесткого подстилающего слоя, расположенного на глубине  $h$  от подошвы фундамента, формула осадки для полосовой нагрузки шириной  $b$  представляет собой вариант формулы (1.23) (получена С.С. Вяловым и А.Л. Миндичем в 1974 году [28]):

$$S = \frac{(1-\nu^2) \cdot n \cdot b \cdot p \cdot (T + \delta t)}{E_0 \cdot \left[ T \cdot \left(1 - \frac{P}{P_s}\right) + t \cdot \left(1 - \delta \cdot \frac{P}{P_s}\right) \right]}, \quad (1.24)$$

$$n = \frac{1,07 \cdot \frac{h}{b}}{1 + 0,4 \cdot \frac{h}{b}},$$

где  $n$  – коэффициент учета влияния жесткого подстилающего основания.

Формулы (1.22), (1.23) и (1.24) учитывают фактор времени; если не рассматривать деформирование грунта основания во времени (т.е. принять  $t = 0$ ), то указанные формулы примут следующие виды соответственно:

$$S = \frac{(1-\nu^2) \cdot \omega \cdot b \cdot p^{1/m}}{A_z^{1/m}}, \quad (1.25)$$

$$S = \frac{(1-\nu^2) \cdot \omega \cdot b \cdot p}{E_0 \cdot \left(1 - \frac{P}{P_0}\right)}, \quad (1.26)$$

$$S = \frac{(1-\nu^2) \cdot n \cdot b \cdot p}{E_0 \cdot \left(1 - \frac{P}{P_0}\right)}. \quad (1.27)$$

Следует отметить, что формула (1.23) была опубликована несколько ранее, в 1972 году, Ю.К. Зарецким в статье [65].

**Приближённый метод З.Г. Тер-Мартirosяна** (1979 г.) [148] основан на учете упругопластических деформаций оснований при действии местной нагрузки. Он базируется на существующих точных решениях соответствующей задачи в упругой и пластической постановке, а также на приближённом методе определения мощности активной зоны нелинейно деформируемого полупространства (на основе метода эквивалентного слоя Н.А. Цытовича). С учетом указанных положений, при интенсивности нагрузки  $q$  осадка приближённо вычисляется по следующей формуле:

$$S = \frac{q \cdot b}{E} \cdot \left[ \omega \cdot (1 - \nu^2) + \frac{\Pi}{q_0 - q} \right], \quad (1.28)$$

где  $b$  – ширина полосовой нагрузки или диаметр нагруженной площади, м;  
 $q_0$  – интенсивность предельной критической нагрузки, кПа;  
 $\omega$  – коэффициент, зависящий от формы и жесткости фундамента;  
 $\Pi$  – коэффициент, учитывающий накопление пластических деформаций в грунте основания.

Интенсивность предельной критической нагрузки  $q_0$  определяется согласно решениям В.Г. Березанцева и В.В. Соколовского:

$$q = N_1 \gamma b + N_2 \gamma h + N_3 c, \quad (1.29)$$

где  $N_1, N_2, N_3$  – коэффициенты несущей способности грунта;  
 $h$  – глубина приложения местной нагрузки, м.

**Метод В.В. Лушников** (1983 г.) предполагает задание некоторой функции  $S = f(P)$ , соответствующей основным положениями в части деформирования грунта при нелинейной работе основания при вдавливании штампа [88]. Для этого рассматривается дифференциальное уравнение, основанное на зависимости обратных величин производных функции осадки  $S'(P)$  – котангенсов углов наклона  $k(P)$  функции  $S = f(P)$  – от прикладываемого давления  $P$ :

$$k(P) = \frac{1}{S'(P)} = (a \cdot p + b)^v, \quad (1.30)$$

$$a = \frac{-k_0^{\frac{1}{v}}}{P_{np.} - P_{н.кр.}}; \quad b = -a \cdot P_{np.},$$

где  $v$  – параметр, отражающий кривизну зависимости  $k = f(P)$ , устанавливаемый на основе анализа испытаний грунтов штампами при их нелинейной работе.

Зависимость (1.30) при значении параметра  $v = 1$  очевидно впервые изложена проф. Н.В. Орнатским ещё в 1950 г. [109; 110]. Необходимо отметить, что производную рассматриваемой зависимости при  $P_i = P_{np.}$  возможно представить в виде  $t \cdot S'_k$ , где  $S'_k$  – производная  $S(P)$  при  $P_i = P_{н.кр.}$ , определяемая из решения линейной задачи, а  $t$  – параметр, обуславливающий характер перехода от линейной к нелинейной зависимости. Тогда при  $t = 1$  переход является гладким, а при  $t \neq 1$  происходит скачкообразное изменение наклона. На основании сопоставления с результатами экспериментов указывается возможность учета нелинейной стадии деформирования грунтов до  $1,3 \cdot R$  в рассмотренных инженерно-геологических условиях при обосновании проектных решений с точки зрения несущей способности основания [88].

**Метод М.В. Малышева и Н.С. Никитиной** (1984 г.), представленный в работах [91; 92; 106; 107], предназначен для определения осадки фундамента при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями грунта в условиях как однородного, так и неоднородного основания. Полученное решение было включено в «Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83\*)» [121] и представлено следующей формулой при давлении под подошвой фундамента более  $R$  и менее  $P_{np.}$ :

$$S = S_R \cdot \left[ 1 + \frac{(P_{np.} - R) \cdot (P - R)}{(R - \sigma_{zq,0}) \cdot (P_{np.} - P)} \right], \quad (1.31)$$

где  $S_R$  – расчетная осадка грунта основания при  $P = R$ , м;

$P_{np.}$  – предельное давление на грунт основания, кПа (при многослойном основании используется методика Н.С. Никитиной [105]);

$P$  – среднее давление под подошвой фундамента, кПа;

$\sigma_{zq,0}$  – вертикальное бытовое напряжение в уровне подошвы фундамента, кПа.

**Метод В.М. Кириллова** (1985 г.) [74] заключается в использовании следующей формулы для определения осадки жесткого штампа при его нагружении давлением  $p$ :

$$S = \frac{\omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot b}{E} \cdot \left[ p_1 + \frac{(p_2 - p_1) \cdot (p - p_1)}{p_2 - p} \right], \quad (1.32)$$

где  $p_1$  – начальное критическое давление на грунт основания (формула (1.2)), кПа;

$p_2$  – предельное давление на грунт основания, кПа.

Формула (1.32) предназначена для вычисления осадки однородного полупространства. При рассмотрении слоя с относительной толщиной  $\lambda$  предельное давление на основание необходимо определять по следующей эмпирической зависимости:

$$p_2 = \sigma_2 \cdot \text{cth}(\lambda), \quad (1.33)$$

$$\sigma_2 = A\gamma b + B\gamma' + Dc, \quad (1.34)$$

где  $\sigma_2$  – предельная нагрузка при  $\lambda \rightarrow \infty$  (для условий однородного основания), кПа;

$A, B, D$  – табулированные функции угла внутреннего трения  $\varphi$ , определяемые по В.Г. Березанцеву [14].

**Метод А.К. Бугрова** (1985 г.) [24] является приближённым и базируется на обобщении большого объема расчетов оснований в рамках смешанной задачи теории упругости и теории пластичности. В результате применения данного метода становится возможным осуществить расчет осадки упругопластического основания по осадке этого же основания, исходя из предположения его линейной деформируемости по следующей формуле:

$$S_{yn} = S_y \cdot K_{нл}, \quad (1.35)$$

где  $S_y$  – осадка фундамента при линейной работе грунта основания, см;

$K_{нл}$  – коэффициент, учитывающий возрастание деформаций в результате

развития в основании зон предельного напряженного состояния.

Определение коэффициента  $K_{нл.}$  для однородных оснований производится на основе графиков, для применения которых необходимо вычислить дополнительный параметр  $x$ :

$$x = \frac{P/R_0 - 1}{P_{нп.}/R_0 - 1}, \quad (1.36)$$

где  $R_0$  – расчетное сопротивление грунта, кПа, при  $\gamma_{c1} = \gamma_{c2} = k = 1$ .

Необходимо отметить, что метод А.К. Бугрова, позволяющий осуществлять расчеты оснований при давлениях, превышающих  $R$ , реализован в СП 23.13330 «Основания гидротехнических сооружений» [141].

Исследования **А.В. Пилягина**, изложенные в работах [117; 118; 119], направлены на решение задач, связанных с расчетом фундаментов при давлениях, превышающих  $R$ . Для её решения осуществляется анализ наиболее существенных факторов, влияющих на значение осадки, с использованием аппарата теории анализа размерностей и подобия. На основе данного анализа и оценки наиболее распространенных в практике строительства вариантов фундаментов разработаны приближённые зависимости для вычисления осадки. Так, осадка ленточных или столбчатых фундаментов на упругопластическом основании определяется по следующей формуле [116]:

$$S = \frac{4,11 \cdot S_0}{k}, \quad (1.37)$$

где  $S_0$  – осадка, вычисляемая по формуле (1.6), м;

$k$  – расчетный параметр, характеризующий нелинейность основания:

$$k = \varphi^{0,273} \cdot \left( \frac{c}{\gamma \cdot S_0} \right)^{0,08} \cdot \left( \frac{d}{S_0} \right)^{0,015}. \quad (1.38)$$

Совершенствование метода М.В. Малышева и Н.С. Никитиной представлено в работе **П.А. Коновалова** (1994 г.) [76]. На основе анализа экспериментальных данных, полученных в результате штамповых испытаний лёссовых грунтов, была установлена необходимость введения дополнительного коэффициента в исходную авторскую формулу (1.31) для снижения расхождения

между теоретическими и экспериментальными значениями осадки. Тогда осадка упругопластического основания будет равна:

$$S_p' = S_p \cdot \frac{P}{R}, \quad (1.39)$$

где  $S_p$  – осадка, определяемая в соответствии с формулой (1.30), м.

Введение данного коэффициента позволило получить отклонение фактической осадки штампа площадью 0,5 и 1 м<sup>2</sup> от расчетного значения в пределах 10–15 % в диапазоне давлений, превышающих  $R$  на 40 %. Очевидно, что данная точность для инженерного метода является приемлемой.

В рамках данного раздела рассмотрены основные инженерные методы расчета осадки грунта основания, применяющиеся для фундаментов мелкого заложения. Все они в той или иной форме учитывают различные аспекты нелинейной работы основания. При этом границы применимости каждого из них, как правило, ограничены определенным кругом расчетных задач, в рамках которых они являются верифицированными.

### 1.5 Задачи исследования

Каркасные здания, широко применяемые в настоящее время для торгово-коммерческих и развлекательных комплексов, бизнес-центров, обладают относительно невысокой жесткостью надфундаментных конструкций. Считается, что несущий каркас не «боится» неравномерных деформаций основания, однако для ограждающих конструкций: витражей, перегородок, отделки, – неравномерные деформации основания являются недопустимыми по причине возникновения повреждений и развития дефектов.

В рамках данной работы область исследования ограничена каркасными зданиями на отдельно стоящих фундаментах на естественном основании, при этом сетка фундаментов и колонн по разбивочным осям составляет не менее 6 м. Таким образом фактически взаимным влиянием фундаментов друг на друга допустимо пренебречь. При гибкой конструктивной схеме здания вполне адекватным является

сбор нагрузок на обрез фундаментов по «грузовым площадям» в предположении линейной работы основания. Использование «собранных» таким образом нагрузок в расчете по детерминированной осадке не требует дополнительных итераций по их перерасчету, поскольку за счет эффекта выравнивания осадок допустимо считать, что здание стоит на «жестком» основании.

Таким образом, для обеспечения механической безопасности ограждающих и второстепенных конструкций каркасных зданий, устроенных на столбчатых фундаментах с шарнирным сопряжением балок и колонн, в условиях неравномерных деформаций основания, были поставлены следующие исследовательские задачи:

1. Проанализировать методы расчета оснований фундаментов по деформациям, в том числе за пределом границы упругой работы.

2. Ввести критерий выравнивания деформаций внецентренно нагруженных фундаментов, определить значения предельного крена для каркасных зданий с шарнирным сопряжением балок и колонн.

3. Определить расчетные функциональные зависимости, учитывающие в рамках предлагаемого метода характер деформирования грунтов различной плотности сложения, оценить допускаемое давление на основание при выравнивании расчетных осадок в области нелинейной работы в долях от предельного.

4. Осуществить экспериментальную оценку принятых допущений на основе решения задачи об определении неравномерности детерминированной осадки.

5. Выполнить сравнительный анализ результатов расчетов по предлагаемому методу сопоставлением с результатами численного моделирования, штамповых испытаний различных исследователей, а также вычислений по инженерным методам с использованием предложений других авторов.

6. Разработать рекомендации по применению представленного метода, алгоритм решения и на его основе программу расчета оснований центрально и внецентренно нагруженных фундаментов.

7. Оценить экономический эффект от применения предлагаемого метода расчета оснований фундаментов.

## ГЛАВА 2. ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ИНЖЕНЕРНОГО МЕТОДА ВЫРАВНИВАНИЯ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ, ОСНОВАННОГО НА КРИТЕРИИ ДЕФОРМАЦИИ

### 2.1 Основные принятые допущения. Определение коэффициента нелинейной работы грунта основания

Согласно установившейся практике расчетов для оценки деформаций грунта используется теория линейно деформируемой среды. При этом в качестве границы её применимости используется расчетное сопротивление грунта  $R$  (1.8), являющееся величиной, основанной на начальном критическом давлении  $P_{н.кр.}$  (1.2) со следующими изменениями [11; 23; 50]:

- учет развития областей пластических деформаций под краями фундамента на глубину, равную 0,25 ширины его подошвы  $b$ ;
- введение повышающих коэффициентов, сдвигающих границу применимости линейной теории упругости (теории линейно деформируемой среды) в область нелинейной работы основания [102].

В настоящее время учет нелинейного деформирования грунтов основания является нормативным требованием, изложенным в 384-ФЗ. Для наиболее корректного и полного учета нелинейной работы основания целесообразно рассматривать его процесс уплотнения, используя начальное критическое давление  $P_{н.кр.}$ . Как уже отмечалось ранее, данная величина характеризует начало развития зон пластических деформаций в грунте основания и не зависит от размеров подошвы фундамента. Во многих случаях  $P_{н.кр.}$  имеет незначительное значение и потому использование его при проектировании фундаментов (определении его размеров) экономически нецелесообразно, а иногда и невозможно. По этой причине  $P_{н.кр.}$  рассматривается лишь в качестве граничного условия, до достижения которого выполняются линейные зависимости между нагрузкой и осадкой основания.

При давлении на основание, превышающем  $P_{н.кр.}$ , в грунте образуются области с предельным состоянием – развивающимися пластическими деформациями. Они формируются под краями фундамента и, с ростом нагрузки, включают в себя значительный объем грунта основания. Характер происходящих явлений в грунте основания при предельной нагрузке на него зависит от граничных условий, основными из которых являются: гладкость (шероховатость) подошвы фундамента, схема выпирания грунта и его характеристики, используемые в рамках определенного условия прочности. Данные вопросы детально рассматриваются в теории предельного равновесия грунта и представлены, например, в работе [78].

Количественная оценка осадки основания фундамента при предельном давлении в настоящее время невозможна, поскольку в этом случае возникает потеря устойчивости конструкции (невыполнение условия I предельного состояния) [117]. Исходя из этого, целесообразно ограничить допускаемое давление на основание путем определения его наибольшего значения (в долях от несущей способности основания), при котором отклонение теоретической (расчетной) и экспериментальной (фактической) осадки будут менее предельно допустимой величины. В работах различных авторов (например: [46; 95; 155]) допустимым принимается отклонение до 20 %, что учитывается и в данной работе.

Таким образом, в рамках предлагаемого метода расчетным является следующий диапазон давлений на грунт основания:

$$k_1 \cdot P_{н.кр.} \leq P_i \leq k_2 \cdot P_{пр.}, \quad (2.1)$$

где  $k_1$  – числовой множитель при  $P_{н.кр.}$ , характеризующий начало нелинейной работы основания («нижнее» граничное условие); его обоснование произведено далее на основе анализа влияния различной дискретизации зависимости  $V = f(P)$ ;

$k_2$  – числовой множитель при  $P_{пр.}$ , характеризующий предел применимости предлагаемого метода («верхнее» граничное условие); его обоснование произведено далее на основе сравнительного анализа теоретических и экспериментальных осадок.

В общем виде диапазон (2.1) характеризуется нелинейностью между напряжениями–деформациями–перемещениями рассматриваемой области. В рамках данной работы рассматривается нелинейная зависимость осадки фундамента от величины давления под его подошвой, т.е., по сути, речь идет о физической нелинейности (нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями). Предельные значения осадки  $S_{np}$  определяются согласно нормативным требованиям [140], а назначаемая (детерминированная) осадка выбирается из условия  $S_3 < S_{np}$ . Обоснованность  $S_{np}$  не вызывает сомнений, поскольку они установлены на основе обобщения статистических данных, полученных в результате достаточно обширных натурных экспериментальных исследований деформаций оснований зданий различных конструктивных схем и назначения [39]. Следует отметить, что надежность выбранного решения фундамента при его нормативном расчете по деформациям (1.1) носит «бинарный» характер [61] (т.е. надежность считается необеспеченной при  $S > S_{np}$ ;  $\Delta S > \Delta S_{np}$  и обеспеченной при  $S \leq S_{np}$ ;  $\Delta S \leq \Delta S_{np}$  – без «внутренней» градации надежности в зависимости от фактической осадки). Это позволяет сделать вывод о том, что все решения фундаментов при выполнении требований  $S \leq S_{np}$  и  $\Delta S \leq \Delta S_{np}$  не приведут к существенным деформациям надфундаментных конструкций здания. Кроме того, допускаемое давление на основание ограничивается посредством введения требования к точности определения осадки. Таким образом, величина давления на основание, характеризуемая существенными деформациями грунта и возможностью возникновения его выпора на поверхность, при расчетах не допускается.

Введем следующие основные допущения:

1. При нагружении основания внешней нагрузкой в диапазоне давлений (2.1) его НДС будет существенно изменяться, т.е. формироваться отличное от предыдущих соотношение зон упругих и пластических деформаций [92; 103; 163]. При этом обобщенно степень влияния развивающихся пластических деформаций (объемных и формоизменения (сдвига)) на НДС основания возможно представить в виде графической зависимости  $V = f(P)$  (рисунок 2.1), характеризующей

возрастание «объема» их областей  $V$  при возрастании фактического давления  $P_i$  на основании [3–5].

2. В качестве «нижней» границы зависимости  $V = f(P)$  по давлению на основании  $P$  принимается величина  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , поскольку рассматриваемая область давлений ( $P_{пр.} - 1,1 \cdot P_{н.кр.}$ ) делится на конечные элементарные отрезки, равные  $0,1 \cdot P_{н.кр.}$ . Необходимость «дробления» функции  $V = f(P)$  на достаточно мелкие «отрезки» связана с точностью задаваемой расчетной осадки (условно: порядка миллиметра) и с возможностью использования максимального количества детерминированных состояний грунта. Фактически дальнейшее уменьшение «шага» – длины «отрезка» – не оказывает значимого влияния на конечный результат. Обоснование на основе анализа влияния различной дискретизации («разбивки») зависимости  $V = f(P)$  на изменчивость результатов расчета осадки приведено в приложении В.

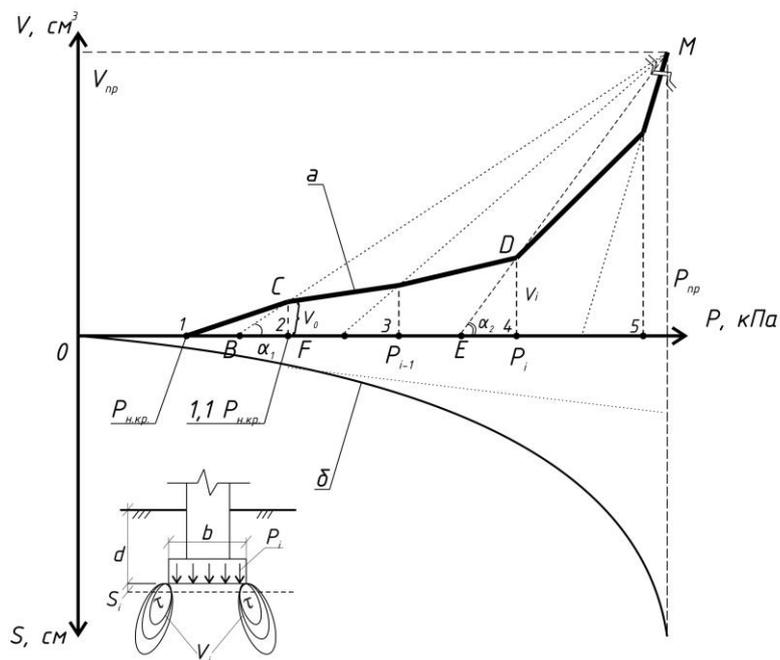


Рисунок 2.1 – Расчетные графические зависимости для фундамента определенного размера:

«0–1–2» – зона линейного деформирования (включая  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ ); «2–5» – нелинейное деформирование (развитие пластических деформаций);

$a$  – траектория изменения зон пластических деформаций в основании фундамента от давления по его подошве ( $V = f(P)$ );  $b$  – зависимость осадки основания фундамента от давления по его подошве ( $S = f(P)$ )

3. «Верхней» границей зависимости  $V = f(P)$  по давлению на основание  $P$  является  $P_{np}$ . При равенстве давления под подошвой фундамента  $P_i$  предельному  $P_{np}$  зоны пластических деформаций достигают некоторой предельной величины  $V_{np}$ . Точка с координатами  $(P_{np}; V_{np})$  характеризует несущую способность основания фундамента и именуется  $M$  [10].

4. Переход грунта основания в предельное состояние (точку  $M$  на рисунке 2.1) осуществляется по траектории возрастания объема зон пластических деформаций  $V$  (рисунок 2.1, *a*), которая, в общем случае, обладает достаточно неоднозначным сложным характером [181]. По сути, её формирование происходит в результате совместного действия множества разнородных факторов, связанных с исходным состоянием и характеристиками грунта, условиями нагружения, фактическим соотношением зон допредельного и предельного состояний, концентрацией напряжений на их границе и других явлений.

5. Для использования данной траектории необходимо придать ей наиболее вероятный вид [10]. Для этого необходимо рассмотреть грунт основания под подошвой фундамента как совокупность элементарных сечений, НДС которых при нагружении стремится к точке  $M$  (предельному состоянию) по наиболее простой линейной траектории. Это объясняется принципом наименьшего действия, согласно которому «система» затрачивает наименьшее количество энергии при переходе из одного стационарного состояния в другое. Рассмотрим рисунок 2.1. Очевидно, что при давлении от  $0$  до  $P_{н.кр}$  (точка 1) работа основания происходит без образования зон предельного состояния; на отрезке от  $P_{н.кр}$  до  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  (точка 2) деформирование основания рассматривается в рамках теории линейно деформируемой среды, т.е. траектория обладает линейной зависимостью от давления. Дальнейшее возрастание  $P_i > 1,1 \cdot P_{н.кр}$  способствует существенному увеличению зон пластических деформаций  $V$  по сравнению с  $V_0$  при  $P_i = 1,1 \cdot P_{н.кр}$ . Если среднее значение давления в интервале давлений  $P_i - P_{i-1}$  соединить с точкой  $M$ , а из точки, соответствующей  $P_i$ , восстановить перпендикуляр, то их пересечение с траекторией (рисунок 2.1, *a*) приближённо определит соответствующую величину  $V$ . Иными словами, «переход от точки 1... к точке

*M... с наибольшей степенью вероятности может быть представлен кратчайшим отрезком IM» [3, с. 54]. Соединением последовательно определенных  $V$  осуществляется построение графической зависимости  $V = f(P)$  (рисунок 2.1, а). На основе  $V = f(P)$  возможно производить оценку развития данных зон от момента их зарождения (точка  $I$ ) до предельного состояния (точка  $M$ ).*

Корректность принятых допущений оценивается на основе экспериментальных исследований, а также сопоставлением с результатами натурных и полевых штамповых испытаний. Эти вопросы изложены в 3-ей главе.

Расчетная зависимость  $V = f(P)$ , построенная по методике, описанной выше, носит несколько «идеализированный» характер и, по факту, недостаточно чувствительна к сильно отличающимся состояниям грунтов. Для этого необходимо определить функциональные зависимости, учитывающие характер деформирования грунтов различной плотности сложения в рамках предлагаемого метода. Их допустимо уточнить на основе экспериментальных исследований деформирования грунтов – штамповых лотковых испытаний. Данный вопрос детально рассматривается в 3-ей главе диссертации.

Существенным аспектом рассматриваемого метода является коэффициент нелинейной работы грунта основания [3; 4; 5; 10; 181]. Опишем методику его определения на основе рисунка 2.1:

1. При сопоставлении треугольника  $BCF$  и  $BMP_{np.}$ , подобного ему, определяется величина («объем»)  $V_0$  зон пластических деформаций при давлении на грунты основания  $P_i = 1,1 \cdot P_{н.кр.}$ :

$$V_0 = \frac{V_{np.} \cdot 0,05 \cdot P_{н.кр.}}{P_{np.} - 1,05 \cdot P_{н.кр.}}. \quad (2.2)$$

2. На основе сопоставления треугольника  $EDP_i$  и  $EMP_{np.}$ , подобного ему, определяется фактическая величина зон пластических деформаций  $V_i$  при давлении на грунты основания  $P_i$  (при  $i$ -ой степени нагружения,  $i = 1 \dots n$ ) и количестве отрезков  $n$ :

$$V_i = \frac{V_{np.} \cdot 0,05 \cdot P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_i + 0,05 \cdot P_{н.кр.}}, \quad (2.3)$$

$$P_i = P_{н.кр.} (1 + 0,1 \cdot i), \quad (2.4)$$

$$n = \frac{P_{np.} - P_{н.кр.}}{0,1 \cdot P_{н.кр.}}. \quad (2.5)$$

3. Возрастание  $V_i$  относительно  $V_0$  при увеличении давления на грунты основания  $P_i$  определяется посредством введения коэффициента нелинейной работы грунта основания  $K_i$ :

$$K_i = \frac{V_i}{V_0} = \frac{P_{np.} - 1,05 \cdot P_{н.кр.}}{P_{np.} - P_i + 0,05 \cdot P_{н.кр.}}. \quad (2.6)$$

Коэффициент  $K_i$  обобщенно описывает деформационные свойства упругопластического деформируемого слоя грунта непосредственно под подошвой фундамента некоторого заданного размера с учетом наличия в основании областей предельного состояния [3]. Фактически  $K_i$  является характеристикой, учитывающей связь между работой основания как по I, так и по II группе предельных состояний для фундамента заданного размера. Используя данный коэффициент, возможно оценить деформационную работу грунта основания с учетом заданной степени нагружения в диапазоне давления  $1,1 \cdot P_{н.кр.} \leq P_i < P_{np.}$  и назначить рассчитываемым фундаментам детерминированную осадку [3; 4; 5; 6; 10; 181].

## **2.2 Методика расчета оснований фундаментов с учетом нелинейной работы на основе критерия деформаций**

Суть коэффициента  $K_i$  сводится к обобщенной оценке влияния зон пластических деформаций в грунте основания на его осадку. Переменный характер  $K_i$  в зависимости от давления на грунт основания на  $i$ -ой степени нагружения учитывается на основе изложенной выше методики построения зависимости  $V = f(P)$ . Для расчета  $K_i$  также используются «стандартные» величины  $P_{н.кр.}$  и  $P_{np.}$ , что позволяет широко применять его при проведении

расчетов. При давлении, превышающем границу линейной деформируемости среды  $l, l \cdot P_{н.кр.}$ , расчет осадки  $S$  основания фундамента на естественном основании некоторого заданного размера возможно производить по следующей формуле, по существу сводя нелинейную задачу к квазилинейной [3; 4; 5; 10; 24; 116; 181]:

$$S = S_{l, l \cdot P_{н.кр.}} \cdot K_i, \quad (2.7)$$

где  $S_{l, l \cdot P_{н.кр.}}$  – осадка при давлении  $l, l \cdot P_{н.кр.}$ , определяемая, к примеру, по формуле Ф. Шлейхера (1.6) [48; 203] для полупространства, м.

Для расчета фундаментов по детерминированной осадке необходимо использовать выражение, в котором в качестве неизвестных рассматриваются его размеры (ширина  $b$  и длина  $l$ ), а в качестве исходных данных – характеристики грунтов основания ( $\varphi, c, \gamma, E_0, \mu$ ), нагрузки ( $N, M$ ) и выбранная осадка  $S_3$  (примем в формулах обозначение  $S = S_3$ ). Для получения зависимости применительно к *столбчатым фундаментам* выполним ряд преобразований [10]:

1. Подставим выражение (2.6) в (2.7) с учетом (2.4):

$$\frac{S_3}{S_{l, l \cdot P_{н.кр.}}} = \frac{P_{нр.} - 1,05 \cdot P_{н.кр.}}{P_{нр.} - P_{н.кр.} \cdot (0,95 + 0,1 \cdot i)}. \quad (2.8)$$

2. Определим значение переменной  $i$  при определенном значении  $P_i$ :

$$P_i = \frac{N}{l \cdot b}, \quad P_i = P_{н.кр.} \cdot (1 + 0,1 \cdot i),$$

$$\frac{N}{l \cdot b} = P_{н.кр.} \cdot (1 + 0,1 \cdot i), \quad \eta = \frac{l}{b},$$

$$i = \frac{N - b^2 \cdot \eta \cdot P_{н.кр.}}{0,1 \cdot P_{н.кр.} \cdot b^2 \cdot \eta}, \quad (2.9)$$

где  $N$  – вертикальная нагрузка в уровне подошвы фундамента, кН;  
 $l$  – длина фундамента, м;  
 $\eta$  – соотношение сторон фундамента.

3. Для получения уравнения, определяющего ширину подошвы отдельно стоящего фундамента при заданной осадке, подставим (2.9) в формулу Ф. Шлейхера (1.6) [48; 203], и представим  $P_{нр.}$  в виде формулы К. Терцаги [140] в (2.8):

$$\frac{S_3 \cdot E_0}{1,1 \cdot P_{н.кр.} \cdot b \cdot \omega \cdot (1 - \mu^2)} = \frac{P_{нр.} - 1,05 \cdot P_{н.кр.}}{P_{нр.} - P_{н.кр.} \cdot (0,95 + 0,1 \cdot \frac{N - b^2 \cdot \eta \cdot P_{н.кр.}}{0,1 \cdot P_{н.кр.} \cdot b^2 \cdot \eta})},$$

$$N = N_0 + l \cdot b \cdot d \cdot \gamma_{ср.},$$

$$\begin{aligned} & b^4 \cdot [-1,1 \cdot \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot (1 - \mu^2) \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_I] + \\ & + b^3 \cdot \left[ \begin{aligned} & S_3 \cdot E_0 \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot \gamma_I - 1,1 \cdot \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot (1 - \mu^2) \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma'_I - \\ & - 1,1 \cdot \omega \cdot P_{н.кр.} \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot (1 - \mu^2) \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_I + 1,155 \cdot P_{н.кр.}^2 \cdot \omega \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot (1 - \mu^2) \end{aligned} \right] + \\ & + b^2 \cdot \left[ \begin{aligned} & S_3 \cdot E_0 \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot N_q \cdot \xi_q \cdot d \cdot \gamma'_I + S_3 \cdot E_0 \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot N_c \cdot \xi_c \cdot c_I + \\ & + 0,05 \cdot S_3 \cdot E_0 \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot P_{н.кр.} - S_3 \cdot E_0 \cdot \eta \sqrt{\eta} \cdot d \cdot \gamma_{ср.} \end{aligned} \right] - \\ & - [S_3 \cdot E_0 \cdot N_0 \cdot \sqrt{\eta}] = 0, \end{aligned} \quad (2.10)$$

где  $N_0$  – вертикальная нагрузка в уровне обреза фундамента, кН;  
 $d$  – глубина заложения фундамента, м;  
 $\gamma_{ср.}$  – осредненный удельный вес грунта и фундамента, кН/м<sup>3</sup>;  
 $N_\gamma, N_q, N_c$  – коэффициенты несущей способности грунта основания [140];  
 $\xi_\gamma, \xi_q, \xi_c$  – коэффициенты формы фундамента [140];  
 $\gamma_I, \gamma'_I$  – расчетный (I группа предельных состояний) осредненный удельный вес грунтов, залегающих соответственно ниже и выше подошвы фундамента, кН/м<sup>3</sup>.

В результате решения уравнения (2.10) определяются их наименьшие положительные корни, численно равные искомой ширине фундаментов  $b$  в заданных условиях. Для исключения вычислительных неточностей, связанных с высоким порядком описанного полинома, и учета наклона зависимости «осадка–давление» по результатам экспериментальных исследований, в 3-ей главе диссертации вводятся дополнительные коэффициенты.

После расчета фундаментов по деформациям необходимо проверить значение коэффициента надежности по ответственности, т.е. произвести проверку фундамента по I группе предельных состояний. Для этого рассматривается нормативное условие [140] и следующее из него неравенство:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}; \quad \gamma_n \leq \frac{\gamma_c F_u}{F}; \quad \gamma_n \leq \gamma_{n,ult}, \quad (2.11)$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы, устанавливаемый по [140];

- $\gamma_n$  – коэффициент надежности по ответственности;
- $\gamma_{n,ult}$  – предельный коэффициент надежности по ответственности, принимаемый для геотехнических категорий III-I по [140] равным 1,2; 1,15; 1,10 соответственно;
- $F$  – расчетная нагрузка на основание, кН;
- $F_u$  – сила предельного сопротивления основания, кН.

Таким образом, методика сводится к следующему. Вначале расчета устанавливается детерминированная осадка  $S_3$  для проектируемых фундаментов, указываются действующие нагрузки и характеристики грунтов основания. При этом  $S_3$  в общем случае должна удовлетворять условию  $S_3 \leq S_{np.}$ . Затем, после определения фактических размеров фундаментов  $b_i$  и  $l_i$  (2.10), осуществляется проверка основания фундаментов по несущей способности. Если полученные значения коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$  не превышают величин  $\gamma_{n,ult}$  для геотехнической категории рассматриваемого здания, то данное решение является допустимым и проверенным по 2 предельным состояниям.

Следует отметить, что выбор назначаемой осадки  $S_3$  производится исходя из «физической возможности» такого состояния основания, при котором существует взаимно обусловленная связь между свойствами грунта, действующими нагрузками и предполагаемыми размерами фундамента. Иными словами, в ряде случаев назначение осадки  $S_3$  осуществляется после нескольких итераций, устанавливающих область возможных значений размеров фундамента. При этом, как правило, наибольший экономический эффект за счет снижения его размеров и затрат на устройство достигается при  $S_3 = (0,75-0,8) \cdot S_{np.}$  [10].

Таким образом, принятие итогового решения относительно размеров фундамента и коэффициента  $\gamma_n$  остается за проектировщиком [156] исходя из:

- области возможных значений размеров фундаментов, т.е. множества вариантов его размеров в заданных условиях при варьировании  $S_3$ ;
- получения более или менее экономичных решений, но с меньшим или большим запасом надежности  $\gamma_n$ .

Отдельного внимания заслуживает вопрос учета слабого подстилающего слоя. Для этого используется следующее решение: для учета изменения НДС многослойного основания возможно применить методику Н.С. Никитиной и М.В. Малышева [93; 105], уточняющую значения коэффициентов несущей способности ( $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$ ) для соответствующего основания. Таким образом, осуществляется коррекция  $P_{np}$ , которое входит в формулу (2.6) и оказывает влияние на вычисляемую осадку.

Для практического применения изложенного метода в ряде случаев требуется осуществление ряда итераций, определяющих возможные значения осадки и размеров фундамента. Для снижения трудоемкости целесообразно применение программы для ЭВМ, позволяющей рассчитывать как вновь проектируемые, так и реконструируемые фундаменты. Данному вопросу, включая алгоритмизацию, разработку рекомендаций и программы, описание функционала программы, посвящена 4-ая глава диссертации.

## **2.3 Выравнивание деформаций внецентренно нагруженных фундаментов.**

### **Критерии предельного крена для каркасных зданий**

Изложенный метод снижения неравномерности осадок фундаментов направлен на определение размеров в условиях центрально приложенной нагрузки. Для условий внецентренного нагружения необходимо введение дополнительного критерия.

Изгибающий момент  $M$  при расчете внецентренно нагруженного фундамента по деформациям учитывается при определении его крена  $i$ ; оценить его допустимость предлагается посредством следующей проверки:

$$i \leq i_{np}, \quad (2.12)$$

где  $i_{np}$  – предельное значение крена фундамента.

Каркасные здания обладают конечной жесткостью. Для них в СП 22.13330 [140] предельные деформации представлены в виде максимальной  $S_{np}$  (или

средней  $\bar{S}$ ) осадки и относительной разности осадки  $(\Delta S/L)_u$ . Обоснованность этих величин обеспечивается обобщением статистических данных, полученных на основе обширных натурных исследований оснований зданий различных конструктивных схем и назначения (изложенных, например, в работах [39; 57; 104; 130; 132; 195; 196]). Предельные значения крена фундамента  $i_{np}$ , представленные в нормах [140], относятся к сооружениям, обладающим высокой жесткостью (доменные печи, дымовые трубы, силосы) и устраиваемым, как правило, на плитных фундаментах. В этом случае  $i_{np}$  относится ко всему сооружению в целом. Для сооружений конечной жесткости выполнение проверки крена также предусмотрено СП 22.13330 [140], однако предельные значения в силу объективных причин  $i_{np}$  не представлены. Таким образом, для проверки условия (2.14) актуализируется определение расчетных критериев, характеризующих наступление предельного крена фундамента  $i_{np}$ . Следует отметить, что множество вариантов исполнения узлов сопряжений конструкций обуславливает также и множество феноменологических критериев предельного крена. Рассмотрим наиболее характерные критерии наступления  $i_{np}$  для каркасных зданий.

Оценка предельного крена в рамках данной работы имеет два аспекта. Первый связан с расчетом оснований проектируемых фундаментов: как уже отмечалось, описанный выше метод назначения осадки применим в условиях центрального нагружения. Для фундаментов, у которых нагрузка приложена с эксцентриситетом относительно осей, необходимо провести дополнительную деформационную проверку крена. Второе назначение – оценка фактического наклона конструкций существующих каркасных зданий при мониторинге в процессе эксплуатации или реконструкции. Для этого необходимо определить систему критериев: безопасное, допустимое и предельное допустимое значение крена.

Первое безопасное условие («зеленая граница») – величина отклонения верха колонны от вертикали при её приёмке после монтажа. Данная величина является нормативной, значения для сборных железобетонных колонн представлены в таблице 2.1. При превышении данных отклонений конструкции

здания необходимо дополнительно рассчитывать на прочность и устойчивость по деформированной схеме, в связи с чем данные значения необходимо использовать при проектировании как наиболее безопасные.

Второй критерий для каркасных зданий с шарнирным сопряжением узлов («желтая граница») устанавливается на основе исключения возникновения растянутых зон в колонне при её наклоне. Для одноэтажных каркасных зданий (или эстакад) необходимо оценить величину смещения равнодействующей силы балки за ядро сечения колонны [128]. При прямоугольном сечении колонны с размерами  $h$ ,  $b$  в предположении начального центрального приложения нагрузки смещение не должно превышать величины:

$$h_{ult} < \frac{h}{6}; b_{ult} < \frac{b}{6}. \quad (2.13)$$

Таблица 2.1 – Нормативные отклонения верха колонн от вертикали

Длина колонн \ Норматив	СНиП III-16-80	СП 70.13330.2012 (СНиП 3.03.01-87) *
	Предельные отклонения, мм	
До 4000 мм	20	20
4000...8000 мм		25
8000...16000 мм	25	30
16000...25000 мм	32	40
25000...40000 мм	40	–

\* Для одноэтажных каркасных зданий

Третий критерий для каменных конструкций сводится к следующему: в ТСН 50-302-2004 [123] указан признак аварийности, заключающийся в отклонении от вертикали  $x$  на величину более  $1/50$  высоты конструкции  $h$ :

$$\frac{d}{h} = tg(\alpha); tg(\alpha) = \frac{1}{50}; \alpha = 0.02 \text{ рад}. \quad (2.14)$$

где  $\alpha$  – угол отклонения конструкции от вертикали.

Учитывая гибкую связь ограждающих конструкций с несущим каркасом и недопустимость «аварийных» значений крена, «красную границу» целесообразно ограничить, по крайней мере, половиной  $\alpha$ .

Рассмотрим отмеченную систему критериев на примере железобетонных колонн каркаса серии 1.423-3 (рисунок 2.2). «Зеленой» областью отмечено безопасное смещение колонн на основе нормативно допустимых смещений их верха. «Желтая область» включает в себя значения крена, при которых равнодействующая силы ещё не выходит за ядро сечения колонны, но уже превышает требования при их приёмке. «Красная» область принята «с запасом» относительно аварийности ограждающих каменных конструкций, присоединенных к несущему каркасу гибкими связями, – данные значения крена должны быть исключены. Следует отметить, что данные критерии введены в предположении расположения точки поворота в плоскости подошвы фундамента.

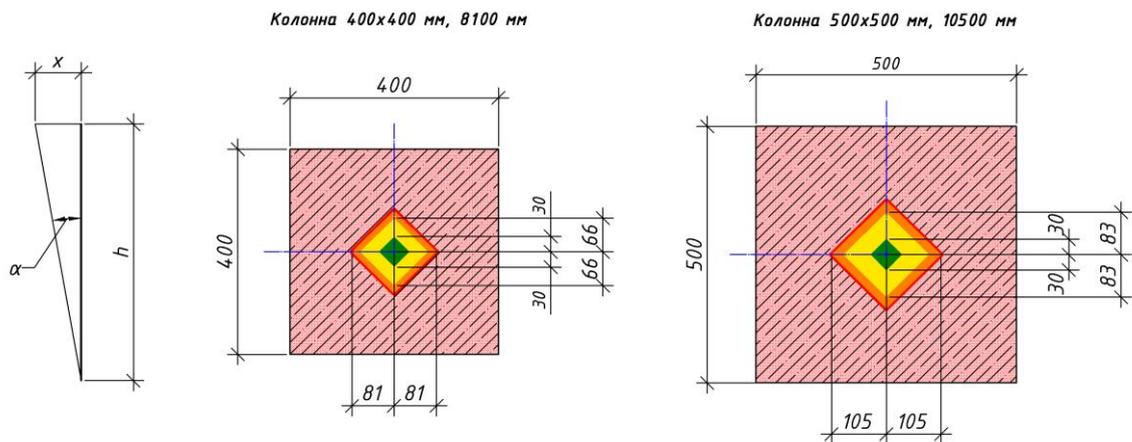


Рисунок 2.2 – Безопасные, допустимые и предельно допустимые критерии крена на примере железобетонных колонн каркаса серии 1.423-3

Таким образом, значения «желтой» и «красной» границ смещений целесообразно, в первую очередь, применять при оценке «запаса» накопленного наклона существующих конструкций, к примеру, при обследовании или мониторинге. Данные при непрерывных измерениях наклона традиционно имеют размерность угла, фиксируемого наклономерами. Приведем для уже рассмотренных колонн отмеченные границы в таблице 2.2.

Помимо оценки механической работы сопряжения балки и колонны необходимо учесть взаимодействие фундамента и надфундаментной конструкции. «Стандартный» узел сопряжения в каркасных зданиях схематично изображен на рисунке 2.3. На обрез фундамента действуют нагрузки  $N_{II}^0$ ,  $M_{II}^0$ ,  $T_{II}^0$ , а в плоскости его подошвы шириной  $b$  –  $N_{II}$ ,  $M_{II}$ ,  $T_{II}$ .

Таблица 2.2 – Критерии крена и наклона для колонн каркаса

Колонна	Критерии			Наклон, ["]			Крен, [-]		
	Граница						Граница		
	Зеленая	Желтая	Красная	Зеленая	Желтая	Красная			
400×400×8100 мм	763,9	1680,7	2062,6	0,00370	0,00814	0,01			
500×500×10500 мм	589,3	1630,5	2062,6	0,00285	0,00790	0,01			

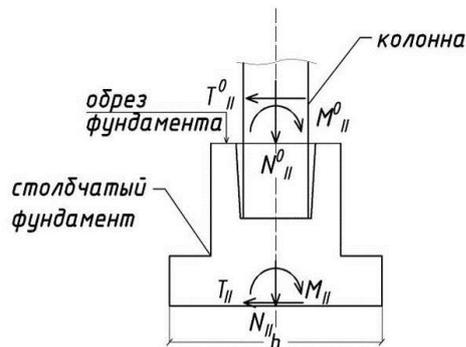


Рисунок 2.3 – Сопряжение столбчатого фундамента и колонны и действующие нагрузки

Рассмотрим решение задачи о работе железобетонной колонны, омоноличенной в подколоннике столбчатого фундамента, при его возможном крене на основе следующих допущений [8]:

1. Узел сопряжения колонны и фундамента принимается условно жестким [100]. Фактическая (ненулевая) величина крена, поворот фундамента свидетельствуют о некоторой условности жесткой заделки. В результате крен фундамента «*приводит к искривлению конструкции (нижней части колонн), сопровождающемуся возникновением дополнительных усилий в этих конструкциях...*» [123, с. 130]. Применительно к рассматриваемому варианту узла

необходимо произвести 2 конструктивные проверки, характеризующие наступление предельного крена фундамента: нижней, заземляемой части колонны и подколонника на прочность при изгибе.

2. Крен зависит от изгибающего момента  $M$  в уровне подошвы фундамента, включающего в себя значения действующих по обрезу нагрузок, а также веса грунта, фундаментных балок, при наличии – бокового давления и т.д. Учитывая вышесказанное, вводится допущение, что схема нагружения в данном случае является прямым чистым изгибом. Тогда наибольшее напряжение  $\sigma_{\text{макс.}}$  в нижней, заземляемой части колонны будет иметь следующий вид [166]:

$$\sigma_{\text{макс.}} = \frac{M_{\text{макс.}}}{W} \text{ или } M_{\text{макс.}} = \sigma_{\text{макс.}} \cdot W, \quad (2.15)$$

где  $W$  – момент сопротивления рассматриваемого сечения,  $\text{м}^3$ .

3. Тогда нормативная формула крена [140] с подстановкой выражения (2.15) будет иметь вид:

$$i_{\text{нр.}(j)} = \frac{1-\mu^2}{E_0} \cdot k_e \frac{M_{\text{макс.}}}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad i_{\text{нр.}(j)} = \frac{1-\mu^2}{E_0} \cdot k_e \frac{\sigma_{\text{макс.}} \cdot W_j}{\left(\frac{b}{2}\right)^3}, \quad (2.16)$$

где  $i_{\text{нр.}(j)}$  – предельный крен фундамента относительно заданной оси;

$W_j$  – момент сопротивления сечения колонны относительно рассматриваемой оси,  $\text{м}^3$ .

Выражение (2.16) позволяет осуществить проверку нижней, заземляемой части колонны при изгибе от момента  $M$ . Для этого необходимо определить  $M_{\text{макс.}}$  исходя из её конструктивных особенностей согласно известным решениям теории железобетонных конструкций, изложенных, например, в работах [100; 120; 142]. Таким образом, если выполняется условие (2.12) в виде  $M \leq M_{\text{макс.}}$  при отсутствии изменений остальных параметров, входящих в (2.16), то значение возникающего крена допустимо.

4. Проверка подколонника на прочность при изгибе осуществляется на основе методики, изложенной в [123], и заключается в оценке соответствия принятого фактического армирования требуемому значению, т.е.:

$$A_{\phi} \geq A_{mp.}, \quad (2.17)$$

$$A_{mp.} = \frac{M_i}{R_y \cdot \sum_j^m z_j}$$

- где  $A_{\phi}$  – фактическая площадь поперечной арматуры подколонника, м<sup>2</sup>;  
 $A_{mp.}$  – требуемая площадь поперечной арматуры подколонника, м<sup>2</sup>;  
 $M_i$  – расчетный момент, включающий в себя момент, действующий по обрезу, а также моменты от действующих по обрезу сил, кН·м;  
 $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу, МПа;  
 $m$  – количество сеток поперечной арматуры в подколоннике, шт.;  
 $z_j$  – расстояние от нижнего сечения колонны до  $j$ -ой сетки поперечной арматуры, м.

Таким образом, если выполняется условие (2.17) при отсутствии изменений остальных параметров, входящих в (2.16), то возникающий крен допустим. Следует отметить, что установление предельного крена для данного узла также возможно исходя из иных допущений [54; 55], в том числе в отношении учета податливости жесткой заделки колонны в фундамент в результате деформирования основания, например, путем рассмотрения изгиба стержня в упругом полупространстве в соответствии с решениями, изложенными в работе Б.Н. Жемочкина [62]. Учет влияния горизонтальной нагрузки  $T$  в рассматриваемом узле сопряжения предлагается осуществлять в соответствии с нормативной проверкой фундамента на сдвиг по подошве согласно [140; 143].

Дополнительный критерий предельного крена при проектировании фундаментов определяется из условия взаимодействия основания и фундамента. Согласно «традиционному» нормативному подходу предполагается, что давление под подошвой фундамента распределяется линейно, а при внецентренном нагружении основания краевое давление не должно превышать  $1,2 \cdot R$  (в угловой точке фундамента –  $1,5 \cdot R$ ). Также допускается отрыв подошвы фундамента при относительном эксцентриситете  $e_0$ , превышающем  $1/6$  [140]. В случае отрыва подошвы фундамента зависимость крена от действующего момента обладает

нелинейным характером [111], а нормативная формула крена фундамента [140] основана на их линейной зависимости. Исходя из этого для выравнивания деформаций внецентренно нагруженных фундаментов необходимо исключить возникновение отрыва подошвы фундамента ( $e_0 \leq 1/6$ ), т.е. минимальное давление  $P_{мин}$  должно быть равно нулю или превышать его. Следует подчеркнуть, что из опытов Е.А. Сорочана [138] известно, что при возрастании нагрузки осадки внецентренно нагруженных фундаментов опережают осадки центрально нагруженных за счет развития зон предельного состояния на бóльшую глубину, при этом с повышением  $e_0$  соотношение осадок  $S_e/S_{e=0}$  существенно увеличивается. Экспериментально установлено [138], что при  $e_0 \leq 1/5$  соотношение  $S_e/S_{e=0} \approx 1$ , т.е. введения требования  $e_0 \leq 1/6$  позволяет ограничить изменения очертания зон предельного состояния и рассчитывать внецентренно нагруженные фундаменты по указанной ранее методике с проверкой крена  $i$ .

С учетом вышеизложенных допущений произведем ряд преобразований для величины  $i_{np}$ :

$$P_{мин} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}, \quad P_{мин} = 0, \quad M_x = \frac{N \cdot l}{6}, \quad M_y = \frac{N \cdot b}{6},$$

$$i_{np.x} = \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot k_e \frac{4N}{3 \cdot l^2}, \quad i_{np.y} = \frac{1 - \mu^2}{E_0} \cdot k_e \frac{4N}{3 \cdot b^2}. \quad (2.18)$$

Таким образом, для выравнивания деформаций внецентренно нагруженных фундаментов необходимо оценить действующий крен и сравнить его с введенными критериями  $i_{np}$ . Из них необходимо определить наименьшее значение предельного крена  $i_{np}$ , отражающего наиболее неблагоприятные условия в конкретной расчетной схеме. Разработанные решения следует рассматривать как дополнение к существующим нормативным ограничениям деформаций, позволяющее корректно оценить влияние крена фундамента на НДС конструкций каркасных зданий.

## 2.4 Выводы по второй главе

1. Вопросы обеспечения механической безопасности, сохранности ограждающих и второстепенных конструкций каркасных зданий приобрели решающее значение в связи с широким использованием данной конструктивной схемы для зданий общественного и жилого назначения. Минимизировать риски развития дефектов в них и формирования повреждений возможно только путем минимизации неравномерности осадок отдельных фундаментов. Для этого возможно использовать инженерный метод выравнивания осадок, учитывающий нелинейное деформирование грунтов основания, являющееся обязательным нормативным требованием 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

2. В рамках метода выравнивания осадок введены границы нелинейной работы основания путем ограничения диапазона возможного давления на основание. Так, учет нелинейного характера деформирования начинается с величины  $l, l \cdot P_{н.кр.}$ , принятой в качестве «нижнего» граничного условия, поскольку рассматриваемая область давлений делится на конечные элементарные отрезки, равные  $0, l \cdot P_{н.кр.}$ . Необходимость «дробления» зависимости «объема» зон пластических деформаций от давления  $V = f(P)$  на достаточно мелкие «отрезки» связана с точностью назначаемой расчетной осадки и с возможностью использования максимального количества детерминированных состояний грунта. Дальнейшее уменьшение «шага» – длины «отрезка» – не оказывает значимого влияния на конечный результат.

3. Назначение осадки производится исходя из физической возможности такого состояния основания, при котором существует взаимно обусловленная связь между свойствами грунта, действующими нагрузками и предполагаемыми размерами фундамента. Наибольший экономический эффект за счет снижения его размеров достигается при расчетной осадке  $S_z$  равной от 0,75 до 0,8 предельной  $S_{макс}$  для рассматриваемого вида здания.

4. Для проектирования внецентренно нагруженных фундаментов каркасных зданий с шарнирным опиранием балок и колонн с выравненной неравномерностью осадки вводится дополнительная деформационная проверка, заключающейся в предотвращении возникновения предельного крена. Для его определения вводятся расчетные критерии, основанные на исключении растягивающих напряжений в грунте основания, анализе взаимодействия надфундаментных и фундаментных конструкций. Предложенные решения следует рассматривать как дополнение к нормативным ограничениям.

## ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЯ

### 3.1 Методика проведения лотковых штамповых испытаний грунта.

#### Цель и задачи экспериментов

При проектировании фундаментов по предлагаемому методу необходимо учесть характер нарастания осадки при деформировании грунтов различной плотности сложения в условиях нелинейной работы основания. Для этого в выражение для определения осадки с использованием коэффициента нелинейной упругопластической работы  $K_i$  (2.6) целесообразно ввести функциональные зависимости, зависящие от состояния грунта, установленные экспериментально.

Таким образом, целью экспериментальных исследований является построение функциональных зависимостей при различной плотности грунтового основания при его нагружении вплоть до достижения предельного давления [140]. Учитывая широкую распространенность песчаных пород, на долю которых приходится до 18–21 % дисперсных грунтов [177], в экспериментах использовался пылеватый песок.

С точки зрения анализа архивных сведений отдельного внимания заслуживают многоаспектные экспериментальные исследования деформирования различных по составу и происхождению грунтов, в том числе глинистых, проводившиеся на кафедре «Основания и фундаменты» ЛИСИ и в настоящее время – на кафедре «Геотехника» СПбГАСУ – различными авторами (например: [33; 99; 174]). Учитывая рассматриваемый диапазон давления в диссертационной работе, применимость архивных данных несколько ограничена, поскольку испытания, как правило, проводились при среднем давлении на основание до достижения  $R$ .

В рамках экспериментальных исследований должна учитываться возможность проведения параллельных (многократно повторяемых) опытов в одинаковых или схожих грунтовых условиях для получения достоверных

сведений. В связи с техническими трудностями [49], а часто и невозможностью проведения натурных исследований деформирования грунтов основания до достижения ими предельного состояния с некоторой заданной повторяемостью, экспериментальные исследования целесообразно осуществлять в лабораторных лотковых условиях [56; 58]. Для достижения поставленной цели экспериментальных исследований использовался разработанный П.А. Кравченко стенд [81] в лаборатории кафедры «Основания и фундаменты» ПГУПС, предназначенный для проведения маломасштабного моделирования фундаментных конструкций, и, в том числе, штамповых испытаний.

Проведение лабораторных лотковых штамповых испытаний, которые были выбраны в качестве экспериментального метода получения сведений о различиях процесса деформирования грунта различной плотности, необходимо осуществлять с учетом условий моделирования [170]. В экспериментах использовался песок пылеватый [81], который, несмотря на наличие незначительного по величине сцепления  $c$ , допустимо рассматривать как сыпучую среду. Для неё необходимо выполнение следующих условий [170], характеризующих взаимосвязь между масштабными множителями:

$$\begin{aligned}\alpha_n &= \alpha_l \alpha_\gamma, \\ \alpha_\phi &= 1,\end{aligned}\tag{3.1}$$

где  $\alpha_n$  – масштабный множитель, устанавливающий взаимосвязь напряженного состояния грунта основания модели и натурных условий;

$\alpha_l$  – масштабный множитель, устанавливающий взаимосвязь наиболее характерного размера штампа (модели) и натурального фундамента;

$\alpha_\gamma$  – масштабный множитель, устанавливающий взаимосвязь удельного веса грунта основания модели и натурных условий;

$\alpha_\phi$  – масштабный множитель, устанавливающий взаимосвязь угла внутреннего трения грунта основания модели и натурных условий.

Исходя из того, что при проведении лотковых испытаний допускается идентичность характеристик исследуемого используемого грунта натурным

значениям, то  $\alpha_\gamma$  и  $\alpha_\phi$  принимаются равными 1. Тогда (3.1) принимает вид:

$$\alpha_n = \alpha_l. \quad (3.2)$$

Учитывая выражение (3.2), для обеспечения подобия распределения напряжений и очертаний зон предельного состояния в основании штампа (модели) и натурального фундамента необходимо при увеличении его наиболее характерного размера в  $n$  раз также увеличить в  $n$  раз величину интенсивности нагрузок на рассматриваемую фундаментную конструкцию; таким образом, данная зависимость позволяет перейти к рассмотрению определенного натурального фундамента вместо штампа (модели). Однако следует отметить, что согласно работе проф. В.А. Флорина, при моделировании «для оценки тех или иных расчетных методов определения осадок необходимые расчеты должны быть произведены применительно к размерам штампа» [170, с. 93], т.е. при решении поставленной исследовательской задачи, связанной с установлением дополнительных расчетных эмпирических коэффициентов состояния грунта, при проведении вычислений необходимо использовать фактические размеры штампов (моделей).

Лабораторные лотковые штамповые испытания грунта проводились в лотке цилиндрической формы, изображение которого и принципиальная схема испытания представлены на рисунке 3.1.

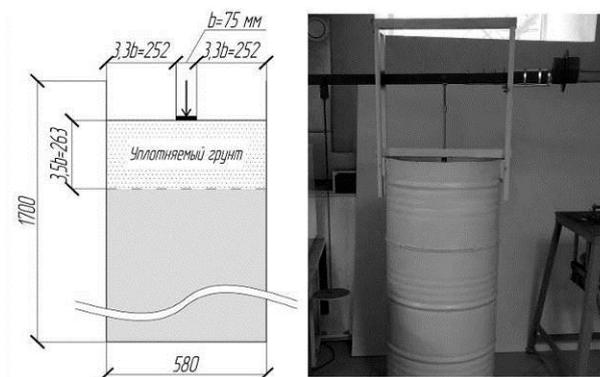


Рисунок 3.1 – Принципиальная схема лабораторного лоткового штампового испытания и его изображение

Основание из маловлажного пылеватого песка ( $\phi = 35^\circ$ ) перед каждым испытанием послойно уплотнялось в среднем до  $\gamma = 13,6 \text{ кН/м}^3$  для всех

рассматриваемых плотностей сложения. В рамках проводимых исследований использовались круглые жесткие штампы диаметрами  $\varnothing 7,5$  и 10 см. Размер лотка в плане превышал диаметры штампов в 6–7 раз. Для достижения указанной ранее цели эксперимента, ставились следующие задачи эксперимента: подготовка опыта – грунта основания, его проведение, обработка полученных результатов.

Подготовка опыта. Данный этап заключался в обеспечении необходимого состояния грунта основания. Для этого производилось извлечение грунта из лотка на глубину, примерно равную 4-м диаметрам штампа, с последующей естественной сушкой (воздушно-сухое состояние грунта) и его перемешиванием до однородного состояния. В дальнейшем грунт увлажнялся и укладывался в лоток слоями примерно по 2 см (с контролем горизонтальности с помощью уровня) с уплотнением гирями различной массы (в зависимости от его необходимой плотности [44]), а также равномерным постукиванием по корпусу лотка молотком с резиновым наконечником. В рамках определенной серии опытов воссоздавались единообразные условия уплотнения, т.е. укладывались слои грунта примерно равной толщины, использовались гири заданной массы, производилось одинаковое количество ударов молотком (с идентичной амплитудой и частотой) в обозначенные заранее точки корпуса лотка.

Исходя из сути решаемой задачи исследования, особое внимание уделялось вопросу определения удельного веса грунта  $\gamma$ . Для этого использовался прямой метод – метод режущего кольца [44] и 2 косвенных: динамическое зондирование облегчённым аналогом легкого забивного зонда (рисунок 3.2) – использование известных эмпирических зависимостей между  $N$ -параметром (количеством ударов) и удельным весом грунта  $\gamma$  [16]; фиксация фактического перемещения поверхности слоя грунта до и после его уплотнения посредством применения лазерного дальномера, закрепленного на раме рычажного устройства.

Проведение испытания. После подготовки грунта основания на его поверхность устанавливался штамп, к которому посредством рычажного устройства с использованием штока передавалась нагрузка. Фиксация перемещения штампа осуществлялась индикатором часового типа с диапазоном

измерения до 10 мм и ценой деления 0,01 мм. Полученные результаты измерений обрабатывались в виде графических зависимостей «осадка-давление» ( $S = f(P)$ ) и «осадка-время» ( $S = f(t)$ ) (рисунок 3.3).

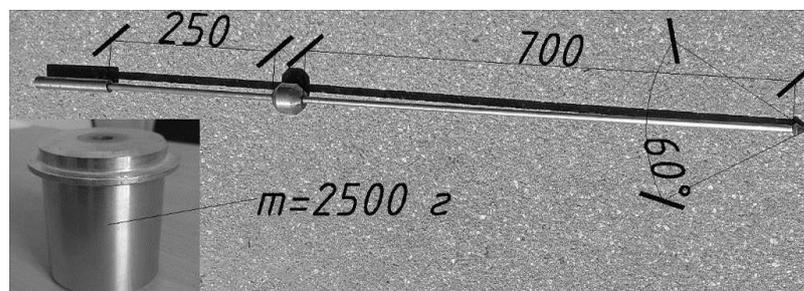


Рисунок 3.2 – Изображение и основные размеры облегчённого аналога легкого забивного зонда

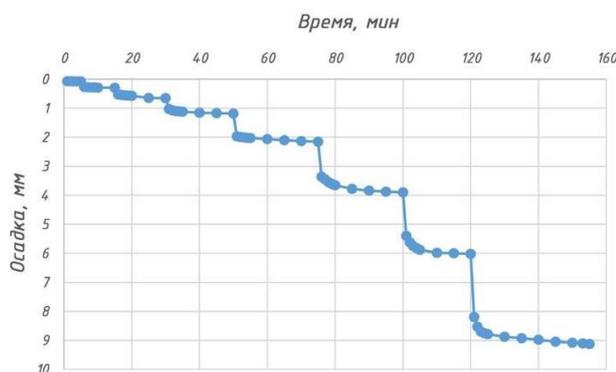


Рисунок 3.3 – Пример графической зависимости «осадка-время» ( $S = f(t)$ ), построенной по результатам одного из опытов с грунтом средней плотности

Время условной стабилизации осадки штампа принималось в соответствии с ГОСТ 20276-2012 [41], составляющее для пылеватых маловлажных песков 1 час при деформации за этот период не более 0,1 мм. Однако опытные данные показали, что снижение скорости осадки штампа часто происходит значительно быстрее (менее 0,01 мм/ч), приводя к фактически нулевому её росту, т.е. к затуханию, что наглядно изображено на рисунке 3.3.

Обработка полученных результатов. Для решения поставленной задачи исследования и установления искомых коэффициентов были проведены 3 серии экспериментов с различными плотностями укладки песчаного грунта: рыхлый, средней плотности, плотный. Полученные значения удельного веса  $\gamma$  в сериях

колебались незначительно, несмотря на существенные различия в характере уплотнения. Однако данные различия обусловили изменение сцепления грунта  $c$ : от 0,58 кПа для рыхлого грунта до 1,5 кПа для плотного, что существенно отразилось на величине предельного давления  $P_{пр.}$  в соответствующей серии. Исходя из этого, в качестве критерия отнесения грунта искусственного сложения к определенной категории использовался индекс плотности  $I_D$ . Обработка измерений характеристик грунта производилась в соответствии с ГОСТ 20522-2012 [42]. Фактические осредненные исходные данные испытаний представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Исходные данные лотковых испытаний

Параметр	Серия		
	Рыхлый	Средней плотности	Плотный
Количество опытов в серии	3	6	4
Средний удельный вес грунта в серии, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	13,42	13,56	13,82
Сцепление, $c$ , кПа	0,58	0,92	1,5
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	6,08	9,67	15,89
Предельное давление, $P_{пр.}$ , кПа	52,8	73,1	109,1
Плотность твердых частиц, $\rho_s$ , т/м <sup>3</sup>	2,68		
Средняя плотность грунта в серии, $\rho$ , кН/м <sup>3</sup>	1,37	1,38	1,41
Индекс плотности, $I_D$	0,31	0,5	0,69

При проведении опытов в каждой определенной серии ставилась задача получения не менее трехкратной повторяемости результатов функции  $S = f(P)$ . Для достижения этого было осуществлено значительно большее число опытов, после чего производилось исключение экспериментов с грубыми погрешностями посредством применения критерия Смирнова-Граббса [26] в соответствии с требованиями ГОСТ Р 8.736-2011 [45]. Результаты отобранных лотковых

испытаний и оценки измерений значений осадки штампа при заданной ступени нагружения по указанному критерию изложены далее в таблицах 3.2–3.4.

Исходя из полученных значений (таблицы 3.2–3.4), очевидно, что принятые результаты измерений осадки удовлетворяют введенному ранее критерию, а именно:

$$G_1 < [G], \quad G_2 < [G], \quad (3.3)$$

где  $G_1, G_2$  – величины, соответственно характеризующие отклонения максимального и минимального значения выборочных данных;

$[G]$  – пороговое значение величин  $G_1$  и  $G_2$  при заданном уровне значимости  $\alpha$  и объеме выборки  $n$ .

Таким образом, рассмотренные результаты эксперимента принимаются к последующему осреднению [44]. Для наглядности представим осредненные и экспериментальные данные в виде зависимостей  $S = f(P)$  (рисунки 3.4–3.6).

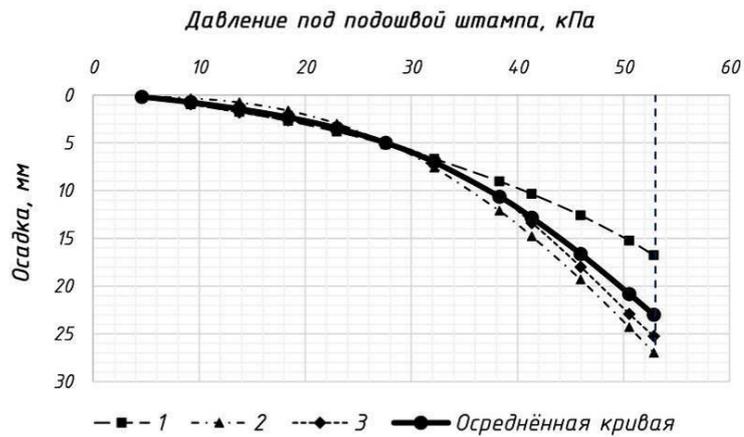


Рисунок 3.4 – Зависимости  $S = f(P)$  для серии испытаний с рыхлым грунтом

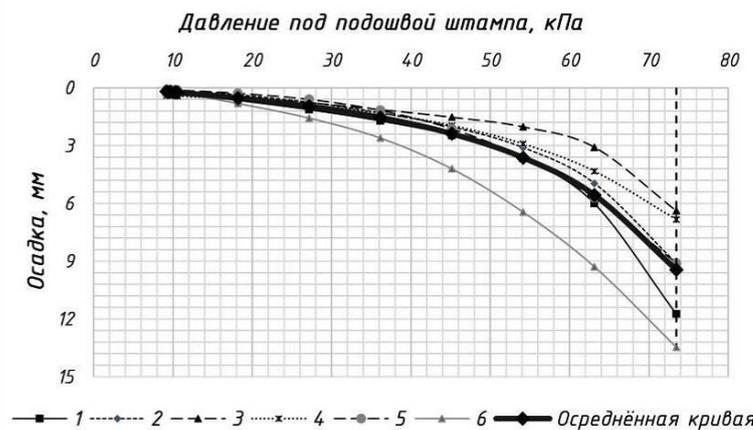


Рисунок 3.5 – Зависимости  $S = f(P)$  для серии испытаний с грунтом средней плотности

Таблица 3.2 – Результаты испытаний рыхлого грунта ( $S = f(P)$ ) и их обработка

Давление на грунт, $P$ , кПа	Осадка в опыте $N, S$ , мм			$S_{мин.}$ , мм	$S_{макс.}$ , мм	$S_{ср.}$ , мм	Среднекв. отклонение, $S_0$ , мм	$G_1$	$G_2$	$[G]$ ( $\alpha = 0,05$ ) [127]
	I	II	III							
6,1	0,42	0,15	0,44	0,15	0,44	0,34	0,16	0,63	1,15	1,41
6,6	0,51	0,17	0,54	0,17	0,53	0,41	0,20	0,64	1,15	
7	0,58	0,19	0,6	0,19	0,60	0,45	0,23	0,63	1,15	
9,2	0,96	0,3	0,96	0,30	0,96	0,74	0,38	0,59	1,15	
13,8	1,80	0,75	1,77	0,75	1,80	1,44	0,60	0,61	1,15	
18,4	2,63	1,6	2,7	1,60	2,70	2,31	0,61	0,63	1,15	
23	3,57	2,98	3,82	2,98	3,82	3,45	0,43	0,84	1,10	
27,6	4,85	4,96	5,14	4,85	5,14	4,98	0,15	1,08	0,89	
32,2	6,79	7,58	6,67	6,67	7,58	7,01	0,50	1,15	0,69	
38,3	10,75	12,1	9,02	9,02	12,10	10,63	1,54	0,96	1,04	
41,4	13,38	14,79	10,36	10,36	14,79	12,84	2,27	0,86	1,10	
46	17,99	19,31	12,6	12,60	19,31	16,63	3,56	0,75	1,13	
50,5	22,92	24,32	15,24	15,24	24,32	20,83	4,89	0,71	1,14	
52,8	25,25	26,98	16,76	16,76	26,98	23	5,47	0,73	1,14	



Таблица 3.4 – Результаты испытаний плотного грунта ( $S = f(P)$ ) и их обработка

Давление на грунт, $P$ , кПа	Осадка в опыте $N, S$ , мм				$S_{мин.}$ , мм	$S_{макс.}$ , мм	$S_{ср.}$ , мм	Среднекв. отклонение, $S_0$ , мм	$G_1$	$G_2$	$[G]_{(\alpha=0,05)} [127]$
	I	II	III	IV							
9,2	0,1	0,06	0,03	0,05	0,03	0,1	0,06	0,03	1,38	0,98	1,69
15,9	$1,1 P_{н.сп.}$	0,16	0,07	0,13	0,07	0,16	0,12	0,04	1,23	1,14	
16	$R$	0,16	0,07	0,13	0,07	0,16	0,12	0,04	1,23	1,14	
17,3	$1,2 P_{н.сп.}$	0,17	0,11	0,09	0,14	0,09	0,13	0,04	1,21	1,13	
18,2		0,18	0,12	0,09	0,15	0,09	0,14	0,04	1,21	1,12	
27,2		0,24	0,19	0,19	0,25	0,19	0,22	0,03	1,08	0,87	
36,2		0,3	0,27	0,31	0,45	0,27	0,33	0,08	1,46	0,8	
45,2		0,37	0,35	0,48	0,76	0,35	0,49	0,19	1,43	0,74	
54,1		0,45	0,45	0,71	1,2	0,45	0,7	0,36	1,4	0,73	
63,1		0,56	0,57	1,02	1,76	0,56	0,98	0,57	1,39	0,74	
72,1		0,68	0,73	1,39	2,42	0,68	1,3	0,81	1,38	0,77	
81,1		0,83	0,95	1,82	3,2	0,83	1,7	1,09	1,37	0,8	
90,1		1,03	1,27	2,38	4,15	1,03	2,21	1,42	1,37	0,82	
99,1		1,3	1,7	3,2	5,38	1,3	2,89	1,85	1,34	0,86	
109,1	$P_{пр.}$	1,72	2,38	4,86	7,3	1,72	4,06	2,55	1,27	0,92	

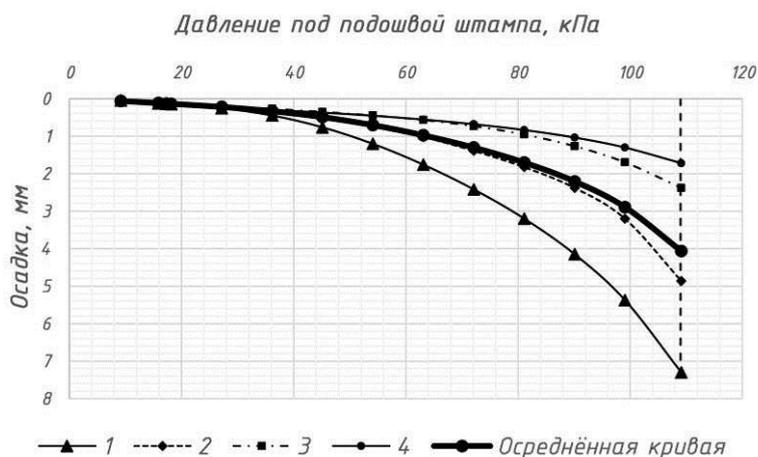


Рисунок 3.6 – Зависимости  $S = f(P)$  для серии испытаний с плотным грунтом

Следует отметить, что среднее арифметическое значение осадки на каждой ступени нагружения представляет собой несмещенную, состоятельную и эффективную оценку её математического ожидания [89] в рамках обобщенной для некоторой серии испытаний зависимости  $S = f(P)$ , что позволяет использовать её для введения расчетных эмпирических коэффициентов, зависящих от плотности сложения грунта.

### 3.2 Определение расчетных эмпирических коэффициентов, зависящих от плотности сложения грунта

Для учета характера нарастания осадки при нелинейной работе основания различной плотности сложения целесообразно ввести расчетные функциональные зависимости, установленные экспериментально, и на их основе соответствующие эмпирические коэффициенты.

Определение данных коэффициентов осуществлялось путем сопоставления расчетной кривой «осадка-давление», построенной с использованием коэффициента нелинейной работы  $K_i$  (2.6) [3] и соответствующих характеристик грунта в рассматриваемой серии, и обобщенной зависимости  $S = f(P)$ , полученной в результате обработки экспериментальных данных.

Учитывая наибольший разброс их значений при давлениях, близких к предельным, а также необходимость обеспечения достаточного запаса надежности по несущей способности грунта, ограничим рассматриваемую область нелинейной работы грунта основания (в долях от  $P_{нр.}$ ). Для этого проанализируем две функциональные зависимости относительно определенной степени нагружения  $P$  (рисунки 3.7–3.9): первая – отношение расчетного  $S$  и экспериментального  $S_{эк}$  значения осадки ( $S/S_{эк} = f(P)$ ), вторая – коэффициент превышения фактического среднего давления под подошвой штампа  $P_i$  начального критического давления  $P_{н.кр.}$  ( $P_i/P_{н.кр.} = f(P)$ ), который допустимо рассматривать в качестве оценки влияния местных разрушений грунта основания (т.е. микроразрывов [129]).

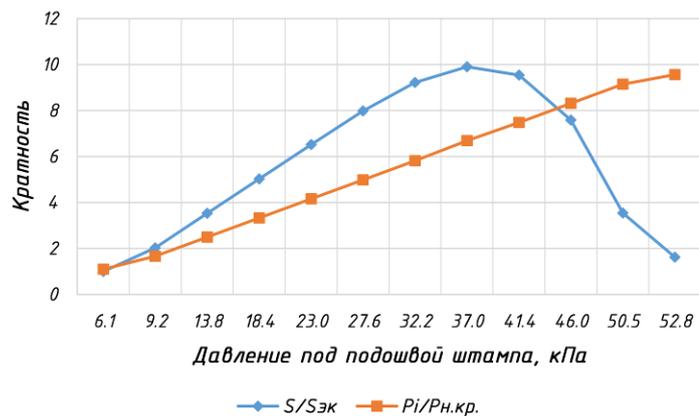


Рисунок 3.7 – Зависимости  $S/S_{эк}$ ,  $P_i/P_{н.кр.}$  для серии испытаний с рыхлым грунтом

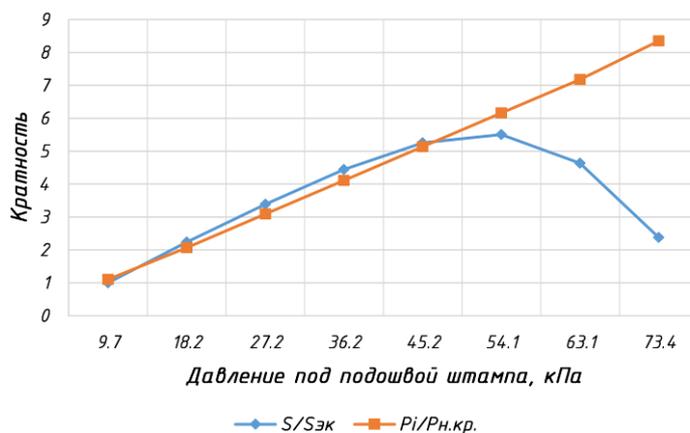


Рисунок 3.8 – Зависимости  $S/S_{эк}$ ,  $P_i/P_{н.кр.}$  для серии испытаний с грунтом средней плотности

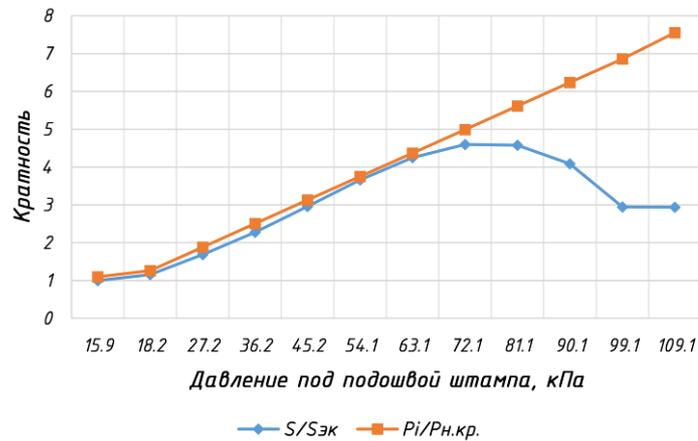


Рисунок 3.9 – Зависимости  $S/S_{эк}$ ,  $P_i/P_{н.кр.}$  для серии испытаний с плотным грунтом

Исходя из анализа данных графиков, на определенных интервалах давления  $P$  очевидно наличие положительной корреляционной зависимости между указанными ранее функциями, которая представляет интерес для дальнейшей обработки. Учитывая корреляцию между кратностями данных функций, рассмотрим зависимость  $S/S_{эк} = f\left(\frac{P_i}{P_{н.кр.}}\right)$  (рисунки 3.10–3.12), а для ограничения нелинейной работы грунта используем точки перегиба функции  $S/S_{эк} = f(P)$ .

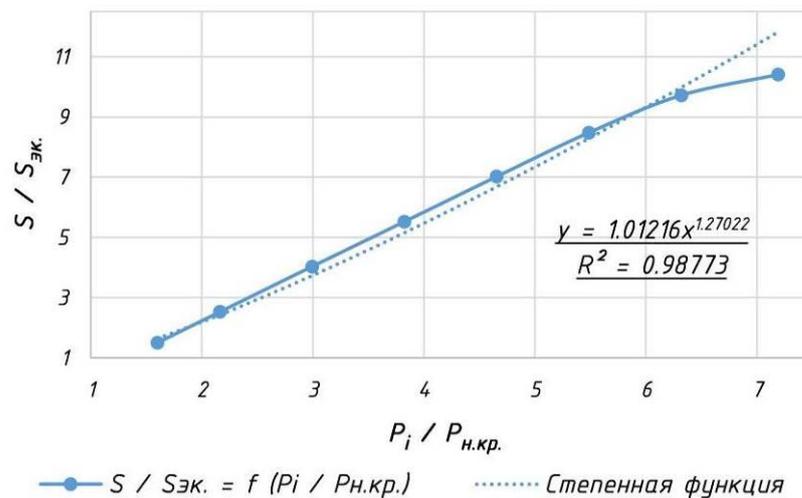


Рисунок 3.10 – Зависимость  $S/S_{эк} = f(P)$  для серии испытаний с рыхлым грунтом

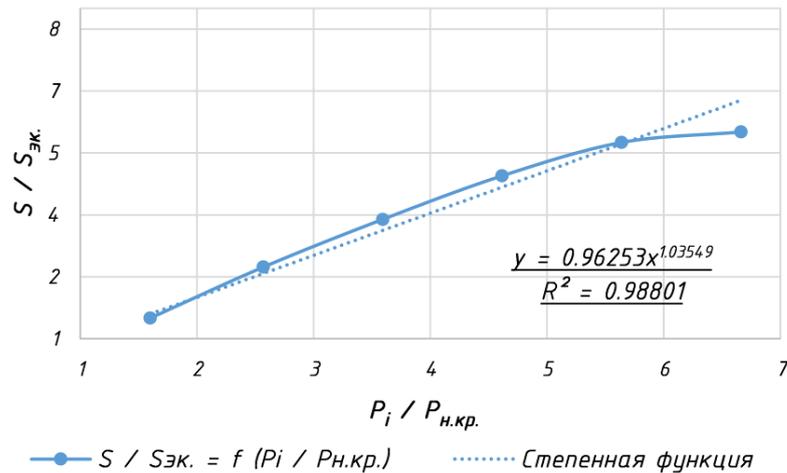


Рисунок 3.11 – Зависимость  $S/S_{эк} = f(P)$  для серии испытаний с грунтом средней плотности

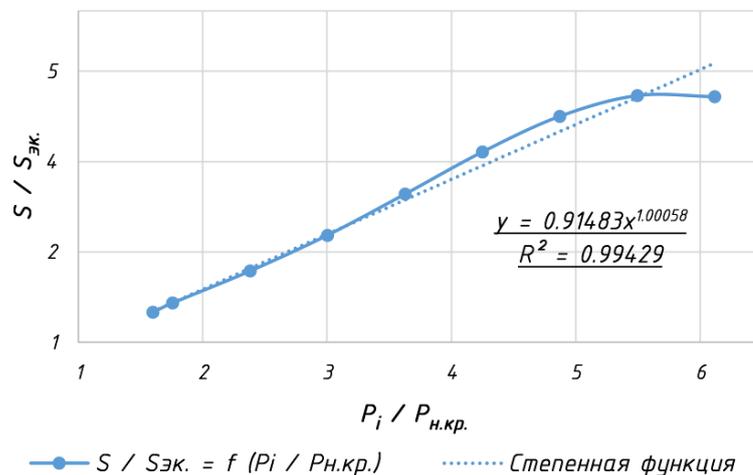


Рисунок 3.12 – Зависимость  $S/S_{эк} = f(P)$  для серии испытаний с плотным грунтом

На рисунках 3.10–3.12 представлена зависимость  $S/S_{эк} = f\left(\frac{P_i}{P_{н.кр.}}\right)$  и её аппроксимация степенной функцией вида  $y = kx^a$ . Полученные в результате коэффициенты детерминации являются наибольшими по сравнению с другими возможными функциями и достаточно близкими к 1. «Верхней» границей области нелинейной работы грунта в среднем по сериям является величина  $0,7 \cdot P_{нр.}$ .

Учитывая вышеизложенное, становится возможным введение в исходную формулу (2.7) для вычисления осадки при нелинейной работе грунта

коэффициентов его состояния – расчетных эмпирических коэффициентов, зависящих от плотности сложения. С учетом полученных коэффициентов при степенной функции (рисунки 3.10–3.12) формула (2.7) примет следующий вид для рыхлых, средней плотности и плотных грунтов соответственно:

$$S^{сл.} = 1,01 \cdot S_{1,1 \cdot P_{н.кр.}} \cdot K_i \cdot \left( \frac{P_i}{P_{н.кр.}} \right)^{1,27}, \quad (3.4)$$

$$S^{сп.} = 0,96 \cdot S_{1,1 \cdot P_{н.кр.}} \cdot K_i \cdot \left( \frac{P_i}{P_{н.кр.}} \right)^{1,04}, \quad (3.5)$$

$$S^{пл.} = 0,91 \cdot S_{1,1 \cdot P_{н.кр.}} \cdot K_i \cdot \left( \frac{P_i}{P_{н.кр.}} \right)^1, \quad (3.6)$$

а формула (2.10), записанная в общем виде относительно осадки  $S_3$ :

$$S_3 = \frac{\eta b^2 \cdot (P_{np} - 1,05 P_{н.кр.})}{\eta b^2 \cdot P_{np} + \eta b^2 \cdot 0,05 P_{н.кр.} - \eta b^2 \cdot d\gamma_{сп} - N_0} \cdot \frac{1,1 P_{н.кр.} \cdot \omega \cdot b \cdot (1 - \mu^2)}{E_0} \cdot \frac{k \cdot \left( \frac{N_0}{\eta b^2} + d\gamma_{сп} \right)^n}{P_{н.кр.}^n}, \quad (3.7)$$

где  $k, n$  – эмпирические коэффициенты, соответствующие плотности сложения грунта, принимаемые для рыхлых грунтов 1,01; 1,27, для средней плотности – 0,96; 1,04, для плотных – 0,91; 1.

Сопоставление расчетных осадок с учетом введенных коэффициентов с экспериментальными данными позволяет определить расхождения результатов (в процентном отношении результаты представлены на рисунке 3.13) на каждой ступени нагружения для различных плотностей сложения грунта. Для рыхлых грунтов осредненное отклонение по ступеням нагружения составляет 7,7 %, для средних – 7,8 %, для плотных грунтов – 3,7 %. Данные результаты для инженерного метода расчета следует считать вполне приемлемыми.

Таким образом, введение расчетных коэффициентов на основе определенных функциональных зависимостей позволяет использовать при расчете оснований фундаментов интервал давлений от  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$  до  $\approx 0,6 - 0,7 \cdot P_{np.}$ , учесть нелинейную работу грунта, повысить давление на основание и снизить затраты на устройство фундаментов за счет сокращения их размеров.

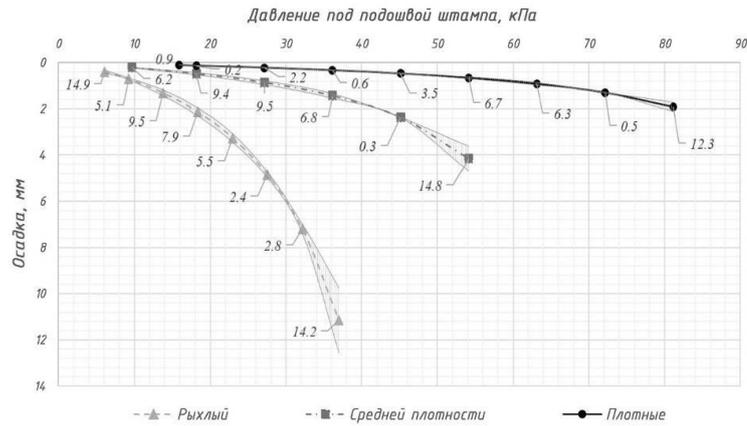


Рисунок 3.13 – Расхождения результатов построенных кривых  $S = f(P)$  с учетом введенных коэффициентов по сравнению с экспериментом (в процентном отношении)

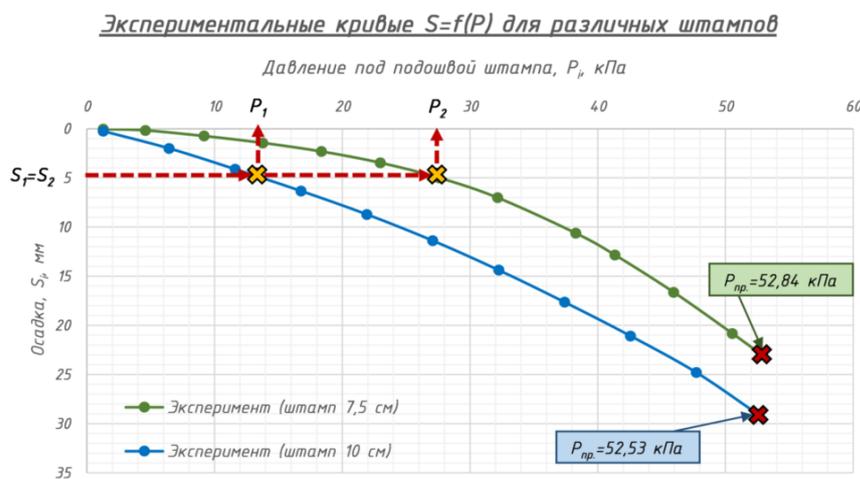
### 3.3 Экспериментальная оценка принятых допущений. Решение задачи об определении неравномерности детерминированной осадки

Во второй главе данной работы изложены основные принятые допущения предлагаемого метода расчета основания фундаментов [3; 5; 10; 181]. Для обоснования его практической применимости необходимо оценить введенные допущения, указанные во второй главе, на основе экспериментальных исследований. Для этого необходимо осуществить постановку и решение задачи об определении неравномерности детерминированной осадки  $S_3$  и оценить величину возникающей погрешности.

Сформулируем данную задачу: определить размеры 2-х штампов с одинаковой осадкой  $S_3$  и различными величинами вертикальных нагрузок  $N_i$ , оценить отклонение между расчетно-теоретическим и фактически полученным экспериментальным значением давления под подошвой штампа. Для этого проведем дополнительные лабораторные лотковые испытания. Испытательный стенд, штампы и схема опыта аналогичны описанным ранее. Решим представленную задачу для грунтов различной плотности.

Рыхлый грунт. Зададимся одинаковой величиной осадки  $S_3 = S_1 = S_2 = 5$  мм и различными вертикальными нагрузками  $N_1 = 0,095$  кН,  $N_2 = 0,13$  кН. Определим необходимые ширины штампов, исходя из указанных условий нагружения и

заданной осадки. Для этого используем формулу (3.7) и в результате расчета получим ширины штампов  $b_1 = 0,09$  м и  $b_2 = 0,067$  м. Для цилиндрического лотка, как правило, используются круглые штампы. Определим их диаметры с учетом эквивалентной площади:  $d_1 = 0,103$  м,  $d_2 = 0,0756$  м. Для испытаний примем  $\varnothing_1 = 0,1$  м,  $\varnothing_2 = 0,075$  м, теоретические давления под их подошвами составят соответственно  $P_1 = 12,09$  кПа и  $P_2 = 29,42$  кПа. Сопоставим полученные расчетные данные с результатами проведенных штамповых испытаний, представленными в виде графической зависимости  $S = f(P)$  (рисунок 3.14).



Осреднённые данные для серии  
опытов с рыхлым грунтом

Штамп	7,5 см	10 см
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	13,42	13,44
Сцепление, $c$ , кПа	0,577	0,467

Рисунок 3.14 – Осредненные экспериментальные кривые  $S = f(P)$ , полученные для различных штампов в лабораторных испытаниях (серия с рыхлым грунтом)

Анализ графика (рисунок 3.14) показал, что при заданной осадке  $S_1 = S_2 = 5$  мм экспериментальное значение давления под подошвой штампа  $\varnothing_1 = 0,1$  м составило 13,7 кПа, для  $\varnothing_2 = 0,075$  м – 27,3 кПа. Из этого очевидно, что отклонения экспериментальных значений давлений от расчетно-теоретических  $P_1$  и  $P_2$  минимальны (13,3 % и 7,7 %) и в среднем составляют примерно 10,5 %.

Грунт средней плотности. Зададимся одинаковой величиной осадки  $S_3 = S_1 = S_2 = 3$  мм и различными вертикальными нагрузок  $N_1 = 0,11$  кН,  $N_2 = 0,22$  кН. Определим необходимые ширины штампов исходя из указанных условий нагружения и заданной осадки. Для этого используем формулу (3.7) и в результате расчета получим ширины штампов  $b_1 = 0,084$  м и  $b_2 = 0,066$  м.

Определим их диаметры с учетом эквивалентной площади:  $d_1 = 0,094$  м,  $d_2 = 0,074$  м. Для испытаний примем  $\varnothing_1 = 0,1$  м,  $\varnothing_2 = 0,075$  м, давления под их подошвами составят соответственно  $P_1 = 14$  кПа и  $P_2 = 49,79$  кПа. Сопоставим полученные расчетные данные с результатами проведенных штамповых испытаний, представленными на рисунке 3.15.

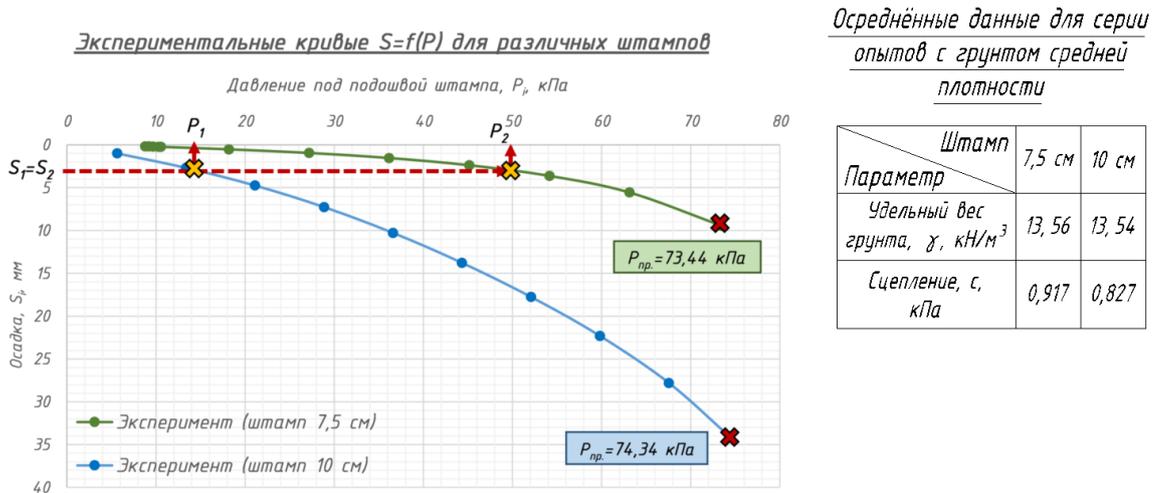


Рисунок 3.15 – Осредненные экспериментальные кривые  $S = f(P)$ , полученные для различных штампов в лабораторных испытаниях (серия с грунтом средней плотности)

Анализ графика (рисунок 3.15) показал, что при заданной осадке  $S_1 = S_2 = 3$  мм экспериментальное значение давления под подошвой штампа  $\varnothing_1 = 0,1$  м составило 14,6 кПа, для  $\varnothing_2 = 0,075$  м – 50,7 кПа. Из этого очевидно, что отклонения экспериментальных значений давлений от расчетно-теоретических  $P_1$  и  $P_2$  минимальны (4,3 % и 1,8 %) и в среднем составляют примерно 3,1 %.

Плотный грунт. Зададимся одинаковой величиной осадки  $S_3 = S_1 = S_2 = 2$  мм и различными вертикальных нагрузок  $N_1 = 0,135$  кН,  $N_2 = 0,38$  кН. Определим необходимые ширины штампов исходя из указанных условий нагружения и заданной осадки. Для этого используем формулу (3.7) и в результате расчета получим ширины штампов  $b_1 = 0,083$  м и  $b_2 = 0,067$  м. Определим их диаметры с учетом эквивалентной площади:  $d_1 = 0,093$  м,  $d_2 = 0,0756$  м. Для испытаний примем  $\varnothing_1 = 0,1$  м,  $\varnothing_2 = 0,075$  м, давления под их подошвами составят

соответственно  $P_1 = 17,18$  кПа и  $P_2 = 86,03$  кПа. Сопоставим полученные расчетные данные с результатами проведенных штамповых испытаний, представленными в виде графической зависимости  $S = f(P)$  (рисунок 3.16).

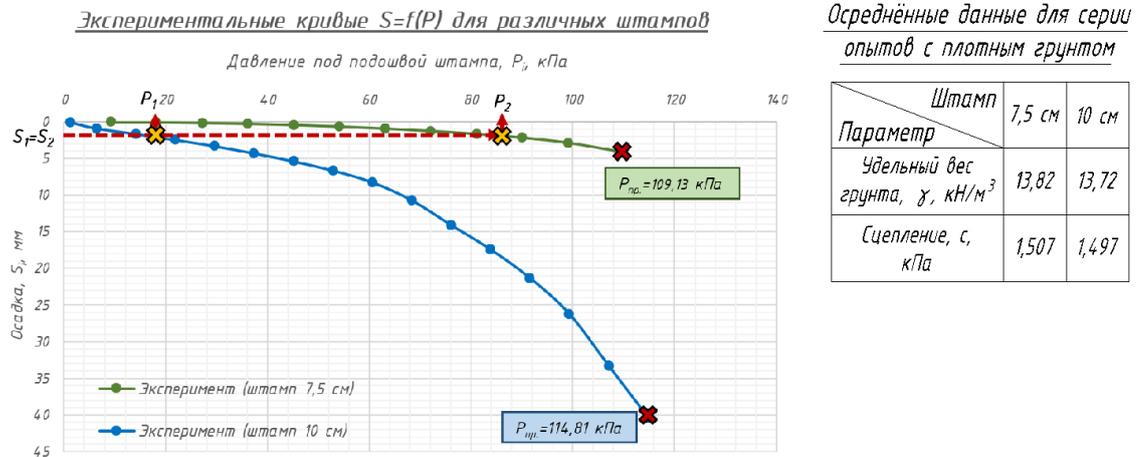


Рисунок 3.16 – Осредненные экспериментальные кривые  $S = f(P)$ , полученные для различных штампов в лабораторных испытаниях (серия с плотным грунтом)

Анализ графика (рисунок 3.16) показал, что при заданной осадке  $S_1 = S_2 = 2$  мм экспериментальное значение давления под подошвой штампа  $\varnothing_1 = 0,1$  м составило 18,1 кПа, для  $\varnothing_2 = 0,075$  м – 88,1 кПа. Из этого очевидно, что отклонения экспериментальных значений давлений от расчетно-теоретических  $P_1$  и  $P_2$  минимальны (5,4 % и 2,4 %) и в среднем составляют примерно 3,9 %.

Следует отметить, что зафиксированные отклонения, составляющие в среднем по ступеням нагружения 5,8 %, допустимо считать незначительными, к вероятным причинам которых возможно отнести инструментальные погрешности и некоторое неравенство характеристик грунта при проведении опытов с различными штампами. Фактически данное отклонение может выразиться в несущественной неравномерности осадки с тем же порядком величины отклонения. Полученный результат принципиально позволяет судить о корректности введенных ранее во второй главе допущений и расчетных эмпирических коэффициентов, зависящих от плотности сложения грунта основания. Таким образом, подтверждается возможность задать допускаемое значение осадки для проектируемых фундаментов и на её основе определить их размеры, обеспечить минимальную неравномерность осадки.

Окончательное решение принимается после оценки коэффициента надежности по ответственности (или степени «риска») для рассматриваемого типа зданий.

### 3.4 Выводы по третьей главе

1. Определение и введение в исходную формулу вычисления осадки при нелинейной работе грунта характеристик его состояния – расчетных эмпирических коэффициентов, зависящих от плотности сложения основания, – позволяет учесть особенности процессов деформирования грунтов различной плотности. Таким образом, становится возможным обеспечить удовлетворительную для предлагаемого метода расчета степень совпадения расчетно-теоретических и фактических осадок в рамках установленных граничных условий нелинейной работы основания: в интервале давления от  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  до  $\approx 0,6-0,7 \cdot P_{пр}$ .

2. Сопоставляя расчетно-теоретические осадки, определенные по предлагаемому методу с учетом введенных коэффициентов, с экспериментальными данными, получены следующие осредненные по ступеням нагружения отклонения: для рыхлого грунта – 7,7 %, для среднего – 7,8 %, для плотного грунта – 3,7 %. Данные отклонения для инженерных методов расчета следует считать незначительными, подтверждающими корректность проведенной аппроксимации экспериментальных данных.

3. Результат решения задачи об определении неравномерности детерминированной осадки – фактическое отклонение между расчетно-теоретическим и экспериментальным давлением под подошвой штампа, составляющее в среднем по ступеням нагружения 5,8 % (для рыхлого грунта – 10,5 %, средней плотности – 3,1 %, плотного – 3,9 %), – позволяет подтвердить корректность принятых допущений и практическую применимость данного подхода. На основании детерминированной осадки определяются размеры множества проектируемых фундаментов в заданных инженерно-геологических условиях и при указанных нагрузках.

## ГЛАВА 4. МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ВЫРАВНИВАНИЮ ОСАДОК НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ

### 4.1 Алгоритмизация метода снижения неравномерности осадки

Для практического применения разработанных решений необходимо установление взаимообусловленной связи между свойствами грунта, действующими нагрузками и размерами фундамента: назначение детерминированной осадки в ряде случаев осуществляется после ряда итераций (например:  $S_{3I} = 0,1 S_{np.}$ ,  $S_{3II} = 0,2 S_{np.}$  и т.д.) определяющих возможные размеры фундамента. Для этого целесообразно разработать алгоритм и программу для ЭВМ, направленную на снижение трудоемкости расчетов оснований как вновь проектируемых, так и реконструируемых фундаментов.

Наиболее наглядной формой представления алгоритма является блок-схема, отражающая основные этапы функционирования программы. Краткая блок-схема представлена на рисунке 4.1. Подробная блок-схема разработанной программы BRNL-FT приведена в Приложении Д. Рекомендации и подробное описание работы программы, методики её применения представлено в следующем параграфе.

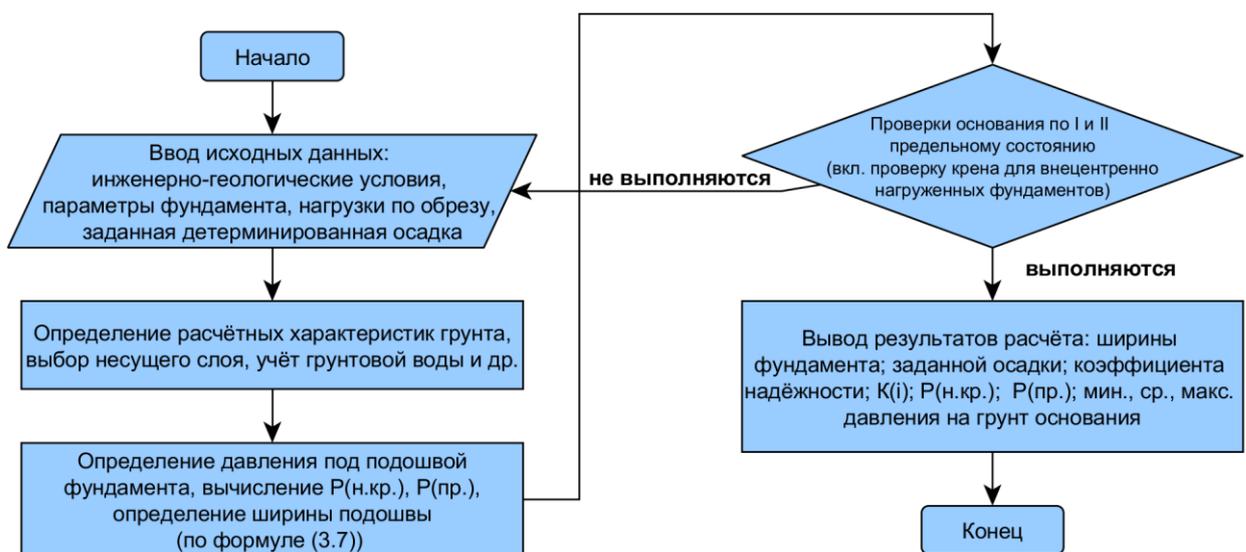


Рисунок 4.1 – Краткая блок-схема расчета по предлагаемому методу

#### **4.2 Методика применения инженерного метода выравнивания осадок с использованием разработанной программы «BRNL-FT»**

Для реализации изложенного выше алгоритма расчета по предлагаемому методу используется среда разработки программного обеспечения *Visual Basic*. Она основана на языке *Basic* и предоставляет ряд инструментов для создания графического интерфейса, наличие которого позволяет использовать программу широкому кругу пользователей.

В рамках диссертационной работы была создана программа «BRNL-FT». Данная программа прошла государственную регистрацию в реестре программ для ЭВМ (свидетельство о регистрации представлено в Приложении А, рисунки А.1 и А.2). «BRNL-FT» позволяет проектировать вновь устраиваемые фундаменты на основе критерия деформации, определять решения по усилению основания существующих (реконструируемых) фундаментов.

Примеры расчетов приведены в параграфе 4.3. В данном разделе представлены рекомендации по применению предлагаемого расчетного метода на основе программы «BRNL-FT» безотносительно к решаемой задаче. Они сводятся к следующей последовательности действий:

1. Начало работы программы (стартовое окно – рисунок 4.2). На нем расположены основные элементы управления расчетом:

1.1. Выбор типа фундамента для расчета: ленточный или столбчатый.

1.2. Ввод характеристик грунтов (рисунок 4.3):

1.2.1. Выбор количество слоев инженерно-геологических элементов с последующим указанием их характеристик (от 1 до 10);

1.2.2. Источник данных: табличные данные или эксперимент (задается значение коэффициента  $k$  при вычислении расчетного сопротивления грунта  $R$ );

1.2.3. Тип грунта (устанавливается значение коэффициента  $\gamma_{cl}$  при вычислении расчетного сопротивления грунта  $R$ );

Расчёт по заданной осадке

<p><b>1. Выберите решаемую задачу:</b></p> <p><input type="radio"/> Расчёт ленточного фундамента</p> <p><input type="radio"/> Расчёт столбчатого фундамента</p>	<p><b>2. Введите данные грунтов:</b></p> <p>2.1. Выберите количество слоёв грунта и введите характеристики</p> <p style="text-align: center;">▼</p> <p>2.2. Введите данные по грунтовым водам:</p> <p><input type="checkbox"/> Учитывать действие грунтовых вод</p>	<p><b>3. Введите данные сооружения:</b></p> <p>3.1. Конструктивная схема сооружения</p> <p><input type="radio"/> Жёсткая конструктивная схема</p> <p><input type="radio"/> Гибкая конструктивная схема</p>
<p><b>3.2. Введите данные по фундаменту:</b></p> <p>Тип стены ▼</p> <p>Высота фундамента, <math>h(ф)</math>, м <input type="text"/></p> <p>Глубина заложения, <math>d</math>, м <input type="text"/></p>	<p><b>4. Введите нагрузки по обрезу фундамента:</b></p> <p>Вертикальная нагрузка, <math>N(II)</math>, кН <input type="text" value="0"/></p> <p>Горизонтальная нагрузка (вдоль ширины подошвы фундамента), <math>Qx(II)</math>, кН <input type="text" value="0"/></p> <p>Изгибающий момент (вдоль ширины подошвы фундамента), <math>Mx(II)</math>, кН*м <input type="text" value="0"/></p>	<p><b>5. Характеристики расчёта</b></p> <p>5.1. Расчёт по заданной осадке <input type="radio"/></p> <p>Заданная осадка, <math>S</math>, см (70-80% от максимальной) <input type="text"/></p> <p style="text-align: center;">Предельная осадка для зданий и сооружений (по СП 22.13330) <input type="text"/></p> <p>5.2. Расчёт осадки реконструируемого (существующего) фундамента <input type="checkbox"/></p> <p>Максимальная осадка фундамента, <math>S(u)</math>, см <input type="text"/></p> <p>Ширина подошвы фундамента, <math>b</math>, м <input type="text"/></p> <p>5.3. Расчёт предельного крена фундамента <input type="checkbox"/></p> <p>Произвести расчёт <input type="checkbox"/></p>
<p><b>3.3. Введите данные по подвалу:</b></p> <p>Подвал существует <input checked="" type="checkbox"/></p> <p>Глубина подвала, <math>d(b)</math>, м <input type="text"/></p> <p>Толщина пола подвала, <math>h(П)</math>, м <input type="text"/></p> <p>Удельный вес конструкции пола подвала, <math>g(П)</math>, кН/м<sup>3</sup> <input type="text"/></p>	<p>Справочная информация      Изображение фундамента</p>	
		<p>Выход</p>

Рисунок 4.2 – Стартовое окно программы «BRNL-FT»

Характеристики грунтов

Сохранить

**Введите характеристики грунтов основания:**

Номер	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Источник данных	Задать									
Тип грунта	<input type="text"/>									
Мощность слоя, $H$ , м	<input type="text"/>									
Удельный вес грунта (II предельное состояние), $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	<input type="text"/>									
Угол внутреннего трения (II предельное состояние), $\varphi$ , °	<input type="text"/>									
Сцепление (II предельное состояние) $C$ , кПа	<input type="text"/>									
Коэффициент пористости, $e$	<input type="text"/>									
Весовая влажность, $W$ (доли единиц)	<input type="text"/>									
Влажность на границе текучести, $W(L)$ , д.е.	<input type="text"/>									
Влажность на границе раскатывания, $W(P)$ , д.е.	<input type="text"/>									
Модуль деформации, $E$ , кПа	<input type="text"/>									
Коэффициент Пуассона, $\mu$	<input type="text"/>									

Рисунок 4.3 – Окно ввода характеристик грунта

- 1.2.4. Мощность слоя  $h$ ;
- 1.2.5. Удельный вес грунта (II группа предельных состояний)  $\gamma_{II}$ ;
- 1.2.6. Угол внутреннего трения (II группа предельных состояний)  $\varphi_{II}$ ;
- 1.2.7. Сцепление (II группа предельных состояний)  $c_{II}$ ;
- 1.2.8. Коэффициент пористости  $e$ ;
- 1.2.9. Весовая влажность  $W$ ;
- 1.2.10. Влажность на границе текучести  $W_L$  (для глинистых грунтов);
- 1.2.11. Влажность на границе раскатывания  $W_P$  (для глинистых грунтов);
- 1.2.12. Модуль общей деформации  $E_0$ ;
- 1.2.13. Коэффициент Пуассона  $\mu$ .

1.3. Ввод данных по грунтовым водам: в случае их наличия устанавливается соответствующая отметка и указывается уровень.

1.4. Ввод данных о сооружении:

1.4.1. Конструктивная схема сооружения: устанавливается жесткая или гибкая, а также отношение длины сооружения к его высоте (задается значение коэффициента  $\gamma_{c2}$  при вычислении расчетного сопротивления грунта  $R$ );

1.4.2. Сведения о фундаменте: тип стены (внутренняя или наружная), высота фундамента, глубина заложения, соотношение сторон подошвы фундамента (для столбчатого фундамента). На основе этих величин возможно вывести схематичное изображение фундамента для визуального контроля корректности их ввода;

1.4.3. Сведения о подвале: в случае его наличия устанавливается соответствующая отметка и указывается глубина подвала, толщина пола подвала, удельный вес конструкции пола подвала и шаг колонн (для столбчатого фундамента);

1.5. При нажатии на кнопку «Справочная информация» осуществляется коррекция следующих величин: удельный вес минеральных частиц грунта несущего слоя грунта, среднее значение удельного веса материала фундамента и грунта на его обрезах, удельный вес материала обратной засыпки, угол внутреннего трения материала обратной засыпки;

1.6. Ввод действующих на обрез фундамента нормативных значений нагрузок: вертикальная нагрузка  $N$ , горизонтальные нагрузки: вдоль ширины подошвы фундамента  $Q_x$ , поперек ширины подошвы фундамента (для столбчатого фундамента)  $Q_y$ ; изгибающие моменты: вдоль ширины подошвы фундамента  $M_y$ , поперек ширины подошвы фундамента (для столбчатого фундамента)  $M_x$ .

1.7. Характеристики расчета (выбор из вариантов):

1.7.1. Расчет по заданной осадке: устанавливается величина осадки  $S_z$  из условия  $S_z < S_{np}$ ;

1.7.2. Расчет осадки реконструируемого (существующего) фундамента: устанавливается предельно допустимое значение осадки фундамента  $S_{max}$  и ширина его подошвы  $b$ ;

1.7.3. Расчет предельного крена: в случае необходимости его проведения устанавливается соответствующая отметка.

2. Процесс расчета:

2.1.1. Появляется новое окно «Исходные данные по грунту» (рисунок 4.4), на котором представлены исходные характеристики грунта для визуального контроля корректности их значений;

№	Мощность слоя, м	Вид грунта	Уд. вес (II), кН/м³	Угол вн. трения (II), °	Сцепление (II), кПа	Коэффициент пористости	Весовая влажность (доли единиц)	Показатель текучести	Модуль деформации, кПа	Коэффициент Пуассона	Источник данных
1	6	Пески пылеватые малоплажные и влажные	19	30	2	0.6	0.1	█	12000	0.3	Эксперимент
2	6	Глинистые и крупноблочные с глинистым заполнителем	20	22	18	0.9	0.363	0.25	9000	0.35	Эксперимент

Рисунок 4.4 – Пример окна с исходными данными о грунте

2.1.2. Появляется новое окно «Расчетные данные по грунту» (рисунок 4.5), на котором представлены расчетные характеристики грунта для визуального контроля корректности их значений, полученных путем введения коэффициента надежности по грунту [140], а также в результате учета взвешивающего действия воды;

№	Мощность слоя, м	Уровень грунтовых вод	Уд. вес (I), кН/м³	Уд. вес (II), кН/м³	Угол вн. трения (I), °	Угол вн. трения (II), °	Сцепление (I), кПа	Сцепление (II), кПа	γс1	γс2	Коеф. надёжности
1	6		17.27	19	27.27	30	1.33	2	1.25	1.16	1
2	6	У.Г.В. равен 7м, ниже 5м 2-го слоя взвешены	18.18	20	19.13	22	12	18	1.25	1.08	1
*	5	Взвешенная часть 2-го слоя	12.44	13.68	19.13	22	12	18	1.25	1.08	1

Рисунок 4.5 – Пример окна с расчетными данными о грунте

2.1.3. Осуществляет проверка формулы (5.35) СП 22.13330 [140]:

2.1.3.1. В случае ее невыполнения появляется окно с записью о необходимости изменить угол внутреннего трения грунта  $\phi$  или значения нагрузок ( $N$ ,  $Q_x$ ,  $Q_y$ ), а также о необходимости проверки фундамента на сдвиг;

2.1.3.2. В случае её выполнения осуществляется проверка схемы работы грунтов основания: если нагрузка воспринимается несколькими слоями, то осуществляется учет многослойности основания при расчете его несущей способности по методике Н.С. Никитиной и М.В. Малышева [93; 105];

2.1.4. В зависимости от выбранного типа расчета осуществляется выполнение одной из следующих операций:

2.1.4.1. Для расчета по заданной осадке: вычисление начального критического давления  $P_{н.кр}$ , коэффициентов несущей способности грунта  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,

$N_c$ , коэффициентов формы фундамента  $\xi_\gamma$ ,  $\xi_q$ ,  $\xi_c$ , вспомогательных переменных программы, а также коэффициента нелинейной работы грунта основания (формула (2.6));

2.1.4.2. *Расчет осадки существующего фундамента:* вычисление начального критического давления  $P_{н.кр.}$ , минимального  $P_{мин}$ , максимального  $P_{макс}$  и среднего давления под подошвой фундамента  $P$ , расчетного сопротивления грунта  $R$ , предельного давления на грунт основания  $P_{пр.}$ , осадки при давлении  $l, l \cdot P_{н.кр.}$ , принятом в качестве критерия начала нелинейной работы согласно введенному допущению, по формуле (1.6), вспомогательных переменных программы, коэффициента нелинейной работы грунта основания (формула (2.6)), коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$ .

Необходимо отметить, что величина  $R$  представлена в программе для сравнительной оценки работы грунта основания: с использованием предлагаемого метода и традиционного нормативного подхода.

2.1.5. В зависимости от выбранного типа расчета осуществляется выполнение одной из следующих операций:

2.1.5.1. *Для расчета по заданной осадке:* поиск решения уравнения (3.7) относительно ширины подошвы фундамента  $b$ ;

2.1.5.2. *Расчет осадки существующего фундамента:* поиск решения уравнения (3.7) относительно осадки фундамента  $S_z$ .

Следует отметить, что решение полученного уравнения осуществимо только при физической возможности такого состояния основания, при котором существует взаимно обусловленная связь между свойствами (характеристиками) грунта, действующими нагрузками и предполагаемыми размерами фундамента. Нахождение корней уравнения в ряде случаев осуществляется после нескольких итераций, устанавливающих область возможных значений размеров фундамента или заданной осадки в зависимости от типа расчета. При отсутствии решений уравнения необходимо осуществить улучшение свойств основания или реализовать конструктивные мероприятия (например: [9]). Вышеизложенные

положения в программе отображаются в виде сообщений, на основе которых пользователь осуществляет коррекцию тех или иных исходных данных.

2.1.6. В зависимости от выбранного типа расчета осуществляется выполнение одной из следующих операций:

2.1.6.1. Для расчета по заданной осадке: при успешном решении полученного уравнения осуществляется вычисление минимального  $R_{мин}$ , максимального  $R_{макс}$  и среднего давления под подошвой фундамента  $R$ , расчетного сопротивления грунта  $R$ , предельного давления на грунт основания  $R_{пр}$ , коэффициента надежности по ответственности  $\gamma_n$ .

2.1.6.2. Расчет осадки существующего фундамента: если полученная осадка больше предельно допустимой, то необходимо осуществить перерасчет с измененными исходными данными; если полученная осадка меньше предельной, то продолжается работа программы.

### 3. Окно результатов расчета (рисунок 4.6):

Расчётные данные грунта		Нагрузки по подошве фундамента, кН		Величины давления на грунт					
Средневзвешенное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	19.6	$N(II)$	340	$M_y(II)$	15	$Q_x(II)$	0	Начальное критическое давление, $R_{кр}$ , кПа	228.21
Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	19	Прим. Коэффициент надёжности по назначению сооружения принимается: - 1,2 (I уровень ответственности); - 1,15 (II уровень ответственности); - 1,1 (III уровень ответственности).				$1,1 \cdot R_{кр}$ , кПа	251.03		
Уровень грунтовых вод, $h(v)$ , м	7					Расчётное сопротивление грунта, $R$ , кПа	362.5		
Угол внутреннего трения несущего слоя грунта, $\phi$ , °	27.27					Мин. давление под подошвой, $R_{min}$ , кПа	250		
Удельный вес несущего слоя грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	17.27					Среднее давление под подошвой, $R_i$ , кПа	340		
Сцепление несущего слоя грунта, $C$ , кПа	1.33					Макс. давление под подошвой, $R_{max}$ , кПа	430		
Модуль общей деформации несущего слоя грунта, $E_0$ , кПа	12000					Предельное давление на грунт основания, $R_{пр}$ , кПа	643.7		
Коэффициент Пуассона несущего слоя грунта, $\mu$	0.3					Коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания, $K(i)$	1.282		
Результаты расчёта									
Ширина подошвы фундамента, $b$ , м	1	Фактический крен, $i$	0.000637	Данные о работе основания					
Коэффициент надёжности	1.22	Предельный крен, $i_{пр}$	0.00555	Основание работает как	однослойное				
Максимальная осадка, $S(u)$ , м	0.1	Возникающий крен допустим.		Коэффициент плотности грунта основания $K$	0.96				
Глубина заложения фундамента, $d_1$ , м	2			Коэффициент плотности грунта основания $N$	1.04				
Осадка $S = 0.07519$ м      Полученная осадка меньше максимального значения.									
Доп. вычисленные величины				О программе		Предельный крен			
				Перерасчёт		Завершить			

Рисунок 4.6 – Пример окна с результатами расчета

3.1. В первом блоке («Расчетные данные грунта») представленного окна отражаются расчетные характеристики несущего слоя грунта, т.е. его характеристики с учетом коэффициента надежности по грунту  $\gamma_g$ ; в случае введения характеристик нескольких грунтов определяются средневзвешенные значения удельного веса ниже (выше) подошвы фундамента  $\gamma_1$  ( $\gamma_1'$ );

3.2. Второй блок – «Нагрузки по подошве фундамента» – содержит значения действующих нагрузок с учетом веса фундамента и грунта на его уступах, а также бокового давления грунта при условии наличия подвала;

3.3. Третий блок («Величины давления на грунт») содержит значения начального критического давления  $P_{н.кр}$ ,  $I, I \cdot P_{н.кр}$ ,  $P_{мин}$ ,  $P_{макс}$ , среднего давления под подошвой фундамента  $P$ ,  $R$ , предельного давления на грунт основания  $P_{пр}$ , коэффициента нелинейной работы грунта  $K_i$ ;

3.4. Четвертый блок («Данные о работе основания») отражает схему работы грунта основания: если нагрузка воспринимается несколькими слоями, то осуществляется учет многослойности основания по методике Н.С. Никитиной и М.В. Малышева [93; 105]; также в данном блоке указываются использованные расчетные эмпирические коэффициенты, зависящие от плотности сложения грунта, указанные ранее в 3-ей главе;

3.5. Пятый блок («Результаты расчета») включает в себя значение ширины подошвы фундамента  $b$ , коэффициента  $\gamma_n$ , заданной осадки  $S_z$  (или её вычисленное  $S$  и максимальное значение  $S_{макс}$ ), глубины заложения фундамента  $d$ , а также величины фактического  $i$  и предельного крена  $i_{пр}$ , определенные в соответствии с разработанным методом расчета крена внецентренно нагруженных фундаментов исходя из условий их взаимодействия с основанием и надфундаментной конструкцией с учетом определения размеров фундамента по заданной осадке.

3.6. Также из окна «Результаты расчета» возможно перейти к дополнительным вычисленным величинам, позволяющим производить промежуточный контроль расчета, в окно вычисления предельного крена, вызвать появление окна «О программе» или завершить её работу. При необходимости

осуществления повторных расчетов или коррекции исходных данных возможен возврат в начальное окно с помощью кнопки «Перерасчет».

### 4.3 Примеры расчетов в программе «BRNL-FT»

На основании изложенных ранее рекомендаций по применению метода снижения неравномерности осадки фундаментов рассмотрим примеры расчета с использованием разработанной программы «BRNL-FT».

Пример №1. Натурные испытания столбчатых фундаментов на песчаном основании, проводившиеся Ж.-Л. Брийо (*Jean-Louis Briaud*) в Техасском университете A&M (*Texas A&M University*) [184]. Их описание и результаты представлены в следующей главе для сопоставления осадок, полученных экспериментально и по предлагаемому методу. Для сопоставления необходимо вычислить расчетно-теоретические значения осадки в заданных инженерно-геологических условиях для ряда ступеней нагружения, т.е. воспроизвести условия эксперимента.

Введем исходные данные в начальное окно программы (рисунок 4.7).

Рисунок 4.7 – Пример расчета №1 по программе «BRNL-FT» (начальное окно ( $N_{II}^0 = 594,9$  кН))

В нем указывается, что осуществляется расчет столбчатого фундамента, вводятся его параметры, характеристики грунта основания и нагрузки. Для вычисления осадки фундамента выбран «Расчет осадки существующего фундамента» и указана его ширина  $b$  ( $b = 3$  м).

Для визуального контроля корректности введенных характеристик грунта в программе предусмотрено окно «Исходные данные по грунту». После нажатия кнопки «Далее» появляется окно с расчетными характеристиками грунта основания. Следует отметить, что на основе анализа свойств грунта программа выбирает соответствующие его плотности сложения эмпирические коэффициенты, введенные в 3-ей главе данной работы. Для этого используется градация грунтов, изложенная в ГОСТ 25100 [43].

На основе введенных исходных данных осуществляется расчет согласно указанному ранее алгоритму (см. параграф 4.1). Результат расчета представлен в соответствующем окне (рисунок 4.8).

Расчётные данные грунта		Нагрузки по подошве фундамента, кН		Величины давления на грунт									
Средневзвешенное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	15.5	N(II) 729.9	M <sub>y</sub> (II) 0	Q <sub>x</sub> (II) 0	Начальное критическое давление, R <sub>нкp.</sub> , кПа	73.73							
Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	15.5	M <sub>x</sub> (II) 0		Q <sub>y</sub> (II) 0	1,1-R <sub>нкp.</sub> , кПа	81.1							
Уровень грунтовых вод, h(в), м	-	Прим. Коэффициент надёжности по назначению сооружения принимается: - 1,2 (I уровень ответственности); - 1,15 (II уровень ответственности); - 1,1 (III уровень ответственности).		Расчётное сопротивление грунта, R, кПа		258.6							
Угол внутреннего трения несущего слоя грунта, φ, °	29.09			Мин. давление под подошвой, R <sub>min</sub> , кПа		81.1							
Удельный вес несущего слоя грунта, γ, кН/м <sup>3</sup>	14.09			Среднее давление под подошвой, P <sub>i</sub> , кПа		81.1							
Сцепление несущего слоя грунта, C, кПа	0			Макс. давление под подошвой, R <sub>max</sub> , кПа		81.1							
Модуль общей деформации несущего слоя грунта, E <sub>0</sub> , кПа	24000			Предельное давление на грунт основания, R <sub>пр.</sub> , кПа		1137.3							
Коэффициент Пуассона несущего слоя грунта, μ	0.3			Коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания, K(i)		1							
<b>Результаты расчёта</b>													
Ширина подошвы фундамента, b, м	3	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Данные о работе основания</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Основание работает как</td> <td>однослойное</td> </tr> <tr> <td>Коэффициент плотности грунта основания K</td> <td>0.96</td> </tr> <tr> <td>Коэффициент плотности грунта основания N</td> <td>1.04</td> </tr> </tbody> </table>		Данные о работе основания		Основание работает как	однослойное	Коэффициент плотности грунта основания K	0.96	Коэффициент плотности грунта основания N	1.04	О программе	
Данные о работе основания													
Основание работает как	однослойное												
Коэффициент плотности грунта основания K	0.96												
Коэффициент плотности грунта основания N	1.04												
Коэффициент надёжности	11.47	Перерасчёт											
Максимальная осадка, S(u), м	0.1	Завершить											
Глубина заложения фундамента, d1, м	0.75												
Осадка S= 0.00144 м		Полученная осадка меньше максимального значения.											
Доп. вычисленные величины													

Рисунок 4.8 – Пример расчета №1 по программе «BRNL-FT» (результаты при  $N_{II}^0 = 594,9$  кН)

Таким образом, осуществлен расчет одной ступени нагружения (вертикальная нагрузка  $N_{II}^0 = 594,9$  кН). Осуществим перерасчет с другими

значениями  $N^0_{II}$  (2575,8 кН; 5268 кН). Результаты расчета при  $N^0_{II} = 2575,8$  кН представлены на рисунке 4.9; при  $N^0_{II} = 5268$  кН – на рисунке 4.10.

Расчётные данные грунта		Нагрузки по подошве фундамента, кН				Величины давления на грунт			
Средневзвешенное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	15.5	$N(II)$	2710.8	$M_y(II)$	0	$Q_x(II)$	0	Начальное критическое давление, $R_{нкр.}$ , кПа	73.73
Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	15.5	$M_x(II)$ 0 $Q_y(II)$ 0				1,1· $R_{нкр.}$ , кПа		81.1	
Уровень грунтовых вод, $h(v)$ , м	-	Прим. Коэффициент надёжности по назначению сооружения принимается: - 1,2 (I уровень ответственности); - 1,15 (II уровень ответственности); - 1,1 (III уровень ответственности).				Расчётное сопротивление грунта, $R$ , кПа		258.6	
Угол внутреннего трения несущего слоя грунта, $\varphi$ , °	29.09					Мин. давление под подошвой, $R_{min}$ , кПа		301.2	
Удельный вес несущего слоя грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	14.09					Среднее давление под подошвой, $P_i$ , кПа		301.2	
Сцепление несущего слоя грунта, $C$ , кПа	0					Макс. давление под подошвой, $R_{max}$ , кПа		301.2	
Модуль общей деформации несущего слоя грунта, $E_0$ , кПа	24000					Предельное давление на грунт основания, $R_{пр.}$ , кПа		1137.3	
Коэффициент Пуассона несущего слоя грунта, $\mu$	0.3	Кoeffициент нелинейности упругопластического деформированного основания, $K(i)$			1.26				
<b>Результаты расчёта</b>								<b>Данные о работе основания</b>	
Ширина подошвы фундамента, $b$ , м	3	Основание работает как		однослойное					
Коэффициент надёжности	3.09	Кoeffициент плотности грунта основания $K$		0.96					
Максимальная осадка, $S(u)$ , м	0.1	Кoeffициент плотности грунта основания $N$		1.04					
Глубина заложения фундамента, $d1$ , м	0.75								
Осадка $S = 0.00711$ м								Полученная осадка меньше максимального значения.	
Доп. вычисленные величины		О программе		Перерасчёт		Завершить			

Рисунок 4.9 – Пример расчета №1 по программе «BRNL-FT» (результаты при  $N^0_{II} = 2575,8$  кН)

Расчётные данные грунта		Нагрузки по подошве фундамента, кН				Величины давления на грунт			
Средневзвешенное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	15.5	$N(II)$	5403	$M_y(II)$	0	$Q_x(II)$	0	Начальное критическое давление, $R_{нкр.}$ , кПа	73.73
Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента, кН/м <sup>3</sup>	15.5	$M_x(II)$ 0 $Q_y(II)$ 0				1,1· $R_{нкр.}$ , кПа		81.1	
Уровень грунтовых вод, $h(v)$ , м	-	Прим. Коэффициент надёжности по назначению сооружения принимается: - 1,2 (I уровень ответственности); - 1,15 (II уровень ответственности); - 1,1 (III уровень ответственности).				Расчётное сопротивление грунта, $R$ , кПа		258.6	
Угол внутреннего трения несущего слоя грунта, $\varphi$ , °	29.09					Мин. давление под подошвой, $R_{min}$ , кПа		600.3	
Удельный вес несущего слоя грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	14.09					Среднее давление под подошвой, $P_i$ , кПа		600.3	
Сцепление несущего слоя грунта, $C$ , кПа	0					Макс. давление под подошвой, $R_{max}$ , кПа		600.3	
Модуль общей деформации несущего слоя грунта, $E_0$ , кПа	24000					Предельное давление на грунт основания, $R_{пр.}$ , кПа		1137.3	
Коэффициент Пуассона несущего слоя грунта, $\mu$	0.3	Кoeffициент нелинейности упругопластического деформированного основания, $K(i)$			1.96				
<b>Результаты расчёта</b>								<b>Данные о работе основания</b>	
Ширина подошвы фундамента, $b$ , м	3	Основание работает как		однослойное					
Коэффициент надёжности	1.55	Кoeffициент плотности грунта основания $K$		0.96					
Максимальная осадка, $S(u)$ , м	0.1	Кoeffициент плотности грунта основания $N$		1.04					
Глубина заложения фундамента, $d1$ , м	0.75								
Осадка $S = 0.02266$ м								Полученная осадка меньше максимального значения.	
Доп. вычисленные величины		О программе		Перерасчёт		Завершить			

Рисунок 4.10 – Пример расчета №1 по программе «BRNL-FT» (результаты при  $N^0_{II} = 5268$  кН)

Таким образом, изменяя величину нагрузки, осуществляется вычисление расчетно-теоретических значений осадки фундамента, которые сопоставляются в параграфе 5.2 с результатами её экспериментальных измерений для оценки достоверности предлагаемого метода расчета.

Пример №2. Осуществить расчет столбчатого фундамента под колонну. Инженерно-геологические условия: песок средней крупности, мощность слоя которого составляет 6 м. Глубина заложения фундамента  $d$  составляет 1,65 м, высота фундамента  $h_\phi = 1,8$  м. Глубина подвала  $d_b = 1$  м, толщина пола подвала  $h_n = 0,2$  м, удельный вес конструкции пола подвала  $\gamma_n = 22$  кН/м<sup>3</sup>. Характеристики грунта:  $\gamma_{II} = 19$  кН/м<sup>3</sup>,  $\varphi_{II} = 30^\circ$ ,  $c_{II} = 2$  кПа,  $E_0 = 18$  МПа,  $\mu = 0,3$ ,  $e = 0,6$ ,  $W = 0,12$ . Установившийся уровень грунтовых вод составляет 3 м. Вертикальная нагрузка на обрез фундамента  $N^0_{II} = 750$  кН, момент вдоль ширины подошвы фундамента  $M_y = 50$  кН·м. Заданная осадка  $S_s = 5$  см. Надфундаментная конструкция представлена сборной железобетонной колонной 400×400 мм, расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b = 11,5$  МПа (В20), расчетное сопротивление арматуры  $R_s = 355$  МПа (А400). Необходимо определить ширину фундамента и проверить значение крена.

Исходные данные задачи вводятся в начальное окно программы, в дальнейшем производится расчет согласно указанному ранее алгоритму. Окно ввода характеристик железобетонной колонны и подколонника для проверки крена представлено на рисунке 4.11, окно результатов расчета – на рисунке 4.12.

Таким образом, получено решение: ширина подошвы фундамента составляет 1,212 м  $\approx$  1,2 м в указанных условиях при  $S_s = 5$  см. Данная осадка обеспечивает выполнение условия (1.1), при этом коэффициент надежности по ответственности больше нормативного значения для III геотехнической категории ( $\gamma_n > \gamma_{n,ult}$ ;  $1,31 > 1,2$ ). Проверка крена по условию (2.12) выполняется, что подтверждает достаточность прочностных характеристик колонны и подколонника для восприятия возникающего изгибающего момента при совместной работе данного узла сопряжения.

Расчёт крена столбчатого фундамента

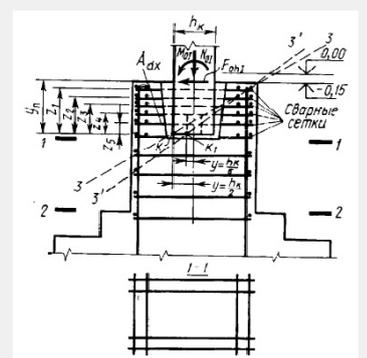
Исходные данные	Проверка подколоники (стакана)	
Соотношение сторон подошвы фундамента, $l/b$ <span style="float: right;">1</span> Коэффициент $k(e)$ <input type="text" value="0.5"/> Выбрать $k(e)$ Выбрать $R(b)$ и $R(s)$ Расчётное сопротивление бетона сжатия $R(b)$ , кПа <input type="text" value="11500"/> Расчётное сопротивление арматуры $R(s)$ , кПа <input type="text" value="355000"/> Размеры колонны в плане: $h$ , м <input type="text" value="0.4"/> $b$ , м <input type="text" value="0.4"/> Толщина защитного слоя бетона, м <input type="text" value="0.02"/>	Введите данные в соответствии с рисунком (справо): $Z1$ , м <input type="text" value="0.5"/> $Z2$ , м <input type="text" value="0.4"/> $Z3$ , м <input type="text" value="0.3"/> $Z4$ , м <input type="text" value="0.2"/> $Z5$ , м <input type="text" value="0.1"/> $Уп$ , м <input type="text" value="0.7"/> Высота заделки колонны, $h(з.к.)$ , м <input type="text" value="0.65"/> Принятое армирование подколоники: Диаметр арматуры, м <input type="text" value="0.006"/> Количество стержней, шт. <input type="text" value="4"/> Количество сеток, шт. <input type="text" value="5"/>	
Принятое армирование колонны: Диаметр арматуры, м <input type="text" value="0.01"/> Количество стержней, шт. <input type="text" value="4"/>	<b>Возникающий крен допустим.</b>	
Результаты: Фактический крен, $i$ <input type="text" value="0.005679"/> Предельный крен (по грунту), $i(u)$ <input type="text" value="0.018321"/> Фактическая площадь арматуры колонны, $м^2$ <input type="text" value="0.000314"/> Требуемая площадь арматуры колонны, $м^2$ <input type="text" value="0.000124"/> Фактическая площадь арматуры подколоники, $м^2$ <input type="text" value="0.000565"/> Требуемая площадь арматуры подколоники, $м^2$ <input type="text" value="0.000025"/>	** Расчёт ведётся в плоскости действия наибольшего из моментов. *** Область применения расчёта -- узел сопряжения колонны и столбчатого фундамента.	

Рисунок 4.11 – Пример расчета №2 по программе «BRNL-FT» (окно проверки крена)

Результаты расчёта

Расчётные данные грунта		Нагрузки по подошве фундамента, кН		Величины давления на грунт	
Средневзвешенное значение удельного веса грунта ниже подошвы фундамента, $кН/м^3$	14.38	$N(II)$ 798.5	$M_y(II)$ 50	$Q_x(II)$ 0	Начальное критическое давление, $R_{нкр.}$ , кПа 191.05
Средневзвешенное значение удельного веса грунта выше подошвы фундамента, $кН/м^3$	19	$M_x(II)$ 0	$Q_y(II)$ 0		$1,1 \cdot R_{нкр.}$ , кПа 210.15
Уровень грунтовых вод, $h(v)$ , м	3	Прим. Коэффициент надёжности по назначению сооружения принимается: - 1,2 (I уровень ответственности); - 1,15 (II уровень ответственности); - 1,1 (III уровень ответственности).			Расчётное сопротивление грунта, $R$ , кПа 387.5
Угол внутреннего трения несущего слоя грунта, $\varphi$ , °	27.27				Мин. давление под подошвой, $R_{min}$ , кПа 375.1
Удельный вес несущего слоя грунта, $\gamma$ , $кН/м^3$	17.27				Среднее давление под подошвой, $P_i$ , кПа 543.6
Сцепление несущего слоя грунта, $C$ , кПа	1.33				Макс. давление под подошвой, $R_{max}$ , кПа 712.1
Модуль общей деформации несущего слоя грунта, $E_0$ , кПа	18000				Предельное давление на грунт основания, $R_{пр.}$ , кПа 1139.4
Коэффициент Пуассона несущего слоя грунта, $\mu$	0.3				Коэффициент нелинейности упругопластического деформированного основания, $K(i)$ 1.55
<b>Результаты расчёта</b>					
Ширина подошвы фундамента, $b$ , м	1.212	Фактический крен, $i$	0.005679	<b>Данные о работе основания</b>	
Коэффициент надёжности	1.31	Предельный крен, $i_{пр.}$	0.018321	Основание работает как	однослойное
Заданная осадка, $S$ , см	5	Возникающий крен допустим.		Коэффициент плотности грунта основания $K$	0.96
Глубина заложения фундамента, $d1$ , м	1.65			Коэффициент плотности грунта основания $N$	1.04
Доп. вычисленные величины				<input type="button" value="О программе"/> <input type="button" value="Предельный крен"/> <input type="button" value="Перерасчёт"/> <input type="button" value="Завершить"/>	

Рисунок 4.12 – Пример расчета №2 по программе «BRNL-FT» (результаты)

#### 4.4 Выводы по четвертой главе

1. Для практического применения разработанных решений необходимо установление взаимообусловленной связи между свойствами грунта, действующими нагрузками и размерами фундамента: назначение детерминированной осадки в ряде случаев после ряда итераций, определяющих возможные размеры фундамента. Для проектирования фундаментов по предлагаемому методу разработаны рекомендации, алгоритм и соответствующая программа для ЭВМ на его основе, направленная на снижение трудоемкости расчетов.

2. В рамках диссертационной работы была создана программа «BRNL-FT». Данная программа прошла государственную регистрацию в реестре программ для ЭВМ и позволяет проектировать вновь устраиваемые фундаменты мелкого заложения на основе критерия деформации, определять решения по усилению основания существующих (реконструируемых) фундаментов.

## **ГЛАВА 5. СОПОСТАВЛЕНИЕ РЕЗУЛЬТАТОВ РАСЧЕТОВ ПО ПРЕДЛАГАЕМОМУ МЕТОДУ С РЕЗУЛЬТАТАМИ ЧИСЛЕННОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ, ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ МЕТОДОВ ДРУГИХ АВТОРОВ**

Механическая безопасность ограждающих конструкций каркасных зданий обеспечивается минимизацией неравномерности осадок фундаментов. Для реализации этого подхода существенным является мера совпадения прогнозируемых значений деформации основания и её фактической величины.

В данной главе осуществлен сравнительный анализ результатов расчетов по предлагаемому методу с результатами численного моделирования, штамповых испытаний различных организаций и исследователей, а также с результатами вычислений по инженерным методам, позволяющим определить осадку фундамента за границей применимости теории линейно деформируемой среды, других авторов.

### **5.1 Оценка результатов расчета осадки по предлагаемому методу и результатов численного моделирования экспериментов**

Активное развитие производительности электронно-вычислительной техники в последние десятилетия позволяет существенно интенсифицировать реализацию вычислительных (численных) экспериментов. Их применение в настоящее время получило особенно широкое распространение в результате разработки расчетно-программных комплексов, позволяющих осуществлять решение множества специализированных задач и обладающих, как правило, ориентированным на пользователя графическим интерфейсом.

Одним из наиболее апробированных и развитых численных методов сегодня является метод конечных элементов [53; 84]. По этой причине он

является наиболее распространенным для решения спектра задач, возникающих при проектировании зданий и сооружений.

В настоящее время для решения задач геотехники возможно использовать следующие программные средства: ABAQUS, ADONIS, ANSYS, COMSOL, COSMOS, FEM-MODELS, GEO5, MIDAS, NASTRAN, OPTUM, PLAXIS, Z-SOIL и другие. Сопоставление результатов расчетов осадки штампа, рассматриваемое в данной параграфе, произведем с использованием ПК Plaxis 3D и идеально-упруго-пластической модели Кулона-Мора. Для этого необходимо численно смоделировать проведенные экспериментальные исследования, описанные в 3-ей главе, а затем сравнить значения осадки штампа на заданной ступени нагружения, полученные экспериментально, по рассматриваемому в данной работе методу её расчета и определенные непосредственно при численном моделировании (рисунок 5.1). В качестве «эталона» для оценки получаемых отклонений сопоставляемых методов принимаются экспериментальные данные.

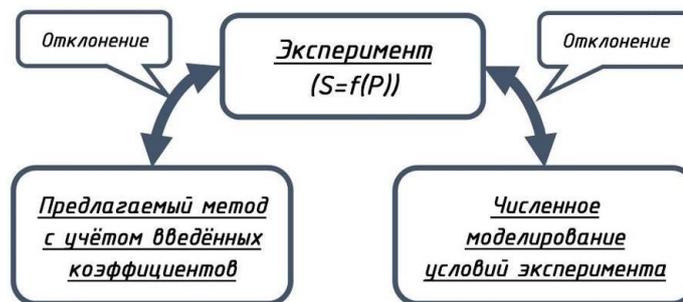


Рисунок 5.1 – К сопоставлению отклонений значений осадки, получаемых разными методами

Произведем численное моделирование 3-х серий лабораторных лотковых штамповых испытаний, описанных в 3-ей главе. Для этого воссоздадим условия проводившихся экспериментов в соответствии с таблицей 3.1. Общая для всех серий с различными плотностями грунта схема моделирования представлена на рисунке 5.2. Моделирование осуществляется в пространственной постановке, цилиндрическая форма лотка учитывается посредством применения эквивалентной площади расчетной области. Сетка конечных элементов качественно описывается как мелкая, а количественно равна: наибольший размер

элемента составляет порядка 2 см, а наименьший в результате сгущения сетки в непосредственной близости к моделируемому штампу – 4 мм.

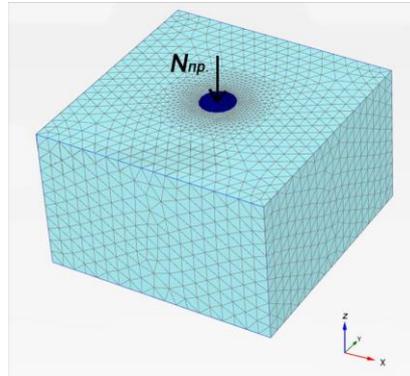


Рисунок 5.2 – Расчетная схема для численного моделирования проведенных экспериментов

При моделировании штамп принимался как плитный (*plate*) элемент. Передача усилий на него осуществлялась с помощью пошагового нагружения до предельной нагрузки, установленной по результатам проведенных экспериментов. Значение осадки штампа оценивалось посредством назначения расчетной точки, прилегающей непосредственно к его центру тяжести. Последовательность расчета включала в себя следующие стадии:

1. Начальная стадия, предназначенная для создания природных напряжений в грунте. Для этого в модели был активирован только грунтовый массив, к которому применялась « $K_0$ -процедура» ( *$K_0$ -procedure*). Её использование обосновано горизонтальностью напластования грунта и, соответственно, отсутствием необходимости генерации касательных напряжений для его уравнивания [197].
2. Вторая стадия. На данном этапе в модели активировался штамп.
3. Третья стадия. На данном этапе к штампу прикладывалась нагрузка.

Рассмотрим полученные результаты моделирования по указанным ранее сериям испытаний. Величины осадки, полученные экспериментально, по рассматриваемому в данной работе методу и в результате численного моделирования, а также их отклонения представлены далее в таблицах 5.1–5.3 для рыхлых грунтов, грунтов средней плотности и плотных грунтов соответственно.

Таблица 5.1 – Результаты сопоставления осадки штампа (рыхлый грунт)

Давление под штампом, $P$ , кПа		Осадка штампа, $S$ , мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %	
		Эксперимент	Предлагаемый метод	Численное моделирование	Предлагаемый метод	Численное моделирование
6,1	$1,1 P_{н.кр}$	0,34	0,389	0,344	14,2	1,1
7	$R$	0,45	0,476	0,43	6,6	3,9
9,2	$0,17 P_{пр.}$	0,74	0,703	0,645	5,1	14,5
13,8	$0,26 P_{пр.}$	1,44	1,313	1,189	9,5	20,9
18,4	$0,35 P_{пр.}$	2,31	2,142	1,849	7,9	25
23	$0,44 P_{пр.}$	3,45	3,275	2,628	5,5	31,5
27,6	$0,52 P_{пр.}$	4,98	4,866	3,523	2,4	41,5
32,2	$0,6 P_{пр.}$	7,01	7,207	4,536	2,8	54,6
37	$0,7 P_{пр.}$	9,77	11,15	5,727	14,2	70,6
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,6</b>	<b>29,3</b>

Распределение вертикальных перемещений при действии различных нагрузок на рыхлый грунт основания представлено на рисунке 5.3.

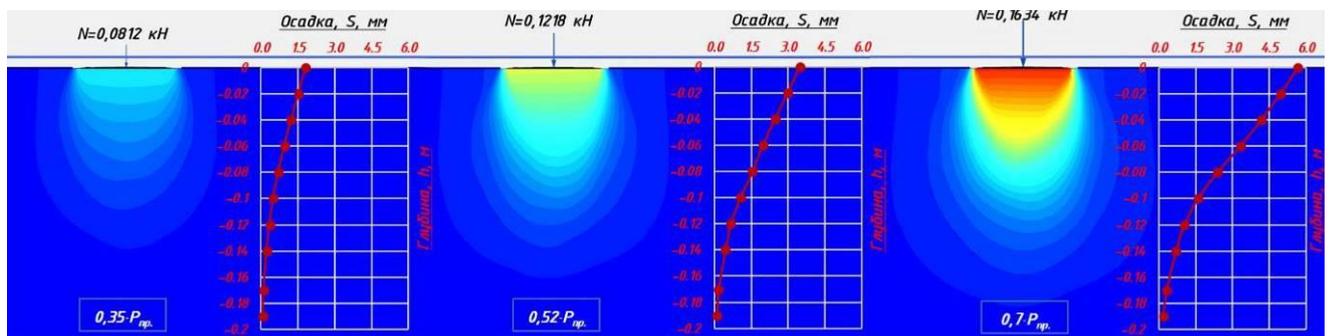


Рисунок 5.3 – Распределение вертикальных перемещений (рыхлый грунт) по глубине по сечению, проходящему через центр тяжести штампа, соответственно при давлении

$0,35 \cdot P_{пр.}$ ,  $0,52 \cdot P_{пр.}$  и  $0,7 \cdot P_{пр.}$

Из проведенного сравнения видно, что среднее расхождение расчетно-теоретических значений осадки штампа, вычисленных по предлагаемому методу, относительно экспериментальных данных, по сравнению с результатами численного моделирования, существенно ниже (7,6 % и 29,3 %). Однако полученный результат численного моделирования допустимо считать приемлемым, поскольку он качественно отражает процесс деформирования грунта основания. Графически данные результаты представлены на рисунке 5.4.

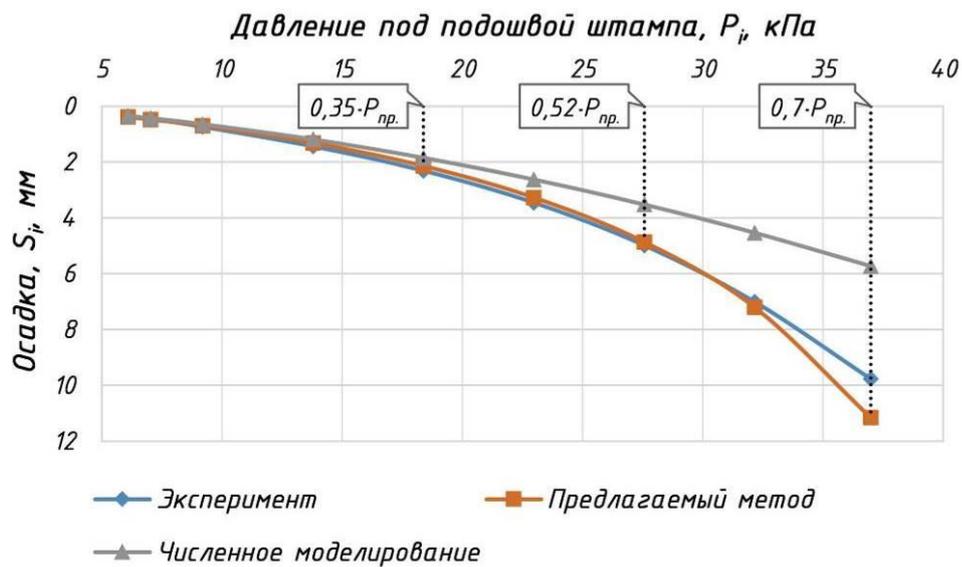


Рисунок 5.4 – Зависимости  $S = f(P)$ , полученные различными методами (рыхлый грунт)

Таблица 5.2 – Результаты сопоставления осадки штампа (средняя плотность)

Давление под штампом, $P$ , кПа		Осадка штампа, $S$ , мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %	
		Эксперимент	Предлагаемый метод	Численное моделирование	Предлагаемый метод	Численное моделирование
9,7	$1,1 P_{н.кр}$	0,2	0,216	0,18	7,9	11,3
10,3	$R$	0,23	0,233	0,202	1,2	13,8
18,2	$0,25 P_{пр.}$	0,52	0,478	0,536	8,7	3,1
27,2	$0,37 P_{пр.}$	0,95	0,864	1,039	9,9	9,4
36,2	$0,49 P_{пр.}$	1,54	1,438	1,672	7,1	8,6

Продолжение таблицы 5.2

Давление под штампом, $P$ , кПа		Осадка штампа, $S$ , мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %	
		Эксперимент	Предлагаемый метод	Численное моделирование	Предлагаемый метод	Численное моделирование
45,2	$0,62 P_{np}$	2,38	2,373	2,435	0,3	2,3
54,1	$0,74 P_{np}$	3,62	4,158	3,328	14,9	8,8
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,1</b>	<b>8,2</b>

Распределение вертикальных перемещений при действии различных нагрузок на грунт основания средней плотности представлено на рисунке 5.5.

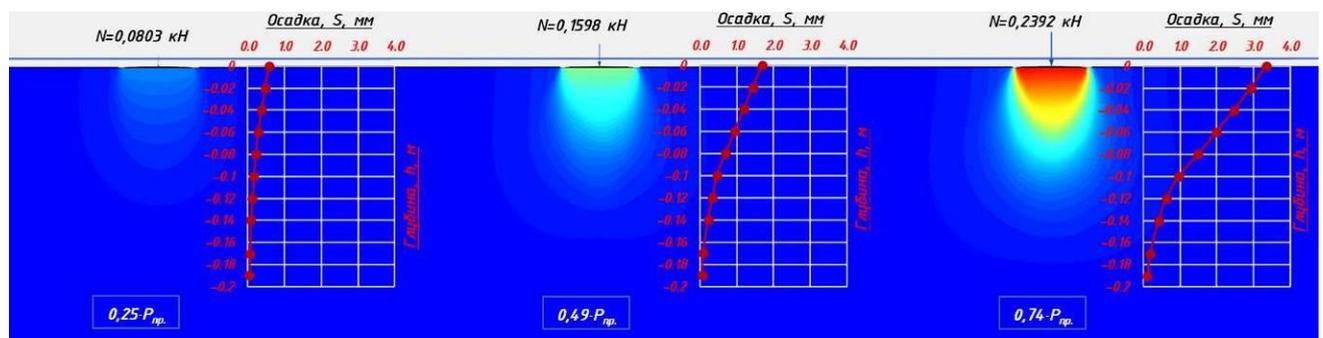


Рисунок 5.5 – Распределение вертикальных перемещений (грунт средней плотности) по глубине по сечению, проходящему через центр тяжести штампа, соответственно при давлении  $0,25 \cdot P_{np}$ ,  $0,49 \cdot P_{np}$  и  $0,74 \cdot P_{np}$ .

Из проведенного сравнения видно, что среднее расхождение значений осадки штампа практически идентично (7,1 % и 8,2 %), с небольшим преимуществом предлагаемого метода. Данный результат позволяет сделать вывод о его достоверности в рассматриваемом диапазоне давлений на грунт основания (до  $0,7 \cdot P_{np}$ ) и подтвердить корректность принятых допущений. Графически данные результаты представлены на рисунке 5.6.

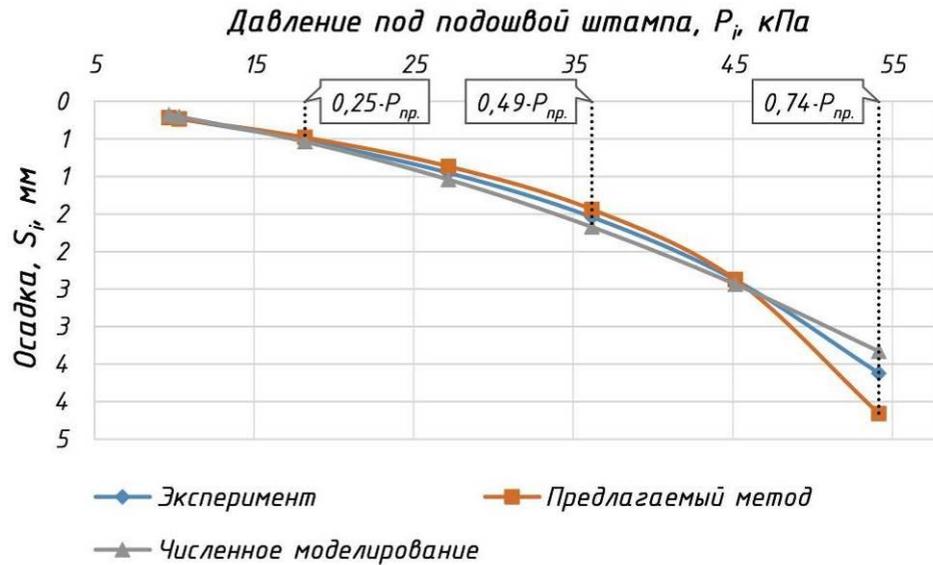


Рисунок 5.6 – Зависимости  $S = f(P)$ , полученные различными методами (грунт средней плотности)

Таблица 5.3 – Результаты сопоставления осадки штампа (плотный грунт)

Давление под штампом, $P$ , кПа		Осадка штампа, $S$ , мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %	
		Эксперимент	Предлагаемый метод	Численное моделирование	Предлагаемый метод	Численное моделирование
15,9	$1,1 P_{н.кр}$	0,11	0,115	0,107	4,5	2,8
16	$R$	0,12	0,116	0,108	3,4	11,1
18,2	$0,17 P_{пр.}$	0,14	0,135	0,132	3,7	6,1
27,2	$0,25 P_{пр.}$	0,22	0,223	0,245	1,4	11,4
36,2	$0,33 P_{пр.}$	0,33	0,334	0,387	1,2	17,3
45,2	$0,41 P_{пр.}$	0,49	0,474	0,555	3,4	13,3
54,1	$0,5 P_{пр.}$	0,7	0,66	0,748	6,1	6,9
63,1	$0,58 P_{пр.}$	0,98	0,918	0,97	6,8	1
72,1	$0,66 P_{пр.}$	1,3	1,297	1,219	0,2	6,6
81,1	$0,74 P_{пр.}$	1,7	1,912	1,496	12,5	13,6
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>4,3</b>	<b>9</b>

Распределение вертикальных перемещений при действии различных нагрузок на плотный грунт основания представлено далее на рисунке 5.7.

Из проведенного сравнения видно, что среднее отклонение от эксперимента осадки штампа, полученной по предлагаемому методу, примерно в 2 раза меньше (4,3 % и 9 %), чем определенной в ходе численного моделирования. Однако и полученный результат численного моделирования допустимо считать приемлемым. В целом отклонения подобного порядка позволяют сделать вывод о достоверности предлагаемого метода и подтвердить корректность принятых допущений. Графически данные результаты представлены на рисунке 5.8.

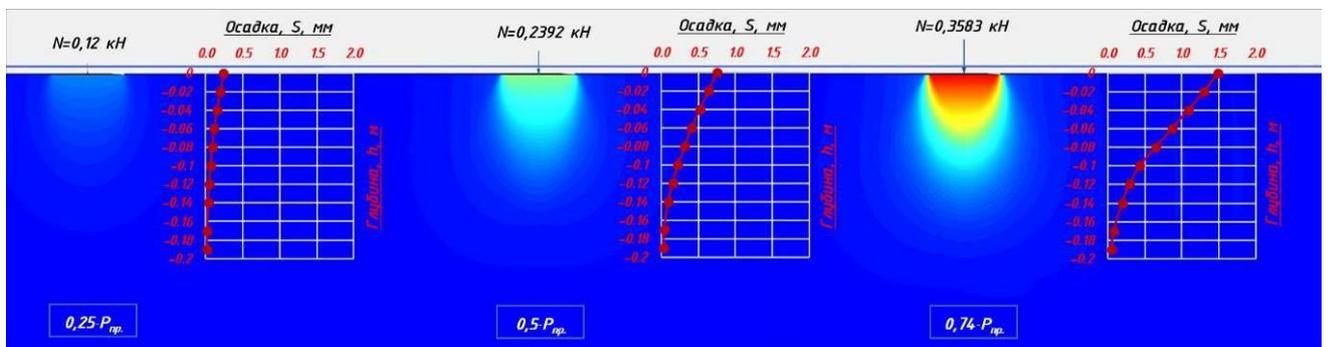


Рисунок 5.7 – Распределение вертикальных перемещений (плотный грунт) по глубине по сечению, проходящему через центр тяжести штампа, соответственно при давлении  $0,25 \cdot P_{пр}$ ,  $0,5 \cdot P_{пр}$  и  $0,74 \cdot P_{пр}$ .

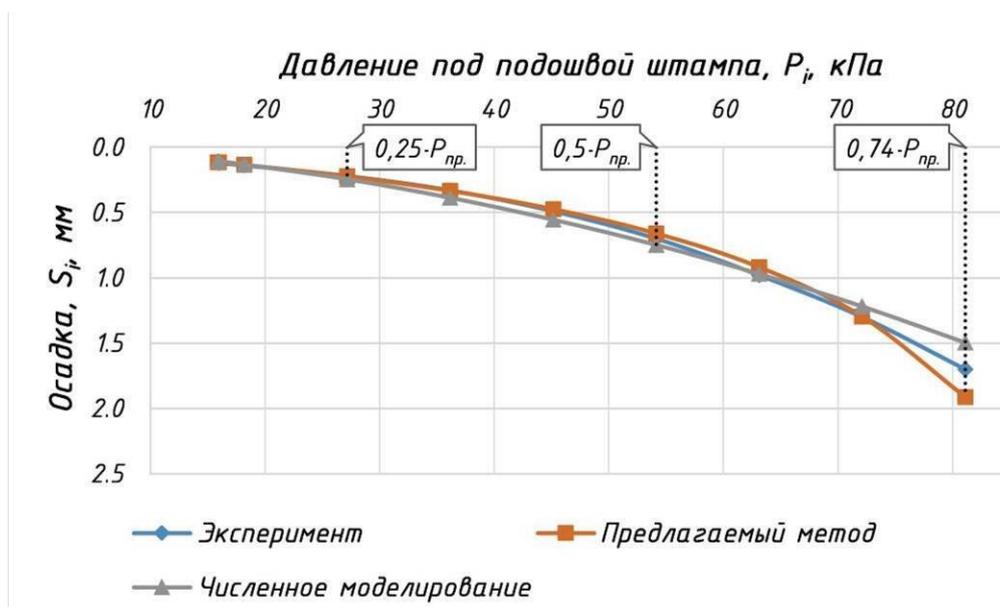


Рисунок 5.8 – Зависимости  $S = f(P)$ , полученные различными методами (плотный грунт)

Таким образом, численное моделирование проведенных экспериментальных исследований и сопоставление осадки штампа на заданной ступени нагружения с результатами экспериментальных исследований и расчетов по предлагаемому методу позволило установить следующее: отклонение рассматриваемого метода от всех серий эксперимента в среднем по ступеням составило 6,3 % (минимум – 4,3 %, максимум – 7,6 %), численного моделирования – 15,5 % (минимум – 8,2 %, максимум – 29,3 %) при рассмотрении интервала давления на грунт основания от  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  до  $0,7 \cdot P_{пр.}$ . Отклонения подобного порядка допустимо оценить как удовлетворительные, позволяющие сделать вывод о достоверности предлагаемого инженерного метода расчета и подтвердить корректность принятых допущений.

## **5.2 Сравнение результатов расчета осадки по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов**

В ходе анализа методов расчета фундаментов по деформациям в первой главе рассматривались инженерные (приближённые) методы. Как уже отмечалось ранее, данный класс подходов предполагает, как правило, использование феноменологических зависимостей, отражающих изменение НДС основания для рассматриваемых типов фундаментов в определенных грунтовых условиях. Данные зависимости представляют практический интерес при подтверждении их корректности, достоверности и точности в заранее оговоренных условиях. Сопоставление результатов расчета осадки штампа по предлагаемому методу осуществим с решениями С.С. Вялова, А.Л. Миндича [28], М.В. Малышева, Н.С. Никитиной [91; 94; 106], а также В.М. Кириллова [75].

В связи с тем, что множество возможных величин осадки, полученное посредством применения различных методов, само по себе неинформативно, т.е. не позволяет решить задачу исследования, связанную с оценкой достоверности предлагаемого метода, в качестве «эталона» для оценки получаемых при сопоставлении осадок и их отклонений принимаются экспериментальные данные, представленные в третьей главе (рисунок 5.9).

Для сопоставления различных инженерных методов представим вычисленные значения осадки в виде графической зависимости  $S = f(P)$  (рисунки 5.10–5.12), а также в табличной форме с выделением соответствующих серий грунта. Результаты данного сопоставления применительно к грунту средней плотности изложены в таблице 5.4, к грунтам в рыхлом и плотном состоянии – в таблицах Б.1 и Б.2 приложения Б соответственно. Для данных методов границей линейной работы грунта является  $R$ , поэтому значения осадки при давлении равном  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  для них не приводятся.

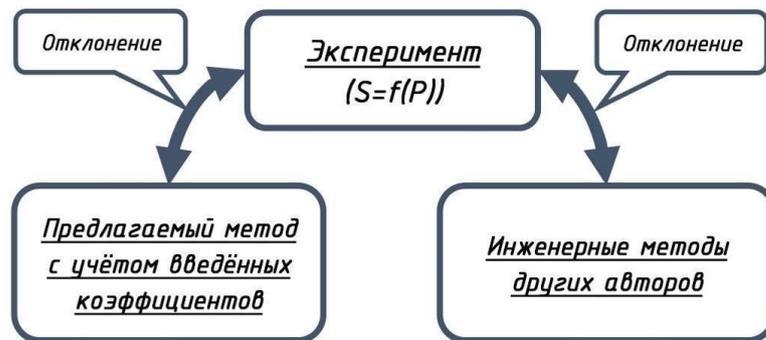


Рисунок 5.9 – К сопоставлению отклонений значений осадки, получаемых разными методами

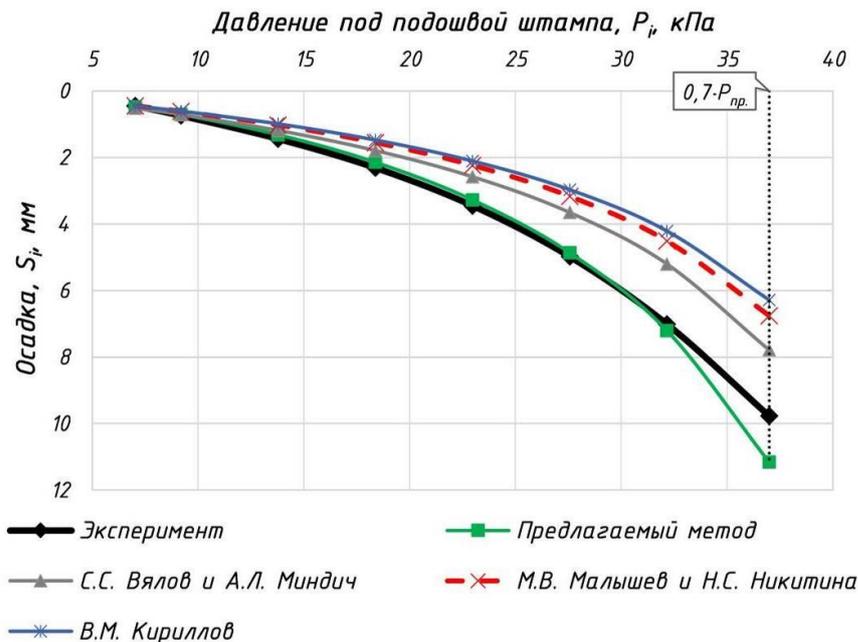


Рисунок 5.10 – Зависимости  $S = f(P)$ , полученные экспериментально, по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов (серия со рыхлым грунтом)

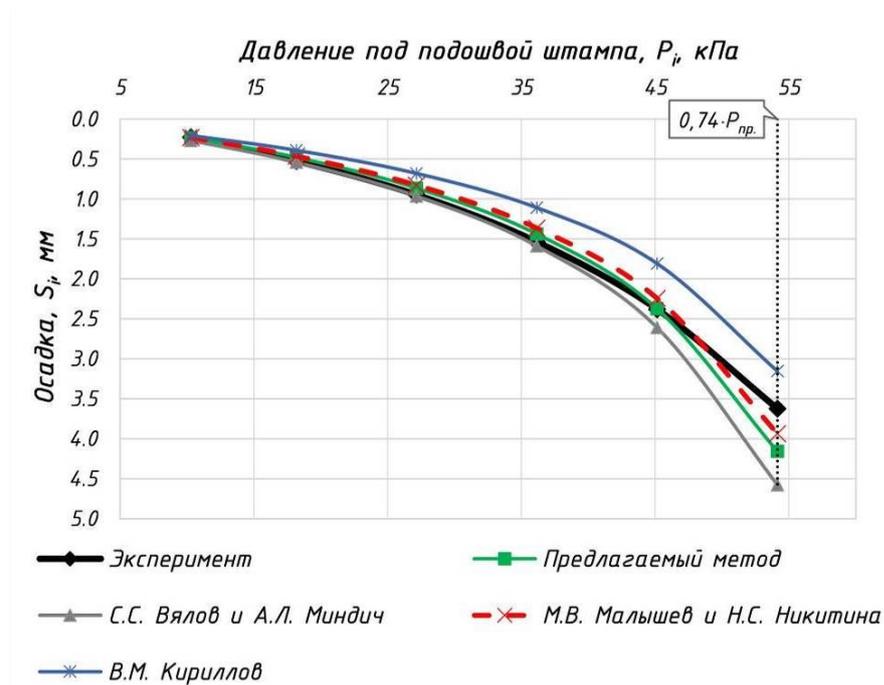


Рисунок 5.11 – Зависимости  $S = f(P)$ , полученные экспериментально, по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов (серия с грунтом средней плотности)

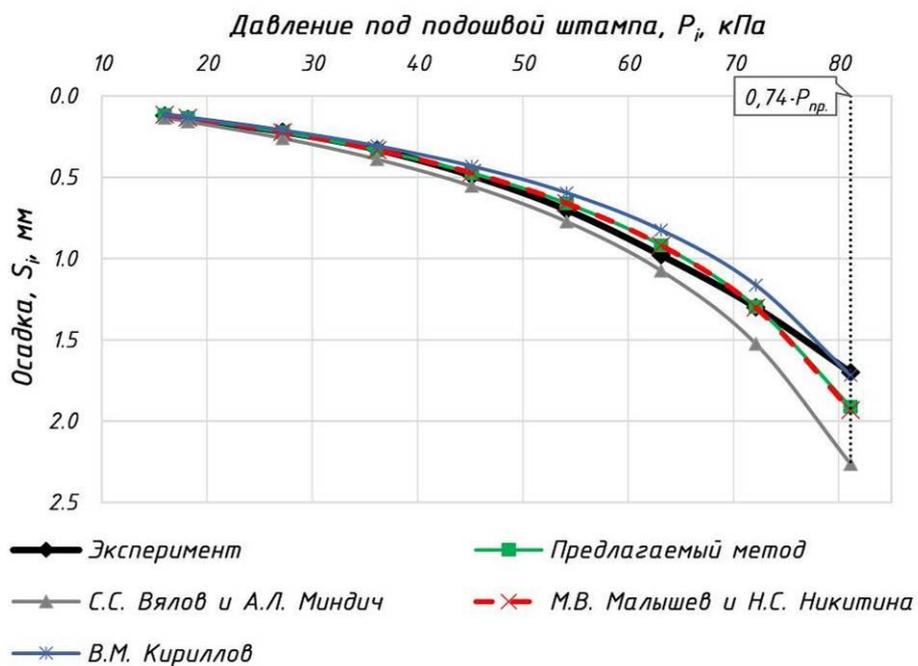


Рисунок 5.12 – Зависимости  $S = f(P)$ , полученные экспериментально, по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов (серия с плотным грунтом)

Таблица 5.4 – Результаты сопоставления осадки штампа (средняя плотность)

Давление под штампом, $P$ , кПа		Осадка штампа, $S$ , мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %	
		Эксперимент	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич
9,7	$I,1$ $P_{н.кр}$	0,2	0,216	–	7,9	–
10,3	$R$	0,23	0,233	0,267	1,2	16,1
18,2	$0,25$ $P_{пр.}$	0,52	0,478	0,539	8,7	3,7
27,2	$0,37$ $P_{пр.}$	0,95	0,864	0,962	9,9	1,3
36,2	$0,49$ $P_{пр.}$	1,54	1,438	1,588	7,1	3,1
45,2	$0,62$ $P_{пр.}$	2,38	2,373	2,609	0,3	9,6
54,1	$0,74$ $P_{пр.}$	3,62	4,158	4,575	14,9	26,4
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,1</b>	<b>10</b>
$P$ , кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина
9,7	$I,1$ $P_{н.кр}$	0,2	0,216	–	7,9	–
10,3	$R$	0,23	0,233	0,23	1,2	0
18,2	$0,25$ $P_{пр.}$	0,52	0,478	0,464	8,7	12,1
27,2	$0,37$ $P_{пр.}$	0,95	0,864	0,827	9,9	14,9
36,2	$0,49$ $P_{пр.}$	1,54	1,438	1,365	7,1	12,8
45,2	$0,62$ $P_{пр.}$	2,38	2,373	2,244	0,3	6,1
54,1	$0,74$ $P_{пр.}$	3,62	4,158	3,935	14,9	8,7
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,1</b>	<b>9,1</b>
$P$ , кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов
9,7	$I,1$ $P_{н.кр}$	0,2	0,216	–	7,9	–
10,3	$R$	0,23	0,233	0,204	1,2	12,7

Продолжение таблицы 5.4

$P$ , кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов
18,2	$0,25 P_{np}$	0,52	0,478	0,39	8,7	33,3
27,2	$0,37 P_{np}$	0,95	0,864	0,679	9,9	39,9
36,2	$0,49 P_{np}$	1,54	1,438	1,108	7,1	39
45,2	$0,62 P_{np}$	2,38	2,373	1,807	0,3	31,7
54,1	$0,74 P_{np}$	3,62	4,158	3,154	14,9	14,8
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,1</b>	<b>28,6</b>

Таким образом, проведенное сопоставление расчетно-теоретических значений осадок, вычисленных по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов, позволяет сделать следующий вывод: расчеты по рассматриваемому в данной работе методу дают наименьшие расхождения с экспериментом (в среднем 6,3 % по ступеням нагружения по всем сериям), при этом инженерные методы и других авторов также показывают достаточно удовлетворительное совпадение с экспериментальными значениями осадки (таблица 5.5).

Таблица 5.5 – Результаты сопоставления значений осадки

Рассматриваемая серия	Среднее отклонение расчетной осадки от экспериментальной в диапазоне давления на грунт основания от $1,1 \cdot P_{н.кр}$ до $0,7 \cdot P_{np}$ при применении соответствующего метода, %			
	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич	М.В. Малышев и Н.С. Никитина	В.М. Кириллов
Рыхлый грунт	7,6	25	40,2	47,4
Грунт средней плотности	7,1	10	9,1	28,6
Плотный грунт	4,3	16	4,5	9,5
<b>«Средний результат»</b>	<b>6,3</b>	<b>17</b>	<b>17,9</b>	<b>28,5</b>

В целом, полученные отклонения при расчетах по инженерным методам являются допустимыми: при средней плотности грунта они составляют в среднем по рассматриваемому диапазону давлений от 7,1 % до 28,6 %, при плотном грунте – от 4,3 % до 16 %. Отклонение осадки для серии с рыхлым грунтом при использовании предлагаемого метода составило в среднем 7,6 %, при расчете по методам других авторов – от 25 % до 47,4 %, т.е. в данном решении поставленной задачи следует говорить лишь о качественном описании процесса деформирования грунта.

Из представленных ранее графиков (рисунки 5.10–5.12) и таблицы 5.5 очевидно, что наиболее сопоставимые с предлагаемым методом результаты получены посредством расчетов по методу М.В. Малышева и Н.С. Никитиной, рекомендованного в «Пособии... к СНиП 2.02.01-83\*» [121], отклонения которого составляют для грунта средней плотности 9,1 % (7,1 % – заданная осадка) и для плотного грунта 4,5 % (4,3 % – заданная осадка).

Таким образом, сравнение результатов расчета осадки по предлагаемому методу и методам других авторов показало, что полученные отклонения в целом являются допустимыми для инженерных методов и, в основном, сопоставимыми между собой. Следует отметить, что отклонения предлагаемого метода расчета от экспериментальных измерений являются наименьшими среди других рассмотренных, что позволяет сделать вывод о его достоверности и корректности принятых допущений.

### **5.3 Сопоставление результатов расчета осадки по предлагаемому методу и экспериментальных исследований деформирования грунтов других авторов**

Для оценки достоверности предлагаемого метода и обоснования его применимости отдельным вопросом является сопоставление значений расчетно-теоретических осадок, полученных по рассматриваемому методу, и осадок, определенных в результате экспериментальных исследований других авторов и организаций. Решение данной задачи произведем на основе расчета осадки по

предлагаемому методу с характеристиками грунтов, установленными в ходе соответствующих инженерно-геологических изысканий.

В работе С.И. Алексева [3] представлены результаты штамповых испытаний, проводившихся совместно с Псковским отделением Ленинградского треста инженерно-строительных изысканий согласно ГОСТ 20276 [41]. Выполним сопоставление значений осадки грунта для пылеватого песка (площадка в г. Пскове) и супеси пылеватой (площадка в г. Пыталово). Основные характеристики грунтов, сведения об условиях испытаний, а также необходимые расчетные величины представлены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 – Основные характеристики грунтов и сведения об условиях штамповых испытаний (по С.И. Алексеву [3])

Параметр	Пылеватый песок	Супесь пылеватая
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19	22,6
Сцепление, $c$ , кПа	4	14
Угол внутреннего трения, $\varphi$ , градус	30	26
Показатель текучести, $I_L$	–	0
Коэффициент пористости, $e$	0,6	0,5
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	600	600
Глубина испытания, $d$ , м	1,6	2,6
Модуль деформации, $E_0$ , МПа	11,5	10,5
Установившийся УГВ, м	1,8	–
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр}$ , кПа	221,8	388,5
Предельное давление, $P_{пр}$ , кПа	768	996
Осадка при давлении $1,1 \cdot P_{н.кр}$ , мм	1,933	4,893
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	0,91; 1 («плотный»)	

Сопоставление осадки при заданной степени нагружения в виде графической зависимости  $S = f(P)$  представлено на рисунке 5.13 и 5.14 (пунктирной линией показана линейная стадия работы грунта). В табличной

форме результаты расчета осадки и её отклонения от эксперимента представлены в таблице 5.7 для пылеватого песка, таблице 5.8 – для супеси пылевой.

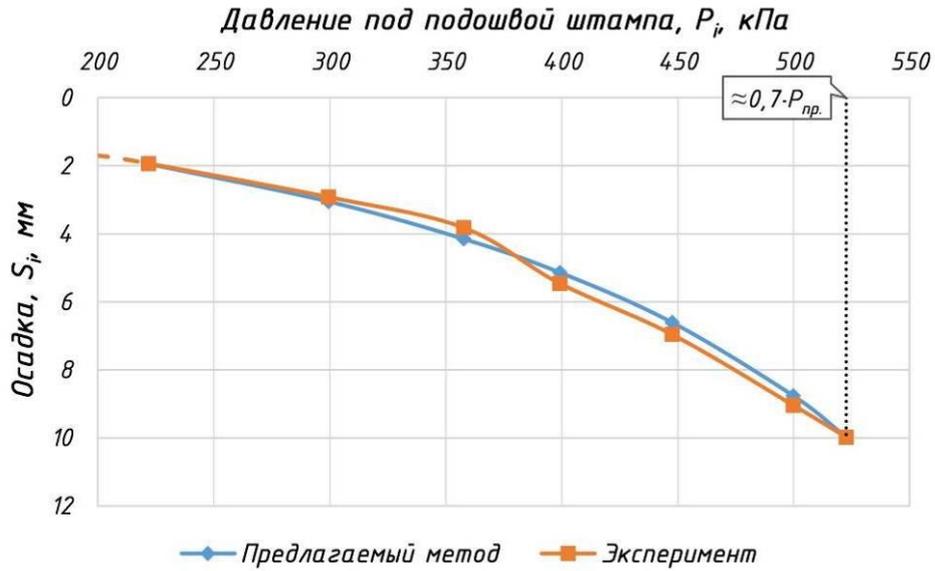


Рисунок 5.13 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для пылеватого песка [3]

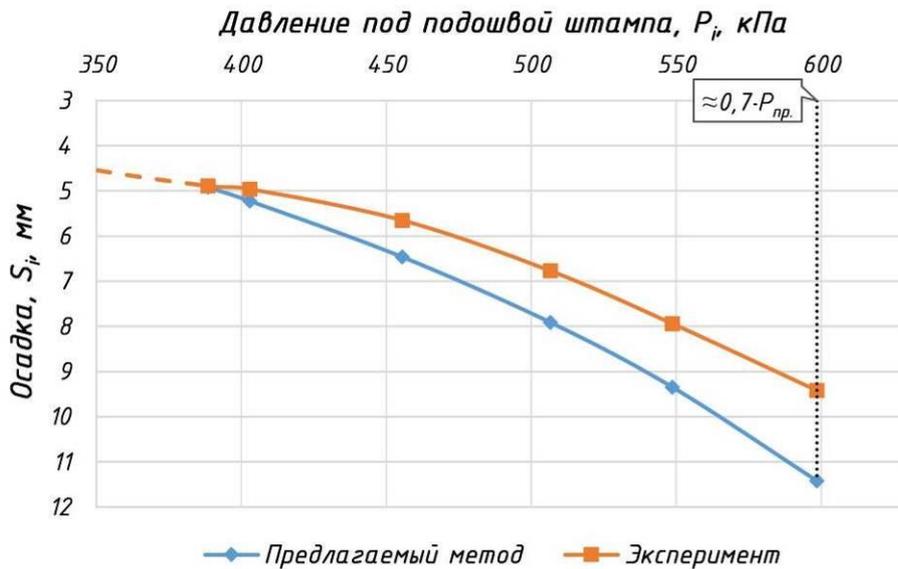


Рисунок 5.14 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для супеси пылевой [3]

Таблица 5.7 – Расчет и сопоставление осадок (песок пылеватый [3])

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
98,1	–	–	–	1,01	–
198,8	–	–	–	1,69	–
<b>221,8</b>	1	1,1	1,945	1,93	0,8
299,4	1,162	1,49	3,051	2,92	4,5
357,7	1,323	1,77	4,15	3,82	8,6
399,2	1,468	1,98	5,138	5,46	6,3
447,6	1,683	2,22	6,607	6,96	5,3
499,8	1,999	2,48	8,761	9,04	3,2
<b>522,6</b>	2,178	2,59	9,98	9,98	0
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,7 \cdot P_{нр.}</math> (<b>522,6</b> кПа), %:</i>					<b>4,1</b>

Таблица 5.8 – Расчет и сопоставление осадок (супесь пылеватая [3])

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
139,6	–	–	–	1,94	–
244	–	–	–	3,28	–
352,1	–	–	–	4,43	–
<b>388,5</b>	1	1,1	4,921	4,89	0,6
402,9	1,024	1,14	5,223	4,96	5,3
455,5	1,12	1,29	6,463	5,65	14,4
506,6	1,233	1,43	7,912	6,77	16,9
548,7	1,345	1,55	9,346	7,94	17,7
<b>598,6</b>	1,506	1,69	11,42	9,42	21,2
<i>Среднее отклонение до <math>0,6 \cdot P_{нр.}</math> (<b>598,6</b> кПа), %:</i>					<b>12,7</b>

На основе проведенных вычислений установлено, что среднее по ступеням нагружения отклонение расчетно-теоретического значения осадки от экспериментального для песка пылеватого в диапазоне давления от  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  до  $\approx 0,7 \cdot P_{нр}$  составило 4,1 %, для супеси пылеватой при давлении от  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  до  $0,6 \cdot P_{нр}$  – 12,7 %, что является допустимым для инженерного метода расчета.

Рассмотрим предоставленные АО «Институт Гипростроймост – Санкт-Петербург» сведения о штамповых испытаниях (ГОСТ 20276-2012 [41]) для двух крупных объектов компании в разнообразных инженерно-геологических условиях. Для испытания полутвердого суглинка устраивалась скважина в виде инвентарной обсадной трубы диаметром 1200 мм (площадь пяты 1000 см<sup>2</sup>), а для твердой глины использовалась стальная конструкция, выполненная из металлических труб диаметром 325 мм с закрытым нижним концом (площадь штампа 829,16 см<sup>2</sup>). Основные характеристики грунтов, сведения об условиях испытаний, а также необходимые расчетные величины представлены в таблице 5.9. Сопоставление осадки при заданной степени нагружения в виде графической зависимости  $S = f(P)$  представлено на рисунке 5.15 и 5.16 (пунктирной линией показано нарастание осадки при давлении, стремящемся к предельному). Вычисленная осадка, а также её отклонение от эксперимента представлены в таблице 5.10 для полутвердого суглинка, таблице 5.11 – для твердой глины.

Таблица 5.9 – Основные характеристики грунтов и сведения об условиях штамповых испытаний

Параметр	Полутвердый суглинок	Твердая глина
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	21,1	18,54
Сцепление, $c$ , кПа	50	86
Угол внутреннего трения, $\varphi$ , градус	23	14
Показатель текучести, $I_L$	0,14	-0,18
Коэффициент пористости, $e$	0,482	0,91
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	1000	829,16
Глубина испытания, $d$ , м	24	20,2

Продолжение таблицы 5.9

Параметр	Полутвердый суглинок	Твердая глина
Модуль деформации, $E_0$ , МПа	32	43,6
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	2317,3	1328
Предельное давление, $P_{пр.}$ , кПа	3090,1	2479
Осадка при давлении $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , мм	19,8	3,14
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	0,91; 1 («плотный»)	

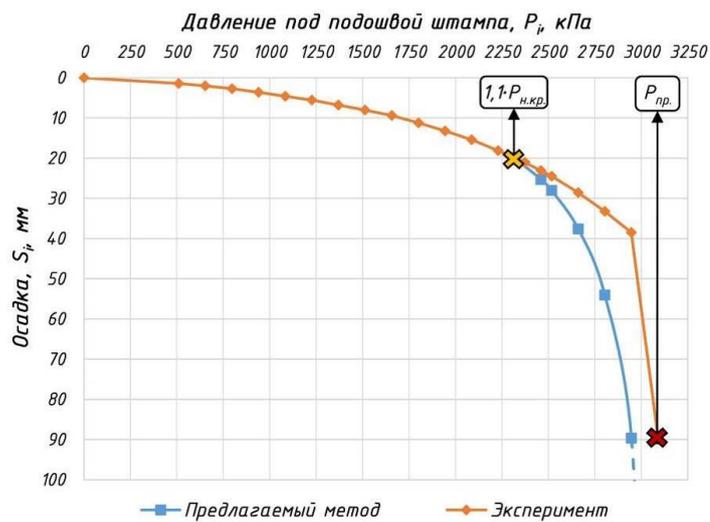


Рисунок 5.15 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для полутвердого суглинка

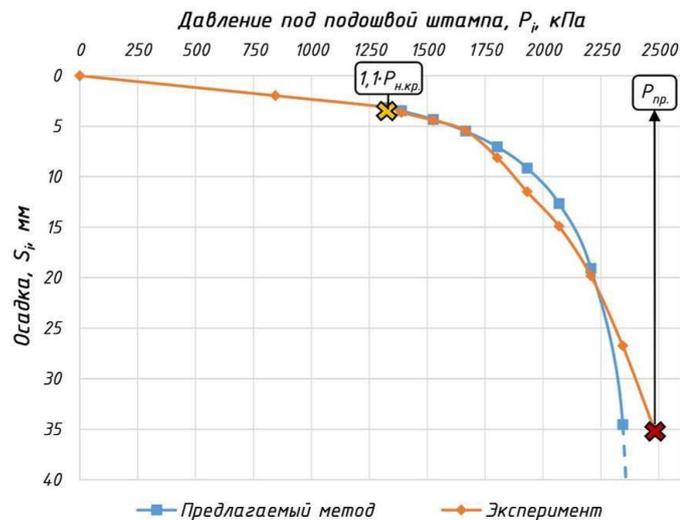


Рисунок 5.16 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для твердой глины

Таблица 5.10 – Расчет и сопоставление осадок (суглинок полутвердый)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
509,93	–	–	–	1,4	–
797,27	–	–	–	2,7	–
1083,6	–	–	–	4,6	–
1370	–	–	–	6,8	–
1657,3	–	–	–	9,4	–
1943,7	–	–	–	13,2	–
2230	–	–	–	18,1	–
<b>2317,3</b>	1	1,1	19,925	19,8	0,6
2460,6	1,195	1,17	25,285	23,09	9,5
<b>2517,4</b>	1,295	1,19	28,032	24,5	14,4
2660,7	1,642	1,26	37,57	28,55	31,6
2803,7	2,242	1,33	54,046	33,2	62,8
2947	3,536	1,4	89,594	38,49	132,8
3090,1	8,337	1,47	221,5	89,7	146,9
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,8 \cdot P_{нр.}</math> (<b>2517,4</b> кПа), %:</i>					<b>8,2</b>

Таблица 5.11 – Расчет и сопоставление осадок (твердая глина)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
844,8	–	–	–	1,98	–
<b>1328,5</b>	1	1,1	3,16	3,14	0,6
1388	1,052	1,15	3,472	3,63	4,5
1525,5	1,194	1,26	4,333	4,42	2

Продолжение таблицы 5.11

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
1665	1,385	1,38	5,484	5,43	1
<b>1802,5</b>	1,643	1,49	7,044	8,11	15,1
1931,3	1,991	1,6	9,147	11,49	25,6
2068,8	2,573	1,71	12,66	14,9	17,7
2206,5	3,637	1,83	19,088	19,81	3,8
2344	6,196	1,94	34,544	26,74	29,2
2479	20,052	2,05	118,233	34,94	238,4
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,7 \cdot P_{н.кр.}</math> (1802,5 кПа), %:</i>					<b>4,7</b>

На основе проведенных вычислений установлено, что среднее по ступеням нагружения отклонение расчетно-теоретического значения осадки от экспериментального для полутвердого суглинка в диапазоне давления от  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$  до  $\approx 0,8 \cdot P_{н.кр.}$  составило 8,2 %, для твердой глины при давлении от  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$  до  $\approx 0,7 \cdot P_{н.кр.}$  – 4,7 %. В отношении данных испытаний следует отметить, что предельное давление  $P_{н.кр.}$ , использованное при расчетах осадки, было установлено в ходе проведения штамповых испытаний. Испытания проводились на значительной глубине ( $> 20$  м), однако полученные отклонения осадки в соответствующих диапазонах давления являются вполне допустимыми для инженерного метода расчета, т.е. рассматриваемый метод после дополнительных исследований может также использоваться для проектирования фундаментов глубокого заложения.

В статье проф. В.В. Лушникова [85] рассматривается испытание полутвердого суглинка на опытной площадке рядом с г. Екатеринбург. Основные сведения об испытании изложены в таблице 5.12. Сопоставление

осадки при заданной степени нагружения в виде зависимости  $S = f(P)$  представлено на рисунке 5.17, а в табличной форме – в таблице 5.13.

Таблица 5.12 – Основные сведения об условиях штамповых испытаний

Параметр	Полутвердый суглинок
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,5
Сцепление, $c$ , кПа	50
Угол внутреннего трения, $\varphi$ , градус	15
Показатель текучести, $I_L$	0,09
Коэффициент пористости, $e$	0,77
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	5000
Глубина испытания, $d$ , м	2
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	359,6
Предельное давление, $P_{пр.}$ , кПа	1091,29
Осадка при давлении $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , мм	1,81
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	0,91; 1 («плотный»)

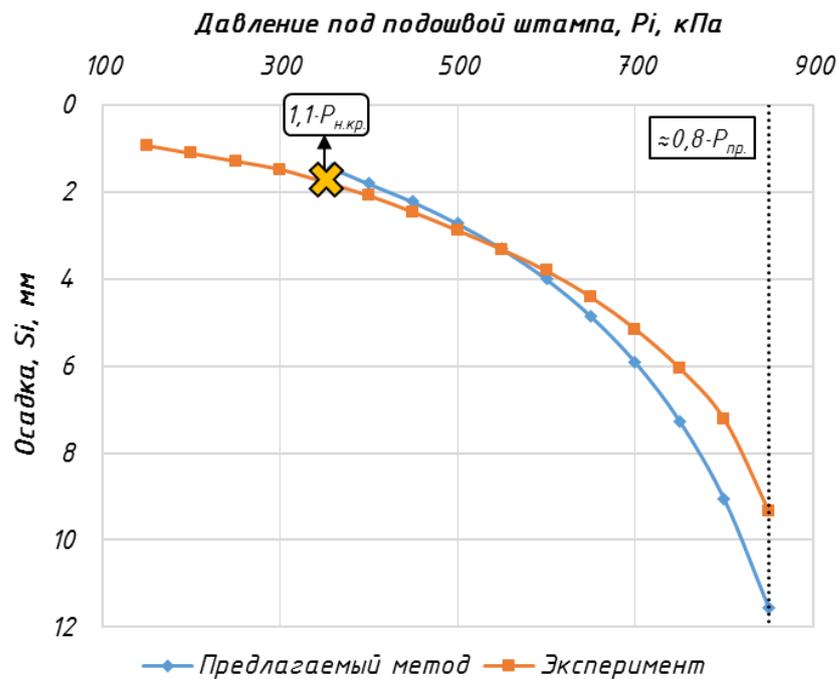


Рисунок 5.17 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для полутвердого суглинка

Таблица 5.13 – Расчет и сопоставление осадок (полутвердый суглинок)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
359,6	1,00	1,10	1,45	1,81	20,1
400	1,06	1,22	1,80	2,08	13,5
450	1,14	1,38	2,22	2,46	9,6
500	1,23	1,53	2,72	2,88	5,6
550	1,34	1,68	3,30	3,32	0,6
600	1,47	1,84	4,00	3,81	5,0
650	1,63	1,99	4,85	4,41	9,9
700	1,84	2,14	5,91	5,15	14,7
750	2,09	2,29	7,26	6,05	20,0
800	2,43	2,45	9,06	7,22	25,4
850	2,90	2,60	11,54	9,32	23,9
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,8 \cdot P_{н.кр.}</math> (850 кПа), %:</i>					<b>13,5</b>

На основе проведенных вычислений установлено, что среднее по ступеням нагружения отклонение расчетно-теоретического значения осадки от экспериментального для супеси пылеватой при давлении от  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$  до  $\approx 0,8 \cdot P_{н.кр.}$  – 13,5 %, что является допустимым для инженерного метода расчета и коррелируется с рассмотренными испытаниями АО «Институт Гипростроймост – Санкт-Петербург».

Ленинградским отделением Государственного проектного института «Фундаментпроект» в 1965 году были проведены масштабные инженерно-геологические изыскания в северо-западной части Васильевского острова [112]. Данные изыскания были использованы при определении коэффициента Агишева. Схема точек испытаний приведена на рисунке 5.18.



Рисунок 5.18 – Точки испытания на фотоснимке со спутника в 1965 году (источник: retromap.ru) и в настоящее время (источник: yandex.ru)

Основные сведения о штамповых испытаниях текучепластичных суглинков изложены в таблице 5.14, сопоставление осадок представлено на рисунке 5.19 и в таблицах 5.15, 5.16.

Таблица 5.14 – Основные сведения об условиях штамповых испытаний [112]

Параметр	Текучепластичный суглинок (исп. А)	Текучепластичный суглинок (исп. Б)
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,93	18,44
Сцепление, $c$ , кПа	15	10
Угол внутреннего трения, $\varphi$ , градус	26	22
Показатель текучести, $I_L$	0,99	1,00
Коэффициент пористости, $e$	0,776	0,964
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	600	
Модуль деформации, $E_0$ , МПа	6,2	3,2
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр}$ , кПа	212,5	160,6
Предельное давление, $P_{пр}$ , кПа	1074,8	720,8
Осадка при давлении $1,1 \cdot P_{н.кр}$ , мм	2,24	2,95
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	1,01; 1,27	

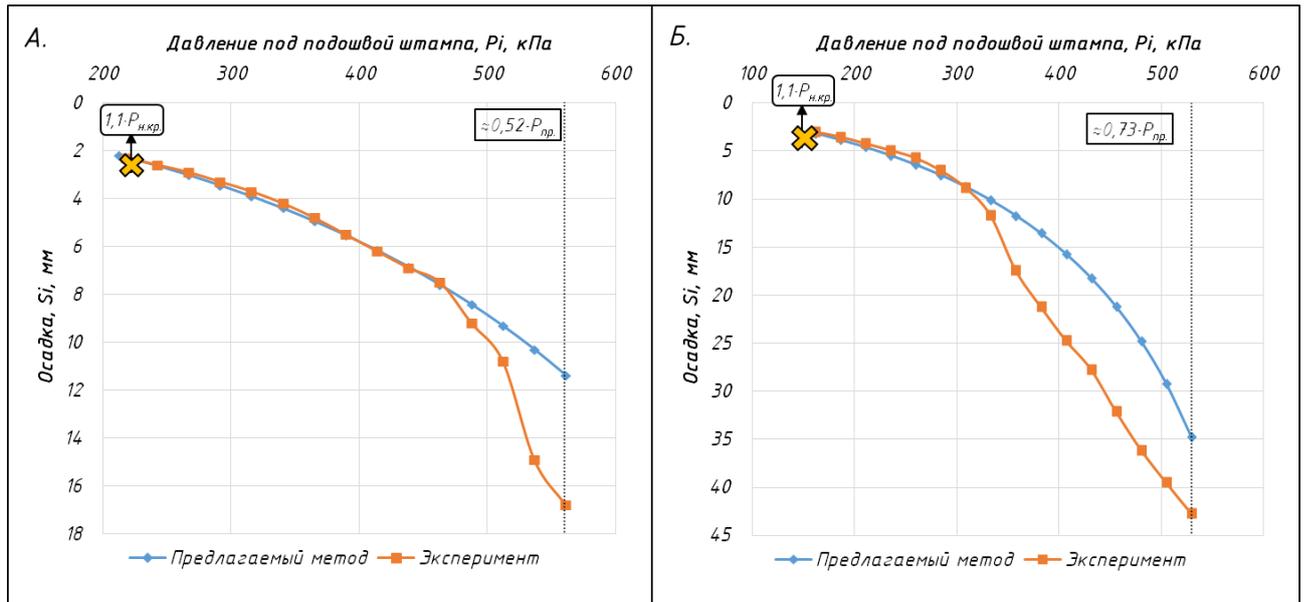


Рисунок 5.19 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для текучепластичных суглинков (испытания А и Б)

Таблица 5.15 – Расчет и сопоставление осадок (текучепластичный суглинок, испытание А)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
212,53	1,00	1,10	2,2	2,2	2,5
217,71	1,01	1,13	2,3	2,3	2,0
242,22	1,04	1,25	2,6	2,6	0,7
266,74	1,07	1,38	3,0	2,9	3,9
291,26	1,10	1,51	3,4	3,3	4,3
315,77	1,13	1,63	3,9	3,7	5,4
340,29	1,17	1,76	4,4	4,2	4,8
364,81	1,21	1,89	4,9	4,8	2,9
389,32	1,25	2,02	5,5	5,5	0,4
413,84	1,30	2,14	6,2	6,2	0,7
438,36	1,35	2,27	6,8	6,9	0,8
462,87	1,40	2,40	7,6	7,5	1,3

Продолжение таблицы 5.15

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
487,39	1,46	2,52	8,4	9,2	8,6
511,91	1,52	2,65	9,3	10,8	13,8
536,42	1,59	2,78	10,3	14,9	30,9
560,94	1,67	2,90	11,4	16,8	32,3
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,5 \cdot P_{н.кр.}</math> (561 кПа), %:</i>					<b>7,2</b>

Таблица 5.16 – Расчет и сопоставление осадок (текучепластичный суглинок, испытание Б)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
160,57	1,00	1,1	3,12	2,95	5,4
161,81	1,002	1,11	3,15	3,0	4,9
186,33	1,05	1,28	3,83	3,5	9,4
210,84	1,10	1,44	4,59	4,2	9,3
235,36	1,15	1,61	5,45	4,9	11,1
259,88	1,21	1,78	6,41	5,7	12,4
284,39	1,28	1,95	7,49	7,0	7,0
308,91	1,35	2,12	8,72	8,8	0,9
333,43	1,44	2,28	10,12	11,7	13,5
357,94	1,53	2,45	11,71	17,4	32,7
382,46	1,64	2,62	13,55	21,2	36,1
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,5 \cdot P_{н.кр.}</math> (333 кПа), %:</i>					<b>8,2</b>

Основные сведения о штамповых испытаниях текучих суглинков изложены в таблице 5.17, сопоставление осадок представлено на рисунке 5.20 и в таблицах 5.18, 5.19.

Таблица 5.17 – Основные сведения об условиях штамповых испытаний [112]

Параметр	Текучий суглинок (исп. А)	Текучий суглинок (исп. Б)
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18,44	19,03
Сцепление, $c$ , кПа	15	19
Угол внутреннего трения, $\phi$ , градус	21	24
Показатель текучести, $I_L$	> 1	> 1
Коэффициент пористости, $e$	0,943	0,829
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	600	
Модуль деформации, $E_0$ , МПа	2,8	4,8
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	209,6	186,7
Предельное давление, $P_{пр.}$ , кПа	885,28	789,7
Осадка при давлении $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , мм	7,86	2,69
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	1,01; 1,27	

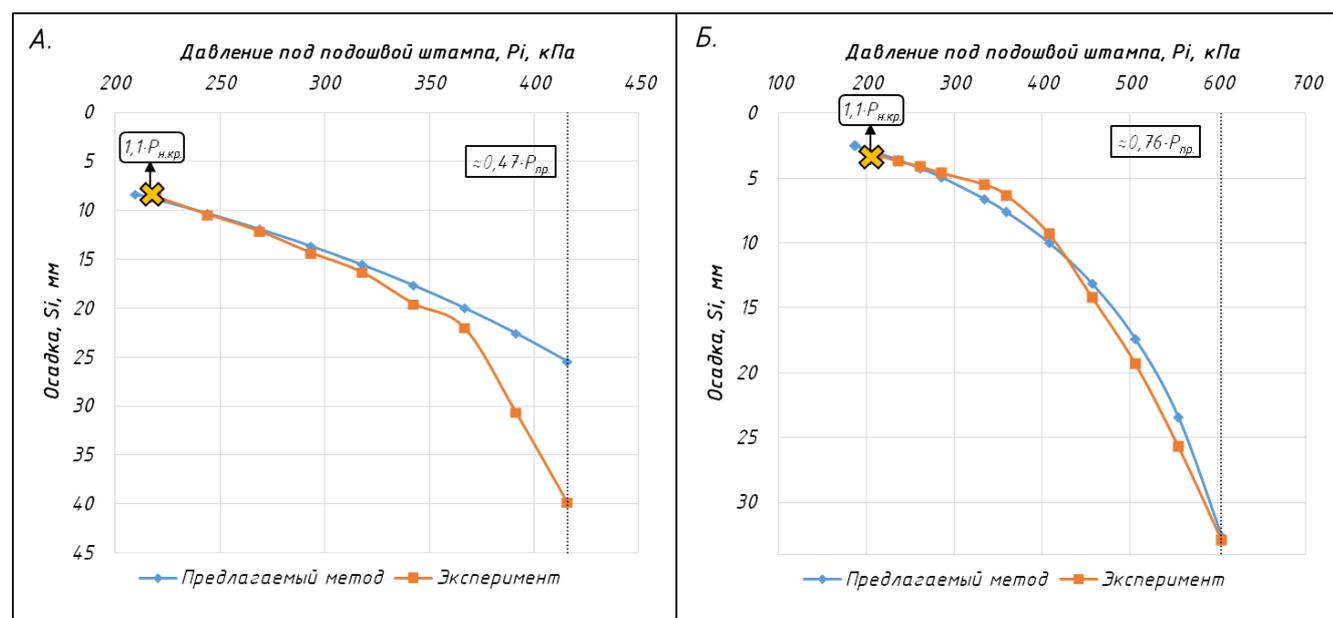


Рисунок 5.20 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для текучих суглинков (испытания А и Б)

Таблица 5.18 – Расчет и сопоставление осадок (текучий суглинок, испытание А)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
209,60	1,00	1,10	8,3	7,86	5,3
219,67	1,01	1,15	8,8	8,6	2,7
244,19	1,05	1,28	10,3	10,4	1,2
268,70	1,09	1,41	11,9	12,1	2,1
293,22	1,14	1,54	13,6	14,3	5,0
317,74	1,19	1,67	15,5	16,3	4,9
342,25	1,24	1,80	17,6	19,5	9,7
366,77	1,30	1,92	19,9	22	9,4
391,29	1,36	2,05	22,5	30,6	26,5
415,80	1,43	2,18	25,4	39,8	36,2
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,5 \cdot P_{н.кр.}</math> (416 кПа), %:</i>					<b>10,3</b>

Таблица 5.19 – Расчет и сопоставление осадок (текучий суглинок, испытание Б)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
186,66	1,00	1,10	2,49	2,69	7,2
187,31	1,00	1,10	2,51	2,70	7,2
211,82	1,04	1,25	3,02	3,20	5,7
236,34	1,09	1,39	3,59	3,70	3,0
260,86	1,14	1,54	4,22	4,10	3,0
285,37	1,19	1,68	4,93	4,60	7,1
334,41	1,32	1,97	6,60	5,50	20,0
358,92	1,39	2,12	7,59	6,30	20,6
407,96	1,57	2,40	10,00	9,30	7,5

Продолжение таблицы 5.19

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
456,99	1,79	2,69	13,14	14,2	7,5
506,02	2,09	2,98	17,39	19,300	9,9
555,06	2,52	3,27	23,43	25,700	8,8
604,09	3,15	3,56	32,58	32,9	1,0
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,76 \cdot P_{н.кр.}</math> (604 кПа), %:</i>					<b>8,3</b>

Основные сведения о штамповом испытании тугопластичного суглинка изложены в таблице 5.20, сопоставление осадок представлено на рисунке 5.21 и в таблице 5.21.

Таблица 5.20 – Основные сведения об условиях штамповых испытаний [112]

Параметр	Тугопластичный суглинок
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,91
Сцепление, $c$ , кПа	15
Угол внутреннего трения, $\varphi$ , градус	26
Показатель текучести, $I_L$	0,43
Коэффициент пористости, $e$	0,626
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	600
Модуль деформации, $E_0$ , МПа	14,8
Давление $I, I \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	149,9
Предельное давление, $P_{нр.}$ , кПа	689,4
Осадка при давлении $I, I \cdot P_{н.кр.}$ , мм	0,8
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	0,96; 1,04 («средней плотности»)

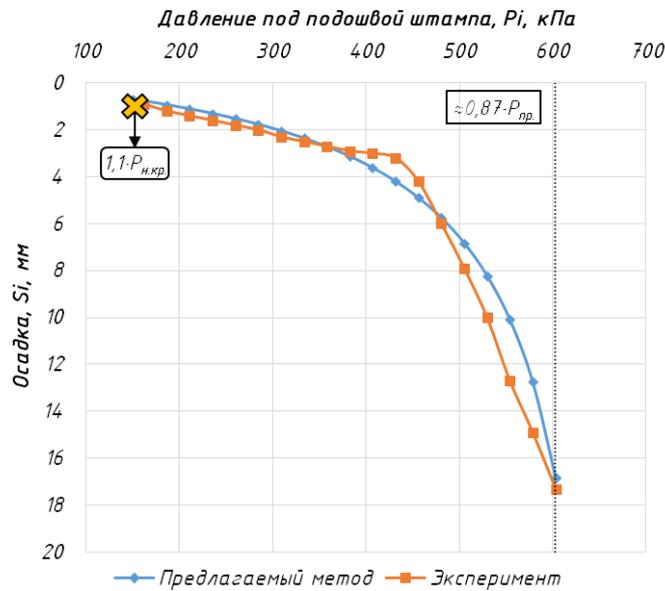


Рисунок 5.21 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для тугопластичного суглинка

Таблица 5.21 – Расчет и сопоставление осадок (тугопластичный суглинок)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
149,86	1,00	1,10	0,71	0,80	11,74
161,81	1,02	1,19	0,78	0,90	13,28
186,33	1,07	1,37	0,94	1,20	21,70
210,84	1,13	1,55	1,12	1,40	20,32
235,36	1,19	1,73	1,31	1,60	18,08
259,88	1,25	1,91	1,53	1,80	15,09
284,39	1,33	2,09	1,77	2,00	11,37
308,91	1,41	2,27	2,05	2,30	10,95
333,43	1,51	2,45	2,36	2,50	5,53
357,94	1,62	2,63	2,72	2,70	0,78
382,46	1,74	2,81	3,14	2,90	8,18
406,98	1,89	2,99	3,62	3,00	20,81

Продолжение таблицы 5.21

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
431,49	2,06	3,17	4,20	3,20	31,32
456,01	2,27	3,35	4,90	4,20	16,64
480,53	2,53	3,53	5,75	6,00	4,09
505,04	2,86	3,71	6,83	7,90	13,54
529,56	3,28	3,89	8,22	10,00	17,77
554,08	3,84	4,07	10,10	12,70	20,49
578,59	4,64	4,25	12,75	14,90	14,40
603,11	5,87	4,43	16,81	17,30	2,83
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,87 \cdot P_{нр.}</math> (604 кПа), %:</i>					<b>13,9</b>

Основные сведения о штамповых испытаниях пылеватой супеси изложены в таблице 5.22, сопоставление осадок представлено на рисунке 5.22 и в таблице 5.23.

Таблица 5.22 – Основные сведения об условиях штамповых испытаний [112]

Параметр	Супесь пылеватая
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	19,23
Сцепление, $c$ , кПа	25
Угол внутреннего трения, $\varphi$ , градус	24
Коэффициент пористости, $e$	0,74
Площадь штампа, $A$ , см <sup>2</sup>	600
Модуль деформации, $E_0$ , МПа	12,3
Давление $I, I \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	275,6
Предельное давление, $P_{нр.}$ , кПа	1202,2
Осадку при давлении $I, I \cdot P_{н.кр.}$ , мм	2,61
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	1,01; 1,27

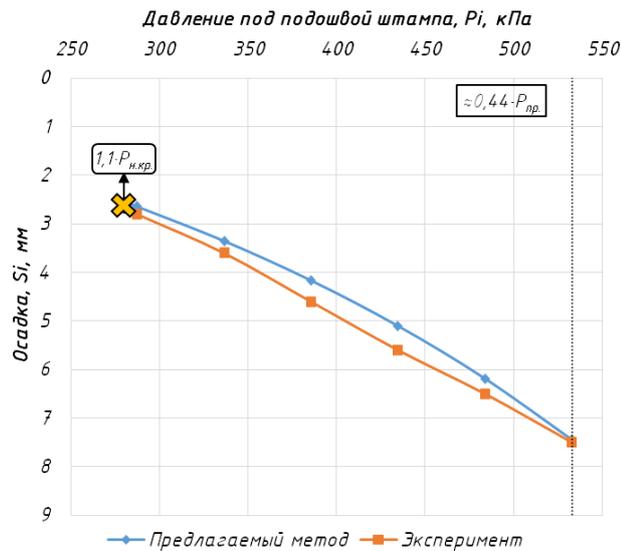


Рисунок 5.22 – Графики  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и экспериментально для пылеватой супеси

Таблица 5.23 – Расчет и сопоставление осадок (пылеватая супесь)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
275,61	1,00	1,10	2,49	2,61	4,6
287,33	1,01	1,15	2,64	2,80	5,6
336,37	1,07	1,34	3,35	3,60	6,9
385,40	1,13	1,54	4,16	4,60	9,5
434,43	1,20	1,73	5,10	5,60	8,9
483,47	1,28	1,93	6,18	6,50	4,9
532,50	1,38	2,13	7,44	7,50	0,8
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,44 \cdot P_{пр}</math>. (533 кПа), %:</i>					<b>5,9</b>

На основе сопоставлений со штамповыми испытаниями Ленинградского отделения «Фундаментпроекта» установлено, что среднее по ступеням нагружения отклонение расчетно-теоретического значения осадки от экспериментального является допустимым для инженерного метода и составило:

- для текучепластичных суглинков разного происхождения – 7,2–8,2 % при давлении до  $\approx 0,5 \cdot P_{np}$ ;
- для текучих суглинков – 8,3–10,3 % при давлении до  $\approx 0,5–0,76 \cdot P_{np}$ ;
- для тугопластичного суглинка – 13,9 % при давлении до  $\approx 0,87 \cdot P_{np}$ ;
- для пылеватой супеси – 5,9 % при давлении до  $\approx 0,44 \cdot P_{np}$ , что коррелируется с рассмотренными испытаниями в Псковской области.

Исследование поведения фундаментов мелкого заложения в песчаном грунте, проводившиеся Ж.-Л. Брийо (*Jean-Louis Briaud*) в Техасском университете А&М (*Texas A&M University*), представлено в работе [184], выполненной по заказу Министерства транспорта США. Квадратные в плане фундаменты различных размеров нагружались статической ступенчато-возрастающей нагрузкой до достижения ими величины осадки равной 150 мм. Для проведения испытаний были устроены 4 анкерные сваи длиной порядка 20 м с уширением в нижней части. Для создания жесткой рамной конструкции, предназначенной для восприятия усилий, передающихся на фундамент, сваи связывались посредством двутавров W 33×120 ( $h = 834,6$  мм,  $b = 291,6$  мм), каждый из которых был сварен с таким же по полкам. Измерение вертикальных перемещений фундамента осуществлялось с помощью LVDT-датчиков, прикрепленных к их углам; грунта основания на различных глубинах – с помощью экстензометров оригинальной конструкции (глубинные марки); горизонтальных перемещений грунта – с помощью инклинометров. Нагрузка на фундамент передавалась посредством высокотоннажного гидравлического домкрата с развиваемым усилием равным 12 МН ( $\approx 1200$  т). Наиболее подробное описание данных исследований изложено в отчете [185]. Основные характеристики грунта представлены в таблице 5.24.

Согласно сведениям о соответствии наименований, представленным в ГОСТ 25100 [43], грунт основания является гравелистым песком (достаточно однородным средней плотности [184]). Предельное давление на грунт установлено посредством прессиометрических испытаний. Более подробное описание геологического строения площадки исследования и характеристик соответствующих грунтов изложено в работах [187; 199].

Таблица 5.24 – Характеристики грунта для испытаний [184]

Параметр	Гравелистый песок
Удельный вес грунта, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	15,5
Угол внутреннего трения, $\phi$ , градус	32
Установившийся УГВ, м	4,9
Глубина заложения фундаментов, $d$ , м	0,75
Сопротивление пенетрации (SPT), $N$ , bpf <sup>1)</sup>	20

Осуществим сопоставление осадки для фундаментов с размерами сторон 1,5×1,5 м, 2,5×2,5 м и 3×3 м аналогично выполненным ранее сравнениям. Для его проведения исходные экспериментальные кривые «осадка-давление» аппроксимированы полиномиальными зависимостями. Необходимые величины для расчета представлены в таблице 5.25. Расчеты и сопоставления осадок представлены в таблице 5.26 для фундамента с размерами сторон 2,5×2,5 м, для остальных – в таблицах Б.3, Б.4 приложения Б.

Таблица 5.25 – Расчетные величины для рассматриваемых фундаментов [184]

Параметр	1,5×1,5 м	2,5×2,5 м	3×3 м
Давление $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	81,1	81,1	81,1
Предельное давление, $P_{пр.}$ , кПа	1465,9	1126,7	1137,3
Осадка при давлении $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ , мм	1,02	1,4	1,36
Расчетные эмпирические коэффициенты $k, n$	0,96; 1,04 («средняя плотность»)		

Таблица 5.26 – Расчет и сопоставление осадок (фундамент 2,5×2,5 м)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$\frac{P_i}{P_{н.кр.}}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
<b>81,1</b>	1	1,1	1,487	1,4	6,2

<sup>1)</sup> Под «bpf» (*blows per foot*) понимается количество ударов для погружения зонда на 30 см.

Продолжение таблицы 5.26

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
104,3	1,023	1,41	1,974	1,86	6,1
202,7	1,131	2,75	4,345	4,3	1
301,2	1,266	4,09	7,324	7,87	7,5
403,4	1,444	5,47	11,308	13,26	17,3
600,3	1,981	8,14	23,413	30,33	29,5
698,8	2,433	9,48	33,66	43,08	28
801	3,19	10,86	50,833	59,95	17,9
<b>899,5</b>	4,555	12,2	81,826	80,16	2,1
997,9	7,958	13,53	159,192	104,72	52
1126,7	346,024	15,28	7849,021	144,15	5345
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,8 \cdot P_{пр.}</math> (<b>899,5</b> кПа), %:</i>					<b>12,8</b>

На основе проведенных вычислений установлено, что в среднем по ступеням нагружения отклонение расчетно-теоретического значения осадки от экспериментального для фундаментов с размерами сторон 1,5×1,5 м, 2,5×2,5 м и 3×3 м составляет 13,7 % (минимум – 10 %, максимум – 18,2 %) в диапазоне давления от  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$  до  $\approx 0,8 \cdot P_{пр.}$ . Данные результаты в виде графической зависимости  $S = f(P)$  представлены на рисунке 5.23. Пунктирной линией показано стремительное нарастание расчетно-теоретической осадки при давлении, стремящемся к предельному  $P_{пр.}$ .

Таким образом, отклонения в результате сопоставления осадки с экспериментальными исследованиями других авторов и организаций в целом оцениваются как удовлетворительные, позволяющие сделать вывод о достоверности предлагаемого метода расчета и его достаточной точности в указанных диапазонах давления для рассмотренных грунтов.

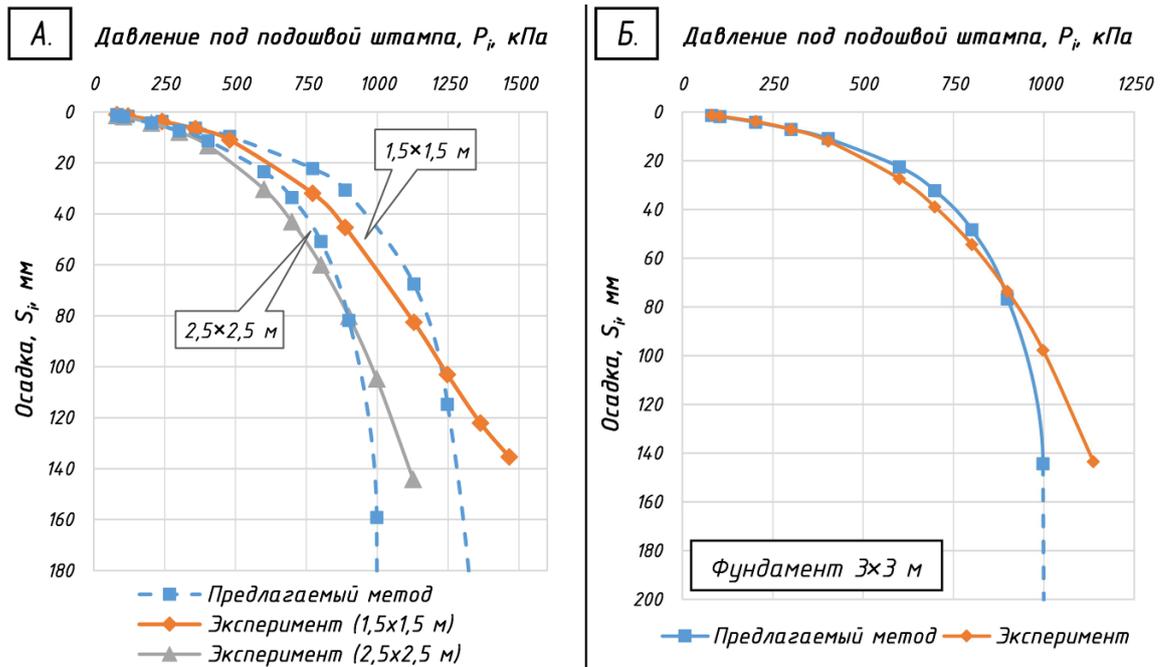


Рисунок 5.23 – Графические зависимости  $S = f(P)$ , полученные по предлагаемому методу и в результате экспериментов [184]:

А) Для фундаментов с размерами 1,5×1,5 м и 2,5×2,5 м;

Б) Для фундамента с размерами 3×3 м

#### 5.4 Определение экономической эффективности предлагаемого метода расчета в сопоставлении с традиционным подходом

Одной из областей потенциального дополнительного применения предлагаемого метода является строительство объектов транспортной инфраструктуры. В качестве иллюстративного примера выравнивания осадок в сфере транспортного строительства выступает решение одной из задач, связанной с проектированием высокоскоростных железнодорожных магистралей (ВСМ).

Исходя из проведенного анализа, мировой опыт реализации проектов строительства ВСМ характеризуется значительным количеством искусственных сооружений (например, в Японии до 50 % общей протяженности данных магистралей устроено на эстакадах [133]). Их применение объясняется технико-экономическим обоснованием при вариантном проектировании, в основе которого лежит необходимость учета разнообразия и сложности инженерно-геологических условий по линии трассы, что в ряде случаев приводит к

целесообразности применения эстакад вместо насыпей [158]. В связи с этим встает вопрос расчета фундаментов под отдельные опоры по деформациям [186].

Исследование находящихся в открытом доступе стандартов проектирования ВСМ (например, [145; 189; 191]) показало, что большинство из них устанавливают предельно допустимую осадку фундамента в пределах 2–3 см, а угол перелома профиля, вызванный осадками соседних опор (т.е. неравномерность осадок смежных опор), – 1–1,5 ‰. Данные достаточно строгие ограничения обуславливают необходимость использования метода расчета, в основе которого заложен критерий деформации грунта основания – допустимая осадка, задаваемая в ходе расчетов проектировщиком.

Для оценки экономической эффективности применения предлагаемого метода расчета к объектам транспортного строительства осуществим его сопоставление с традиционным нормативным подходом, представленным в российских специальных технических условиях (СТУ), регламентирующих порядок проектирования искусственных сооружений для ВСМ «Москва–Казань–Екатеринбург» [145]. Очевидно, что он заключается в приведении среднего контактного давления под подошвами фундаментов к величине  $(0,9–0,95) \cdot R$ , т.е. в выравнивании давлений ( $P_i \leq R$ ). Принципиальное условие задачи в наиболее общем виде возможно представить следующим образом (рисунок 5.24): при примерно равных вертикальных нагрузках  $N$  ( $N_1 \approx N_2$ ) различные грунты имеют неравные значения  $R$  ( $R_1 \neq R_2$ ), что обуславливает отличающиеся решения относительно размеров фундаментов  $b$  ( $b_1 \neq b_2$ ), т.е. их осадки  $S$  ( $S_1 \neq S_2$ ) и объем вовлекаемого в работу грунта  $V_i$  будут различны ( $V_{z1} \neq V_{z2}$ ), приводя к неравномерности осадки.

Для определения экономической эффективности предлагаемого метода в качестве основного критерия рассматривается расход строительных материалов, необходимых для устройства фундамента при его расчете по соответствующему методу. При этом другие затраты (фонд оплаты труда, эксплуатация машин и механизмов и т.д.), как правило, существенно не изменяются и поэтому их допустимо не учитывать (т.е. принимать «в запас»).

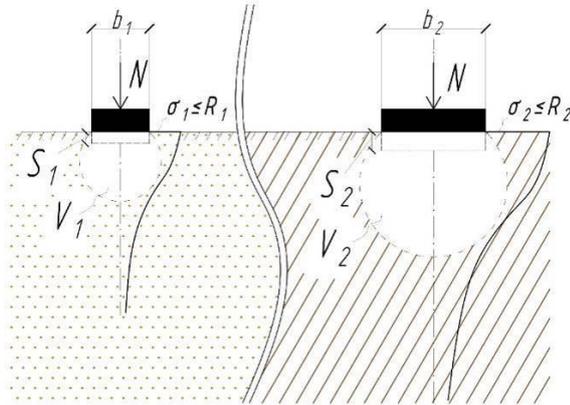


Рисунок 5.24 – Принципиальная схема расчета основания по деформациям (с использованием  $R$ )

Рассмотрим пример расчета фундамента эстакады для высокоскоростной железнодорожной магистрали. Необходимо решить следующие задачи:

1. Определить размеры фундаментов Ф-1 и Ф-2 с использованием традиционного нормативного подхода и по предлагаемому методу;
2. Определить экономическую эффективность предлагаемого метода относительно традиционного нормативного подхода.

Исходные данные для примера расчета, включая действующие нагрузки, схематичное изображение конструкций эстакады и характеристики грунтов, представлены на рисунке 5.25. Соотношение сторон подошвы фундамента равно единице. Согласно СТУ [145], осадка фундаментов эстакад принята 20 мм, предельно допустимый угол перелома профиля (относительная неравномерность осадки) – 1 ‰. Результаты произведенных расчетов представлены в таблице 5.27.

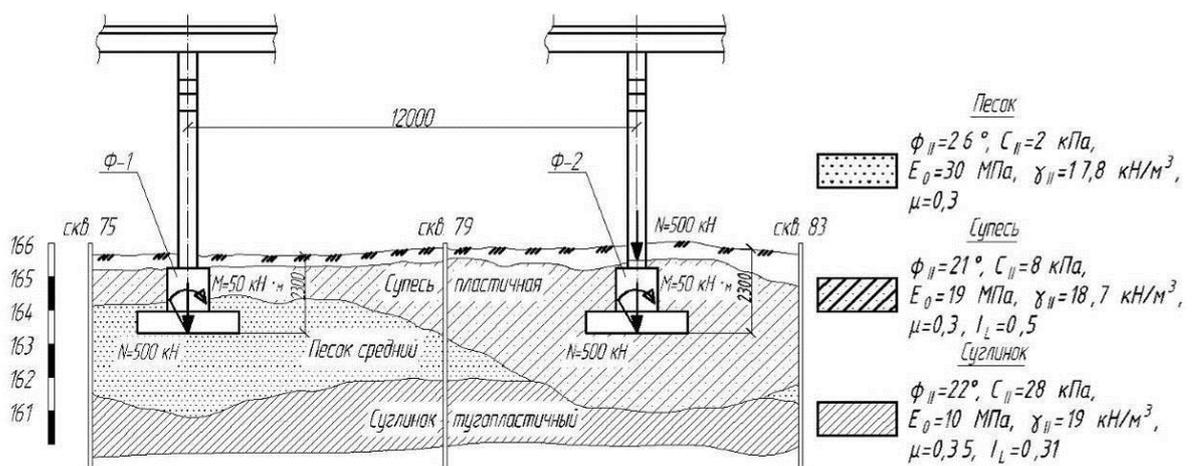


Рисунок 5.25 – Принципиальная схема к рассматриваемому примеру расчета

Таблица 5.27 – Результаты примера расчета

Метод расчета	№	$P_i$ , кПа	$I, I \cdot P_{н.кр.}$ , кПа	$R$ , кПа	$P_{нр.}$ , кПа	$S$ , см	$dS/l$ , ‰	$b$ , м	$\gamma_n$
СТУ [145]	Ф-1	301	217,5	337	1081	1,13	0,36	1,4	3,2
	Ф-2	219	204,8	223	667	1,57		1,7	2,7
Заданная осадка	Ф-1	459	217,5	331	1064	<b>1,8</b>	<b>0,16</b>	1,1	2,1
	Ф-2	302	204,8	219	658	<b>2</b>		1,4	1,96

Таким образом, использование предлагаемого метода позволило получить удовлетворительные и более экономичные решения фундаментов относительно требований СТУ [145]: для фундамента Ф-1 ширина подошвы составила 1,1 м против 1,4 м, для Ф-2 – 1,4 м против 1,7 м. При этом необходимо отметить, что полученное значение осадки фундамента Ф-1 (1,8 см) при расчете по заданной осадке связано с типизацией размера фундамента (1,1 м).

Получение менее материалоемких решений фундаментов связано с увеличением давления на грунт основания ( $P_i > R$ ), т.е. посредством учета его нелинейной работы. При этом более чем в 2 раза сокращен фактический угол перелома профиля (0,16 ‰ против 0,36 ‰). Все решения фундаментов в примере являются удовлетворительными по несущей способности ( $P_i \ll P_{нр.}$ ) и обладают достаточной надежностью, существенно превышающей требования СП 22.13330 [140] ( $\gamma_{n,ult} = 1,2$ ) для сооружений III геотехнической категории.

Оценка влияния момента, действующего в плоскости подошвы фундамента эстакады, на грунт основания осуществляется на основе ограничения возникающего крена предельной величиной согласно решениям, изложенным во второй главе. Анализ результатов расчетов показал, что фактический крен является допустимым (для Ф-1 он составил:  $0,0045 < 0,0083$ ; для Ф-2:  $0,00182 < 0,00606$ ).

Произведем расчет экономической эффективности полученного решения (таблица 5.28). Для этого необходимо определить сокращение расхода бетона и арматуры, приведенное к единице, т.е. к  $1 \text{ м}^3$  и  $1 \text{ кг}$  расхода соответственно. В целях наглядности расчета используем нормативное значение расхода арматуры в

зависимости от расхода бетона согласно положению ГЭСН 81–02–06–2017 [47]: 1 м<sup>3</sup> бетона соответствует 45 кг арматуры. Расчет производится для нижней ступени – подошвы фундамента высотой 300 мм.

Таблица 5.28 – Расчет приведенной экономической эффективности на основе рассмотренного примера

Показатель	Размерность	Ф-1	Ф-2
Объем бетона по традиционному подходу	м <sup>3</sup>	$V_{\bar{o}} = 1,4^2 \cdot 0,3 = 0,588$	$V_{\bar{o}} = 1,7^2 \cdot 0,3 = 0,867$
Объем бетона по заданной осадке	м <sup>3</sup>	$V_{\bar{o}} = 1,12 \cdot 0,3 = 0,363$	$V_{\bar{o}} = 1,42 \cdot 0,3 = 0,588$
Абсолютное снижение расхода бетона	м <sup>3</sup>	$\Delta V_{\bar{o}} = 0,588 - 0,363 = 0,225$	$\Delta V_{\bar{o}} = 0,867 - 0,588 = 0,279$
Приведенное снижение расхода бетона	$\frac{м^3}{1 м^3}$	$\Delta V_{\bar{o}}' = \frac{0,225}{0,588} = 0,382$	$\Delta V_{\bar{o}}' = \frac{0,279}{0,867} = 0,321$
Приведенное снижение расхода арматуры	$\frac{кг}{1 м^3}$	$\Delta V_{a'} = 0,382 \cdot 45 = 17,2$	$\Delta V_{a'} = 0,321 \cdot 45 = 14,4$
Среднее приведенное сокращение расхода бетона	$\frac{м^3}{1 м^3} (\%)$	0,352 (35,2)	
Среднее приведенное сокращение расхода арматуры	$\frac{кг}{1 м^3} (\%)$	15,8 (15,8)	

В результате расчета рассмотренных в примере фундаментов мелкого заложения по заданной осадке получен следующий приведенный экономический эффект (рисунок 5.26) относительно традиционного нормативного подхода: среднее сокращение расхода бетона составило 35,2 %, арматуры – 15,8 %.

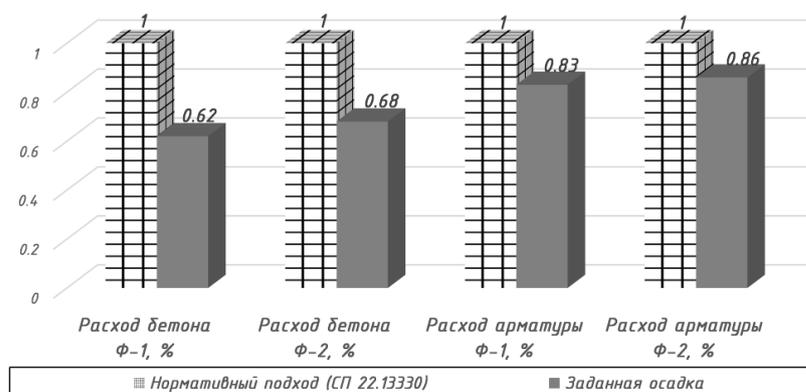


Рисунок 5.26 – Оценка экономической эффективности предлагаемого метода относительно нормативного подхода (на основе рассмотренного примера)

Таким образом, на основании проведенной оценки экономической эффективности необходимо отметить, что предлагаемый метод позволяет:

1. Обеспечить соответствие проектных решений фундаментов достаточно строгим требованиям норм относительно абсолютных осадок грунтов основания и их неравномерности.

2. Сократить затраты на устройство фундаментов (использование ресурсосберегающей технологии). Представленные значения сокращения расхода бетона (приведенные к  $1 \text{ м}^3$ ) на основе рассмотренного примера, составляющие в среднем 35,2 %, а арматуры – 15,8 %, являются показательными, но отражающими исключительно условия решенной задачи.

Экономический эффект предлагаемого метода зависит от степени «риска» того или иного решения фундамента, который возможно обобщенно установить (в техническом задании или в конкретных условиях проектирования) используя коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$ . Наибольший экономический эффект достигается при наименьшем нормативно допускаемом запасе надежности  $\gamma_{n,ult} = 1,2$  или при заданной осадке, равной  $0,7-0,8 \cdot S_{np}$ .

## 5.5 Выводы по пятой главе

1. Полученное в результате численного моделирования проведенных экспериментальных исследований значение осадки штампа и последующее её сопоставление с результатами экспериментальных исследований и расчетов по предлагаемому методу позволило установить следующее: отклонение рассматриваемого метода от всех серий экспериментов в среднем по ступеням нагружения составило 6,3 % (минимум – 4,3 %, максимум – 7,6 %), численного моделирования – 15,5 % (минимум – 8,2 %, максимум – 29,3 %) при рассмотрении интервала давления на грунт основания от  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  до  $0,7 \cdot P_{np}$ . Отклонения подобного порядка оцениваются как удовлетворительные, позволяющие сделать вывод о достоверности предлагаемого инженерного метода расчета.

2. Сопоставление расчетных осадок, вычисленных по предлагаемому методу и инженерным методам других авторов, показало: расчеты по заданной осадке дают наименьшие расхождения с экспериментом, при этом инженерные методы других авторов также показывают достаточно удовлетворительные результаты. При давлении на грунт от  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  до  $\approx 0,7 \cdot P_{пр}$ . при средней плотности грунта они составляют в среднем от 7,1 % до 28,6 %, при плотном грунте – от 4,3 % до 16 %. Отклонение осадки для серии с рыхлым грунтом при использовании предлагаемого метода составило в среднем 7,6 %, при расчете по методам других авторов – от 25 % до 47,4 %, – в данном случае допустимо говорить о качественном описании деформирования грунта. Таким образом, сопоставление значений осадки показало, что отклонения в целом являются допустимыми для инженерных методов и, в основном, сопоставимыми между собой. Следует отметить, что отклонения предлагаемого метода расчета осадки от экспериментальных значений являются наименьшими среди других рассмотренных методов, что позволяет сделать вывод о его достоверности.

3. На основе сопоставления расчетных осадок, полученных по рассматриваемому методу, и экспериментальных осадок из исследований других авторов и организаций (штамповых испытаний в полевых условиях и испытаний отдельных фундаментов) установлено, что среднее по ступеням нагружения отклонение расчетной осадки от экспериментальной составило:

- для песка пылеватого при давлении до  $\approx 0,7 \cdot P_{пр}$ . – 4,1 %;
- для пылеватых супесей при давлениях до  $\approx 0,44 - 0,6 \cdot P_{пр}$ . – 5,9–12,7 %;
- для полутвердых суглинков при давлении до  $\approx 0,8 \cdot P_{пр}$ . – 8,2–13,5 %;
- для твердой глины при давлении до  $\approx 0,7 \cdot P_{пр}$ . – 4,7 %;
- для текучепластичных суглинков при давлении до  $\approx 0,5 \cdot P_{пр}$ . – 7,2–8,2 %;
- для текучих суглинков при давлениях до  $\approx 0,5 - 0,76 \cdot P_{пр}$ . – 8,3–10,3 %;
- для тугопластичного суглинка при давлении до  $\approx 0,87 \cdot P_{пр}$ . – 13,9 %.

Полученные отклонения оцениваются как удовлетворительные, позволяющие сделать вывод о достоверности предлагаемого метода расчета и его достаточной точности в указанных диапазонах давления для ряда грунтов.

4. Произведен анализ экономической эффективности предлагаемого метода расчета: на основе рассмотренного примера расчета установлен следующий приведенный экономический эффект относительно нормативного подхода: среднее сокращение расхода бетона составило 35,2 %, арматуры – 15,8 %. Необходимо отметить, что данные значения являются показательными, но отражающими исключительно условия решенной задачи. Экономический эффект предлагаемого метода зависит от степени «риска» того или иного решения фундамента, который возможно обобщенно установить (в техническом задании или в конкретных условиях проектирования) используя коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n$ . Наибольший экономический эффект достигается при наименьшем нормативно допускаемом запасе надежности  $\gamma_{n,ult} = 1,2$  или при заданной осадке, равной  $0,7-0,8 \cdot S_{np}$ .

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Разработан метод расчета основания фундаментов каркасных зданий, позволяющий обеспечить их механическую безопасность при взаимодействии несущих конструкций, обладающих существенной податливостью, и ограждающих, второстепенных конструкций с конечной жесткостью, которая достигается путем выравнивания осадок несущего каркаса.

2. Установлены границы применимости разработанного инженерного метода расчета основания фундаментов на одинаковую (детерминированную) осадку, учитывающего нелинейную работу основания. Границы представлены в виде следующего диапазона:

– учет нелинейного характера деформирования осуществлен с величины  $1,1 \cdot P_{н.кр}$  («нижнее» условие), что обосновано введением шага приращения давления при возрастании зон пластических деформаций, равного  $0,1 \cdot P_{н.кр}$ . Это связано с точностью назначаемой расчетной осадки и с возможностью использования максимального количества детерминированных состояний грунта;

– на основе сравнительного анализа расчетных и экспериментальных осадок из различных испытаний принято «верхнее» условие, равное – в зависимости от вида грунта,  $\approx 0,44 - 0,8 \cdot P_{пр}$ .

3. Определены функциональные зависимости, полученные на основе экспериментальных исследований песчаного грунта, позволяющие при использовании детерминированной осадки учесть характер деформирования грунтов различной плотности сложения и адекватно их свойствам задать наклон кривой «осадка-давление» при проектировании или реконструкции фундаментов каркасных зданий.

4. На основе сравнительного анализа расчетных осадок, полученных по предлагаемому методу, результатов численного моделирования и расчетов по инженерным методам других авторов установлено, что отклонения являются удовлетворительными, составляющими в среднем до 15 %.

5. Показано, что среднее по ступеням нагружения отклонение расчетных и

экспериментальных осадок из штамповых испытаний и испытаний фундаментов в полевых условиях, выполненных отечественными и зарубежными исследователями, составляет для песчаных грунтов до 4,1 % при давлении до  $\approx 0,7 \cdot P_{np}$ , для глинистых, в зависимости от показателя текучести, в интервале давления  $\approx 0,44-0,87 \cdot P_{np}$  – 4,7–13,9 %. Полученные отклонения оцениваются как удовлетворительные, позволяющие сделать вывод о достоверности метода расчета и его достаточной точности в указанных диапазонах для ряда грунтов.

6. Введена дополнительная деформационная проверка для расчета внецентренно нагруженных фундаментов каркасных зданий с шарнирным опиранием балок и колонн по инженерному методу детерминированной осадки, заключающаяся в предотвращении возникновения предельного крена. Для его определения вводятся расчетные критерии, основанные на исключении растягивающих напряжений в грунте основания, на анализе взаимодействия надфундаментных и фундаментных конструкций. Предложенные решения следует рассматривать как дополнение к существующим нормативным ограничениям. Данные критерии могут быть также использованы при контроле наклонов колонн в рамках геотехнического мониторинга.

7. Разработаны рекомендации, алгоритм и программа для ЭВМ «BRNL-FT» для автоматизации расчетов, поскольку назначение осадки в ряде случаев осуществляется итерационно в аспекте определения функциональной взаимосвязи между свойствами грунтов, действующими нагрузками и размерами фундамента. Программа предназначена для расчетов оснований фундаментов проектируемых и реконструируемых зданий и сооружений на основе введенных критериев деформаций.

8. Определен экономический эффект разработанного метода относительно традиционного подхода (СП 22.13330), который составил на основе примера расчета: среднее (приведенное к 1 м<sup>3</sup>) сокращение расхода бетона достигло 35,2 %, арматуры – 15,8 %. Сокращение материалоемкости зависит от степени «риска». Наибольший экономический эффект достигается при наименьшем нормативно допускаемом запасе надежности  $\gamma_{n,ult} = 1,2$  или при назначаемой осадке, равной  $0,7-0,8 \cdot S_{np}$ .

Перспективы дальнейших исследований:

1. Предлагаемый метод в перспективе может быть также разработан для проектирования свайных фундаментов и фундаментов глубокого заложения.
2. Целесообразно продолжить сопоставления расчетных осадок и штамповых и натурных крупномасштабных испытаний фундаментов в условиях нелинейного деформирования оснований для дополнительного подтверждения принимаемых решений.
3. На основании выполненных испытаний песчаных грунтов введены расчетные коэффициенты, учитывающие характер наклона кривой «осадка-давление» в зависимости от их плотности сложения (состояния). Использование данных коэффициентов для глинистых грунтов показало в целом удовлетворительные отклонения в ограниченных диапазонах давления на основание при сопоставления расчетных и экспериментальных осадок. Определение характерных коэффициентов в рамках метода выравнивания осадок непосредственно из испытаний глинистых грунтов, в том числе слабых, представляет собой перспективное направление исследования.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Александров, А.В. Основы теории упругости и пластичности / А.В. Александров, В.Д. Потапов. – М. : Изд-во «Высшая школа», 1990. – 400 с.
2. Александрович, В.Ф. Круглый штамп на упругопластическом упрочняющемся грунтовом основании / В.Ф. Александрович, В.Г. Федоровский // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 35–43.
3. Алексеев, С.И. Автоматизированный метод расчета фундаментов по двум предельным состояниям / С.И. Алексеев. – СПб. : Изд-во СПбГТУ, 1996. – 206 с.
4. Алексеев, С.И. Геотехническое обоснование мансардных надстроек и углублений подвалов существующих зданий / С.И. Алексеев. – СПб-М. : Изд-во АСВ, 2005. – 76 с.
5. Алексеев, С.И. Инженерный метод проектирования фундаментов по выравненным осадкам / С.И. Алексеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – №4–5. – С. 32–36.
6. Алексеев, С.И. Методика проектирования фундаментов на естественном основании по заданной осадке / С.И. Алексеев, С.О. Кондратьев // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2018. – Т. 20. – №2. – С. 194–206.
7. Алексеев, С.И. Определение предельного крена ленточного фундамента на основе учета его взаимодействия с надфундаментной конструкцией / С.И. Алексеев, С.О. Кондратьев // Инженерно-геотехнические изыскания, проектирование и строительство оснований, фундаментов и подземных сооружений : сб. тр. Все-рос. науч.-техн. конф. по геотехнике. – СПб., 2017. – С. 83–87.
8. Алексеев, С.И. Определение предельной величины крена фундамента в результате его взаимодействия с надфундаментной конструкцией / С.И. Алексеев, С.О. Кондратьев // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. – 2017. – Т. 7. – №1. – С. 53–58.
9. Алексеев, С.И. Применение выштампованных микросвай усиления основания реконструируемых зданий / С.И. Алексеев. – СПб. : СПб отд. ООФ «ЦКС», 2010. – 56 с.
10. Алексеев, С.И. Проектирование фундаментов методом выравнивания осадок: монография / С.И. Алексеев. – СПб. : СПб отд. ООФ «ЦКС», 2015. – 76 с.

11. Алехин, А.Н. Метод расчета осадок грунтовых оснований с использованием нелинейной модели / А.Н. Алехин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2004. – Т. 8. – С. 156–161.
12. Бартоломей, А.А. Исследование напряженно-деформированного состояния упругопластических оснований прямоугольных фундаментов / А.А. Бартоломей, А.В. Пилягин, С.В. Казанцев // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 111–112.
13. Беллендир, Е.Н. Взаимодействие подпорных стен с основанием и обратной засыпкой с учетом упруго-пластических свойств грунтов : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Беллендир Евгений Николаевич. – СПб., 1992. – 24 с.
14. Березанцев, В.Г. Расчет оснований сооружений / В.Г. Березанцев. – Л. : Изд-во лит. по стр-ву, 1970. – 207 с.
15. Болдырев, Г.Г. Нелинейный анализ глинистого основания / Г.Г. Болдырев // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 114–115.
16. Болдырев, Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов (в вопросах и ответах) / Г.Г. Болдырев. – Саратов : Издательский центр «РАТА», 2013. – 356 с.
17. Бугров, А.К. К вопросу учета пластических деформаций основания при проектировании фундаментов / А.К. Бугров // Труды ЛПИ. – Л., 1978. – №361. – С. 24–27.
18. Бугров, А.К. Напряженно-деформированное состояние оснований и земляных сооружений с областями предельного равновесия грунта : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Бугров Александр Константинович. – Л., 1980. – 30 с.
19. Бугров, А.К. Некоторые результаты решения смешанных задач теории упругости и пластичности грунтов основания / А.К. Бугров, А.А. Зархи // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – №3. – С. 35–39.
20. Бугров, А.К. О применении неассоциированного закона пластического течения в смешанной задаче теории упругости и теории пластичности грунтов / А.К. Бугров // Труды ЛПИ. – Л., 1976. – №354 – С. 43–49.
21. Бугров, А.К. О применении нелинейных расчетов грунтовых оснований при проектировании фундаментов / А.К. Бугров // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1978. – №7. – С. 40–44.
22. Бугров, А.К. О решении смешанной задачи теории упругости и теории пластичности грунтов / А.К. Бугров // Основания, фундаменты и механика

грунтов. – 1974. – №6. – С. 20–23.

23. Бугров, А.К. Расчет осадок оснований с развитыми пластическими областями и проектирование фундаментов на них / А.К. Бугров // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : материалы Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1987. – С. 76–83.

24. Бугров, А.К. Расчеты упругопластических оснований и проектирование фундаментов на них / А.К. Бугров, А.А. Исаков // Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1986. – С. 18–25.

25. Бурланд, Дж.Б. Стабилизация Пизанской башни / Дж.Б. Бурланд, М. Ямиолковский, К. Виджиани // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – №7. – 2003. – С. 43–59.

26. Вавилова, Г.В. Математическая обработка результатов измерения : учебное пособие / Г.В. Вавилова. – Томск : Изд-во Томского политехнического университета, 2013. – 167 с.

27. Васин, Р.А. Определяющие соотношения теории пластичности / Р.А. Васин // Итоги науки и техники. Серия: «Механика деформируемого твердого тела». – 1990. – Т. 21. – С. 3–75.

28. Вялов, С.С. Осадки и предельное равновесие слоя слабого грунта, подстилаемого жестким основанием / С.С. Вялов, А.Л. Миндич // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1974. – №6. – С. 14–17.

29. Вялов, С.С. Реологические основы механики грунтов : учеб. пособие для строительных вузов / С.С. Вялов. – М. : Высш. школа, 1978. – 447 с.

30. Герсеванов, Н.М. Общий метод теории упругости. Определение напряжений в грунте при заданной нагрузке на поверхности / Н.М. Герсеванов // Основания и фундаменты : сборник. – М.-Л., 1933. – С. 16–38.

31. Герсеванов, Н.М. Опыт применения теории упругости к определению допускаемых нагрузок на грунт на основе экспериментальных работ / Н.М. Герсеванов // Труды МИИТ. – М., 1930. – Вып. XV. – С. 30–35.

32. Герсеванов, Н.М. Основы динамики грунтовой массы / Н.М. Герсеванов. – М.-Л. : Госстройиздат, 1933. – 196 с.

33. Голли, А.В. Исследование сжимаемой толщи в связных грунтах под центрально загруженными штампами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Голли Александр Валентинович. – Л., 1972. – 153 с.

34. Голубев, А.И. Напряженно-деформированное состояние анизотропных

грунтовых оснований / А.И. Голубев // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 121–122.

35. Гольдин, А.Л. Упругопластическое деформирование основания жестким штампом / А.Л. Гольдин, В.С. Прокопович, В.В. Сапегин. – Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №5. – С. 25–26.

36. Гольдштейн, М.Н. Деформируемость и прочность грунтов / М.Н. Гольдштейн, С.С. Бабицкая, Г.М. Ломизе [и др.] // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М., 1973. – С. 24–40.

37. Гольдштейн, М.Н. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений / М.Н. Гольдштейн, С.Г. Кушнер, М.И. Шевченко. – Киев : Будівельник, 1977. – 208 с.

38. Горбунов-Посадов, М.И. Решение смешанной задачи теорий упругости и пластичности грунтов / М.И. Горбунов-Посадов // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М., 1973. – С. 212–214.

39. Горбунов-Посадов, М.И. Современное состояние научных основ фундаментостроения / М.И. Горбунов-Посадов. – М. : Изд-во «Наука», 1967. – 68 с.

40. Горбунов-Посадов, М.И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании / М.И. Горбунов-Посадов. – М. : Госстройиздат, 1962. – 96 с.

41. ГОСТ 20276-2012. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости. – Введ. 2013-07-01. – М. : Стандартинформ, 2013. – III, 46 с.

42. ГОСТ 20522-2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – Введ. 2013-07-01. – М. : Стандартинформ, 2013. – III, 16 с.

43. ГОСТ 25100-2011. Грунты. Классификация. – Введ. 2013-01-01. – М. : Стандартинформ, 2013. – IV, 38 с.

44. ГОСТ 30416-2012. Грунты. Лабораторные испытания. Общие положения. – Введ. 2013-07-01. – М. : Стандартинформ, 2018. – III, 11 с.

45. ГОСТ Р 8.736-2011. Государственная система обеспечения единства измерений. Измерения прямые многократные. Методы обработки результатов измерений. Основные положения. – Введ. 2013-01-01. – М. : Стандартинформ, 2013. – III, 20 с.

46. Гурский, А.В. Методы расчета влияния вдавливания шпунта на дополнительную осадку соседних зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Гурский Александр Витальевич. – СПб., 2016. – 21 с.

47. ГЭСН 81-02-06-2017. Сборник 6. Бетонные и железобетонные конструкции монолитные [Электронный ресурс]: Государственные элементные сметные нормы на строительные и специальные строительные работы / Минстрой России. – Электрон. дан. – М.: Минстрой России, 2016. – Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/trades/view.state-gesn.php>, свободный. – Загл. с экрана. – (Дата обращения: 24.03.2021).
48. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты (включая специальный курс инженерной геологии) / Б.И. Далматов. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Л.: Стройиздат (Ленингр. отд-ние), 1988. – 415 с.
49. Довнаркович, С.В. Зависимость осадок штампа от их размера / С.В. Довнаркович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – №3. – С. 31–33.
50. Довнаркович, С.В. Пределы применимости линейного расчета осадок фундаментов и предельные давления / С.В. Довнаркович // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – №3. – С. 16–20.
51. Дыба, В.П. Развитие приближённого метода сложения упругопластических решений для полубесконечных нагрузок / В.П. Дыба // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов: межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 85–90.
52. Евтушенко, С.И. Анализ результатов исследований взаимовлияния близкорасположенных фундаментов / С.И. Евтушенко, В.Н. Пихур // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: матер. Междунар. научн.-техн. конф.: 29–31 мая 2018 г. / Юж.-Росс. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 580–583.
53. Евтушенко, С.И. Анализ сходимости результатов опытов и результатов расчета МКЭ на примере конструкции плитного фундамента / С.И. Евтушенко, М.Н. Шутова, Д.А. Калафатов // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2018. – Вып. 53 (72). – С. 15–24.
54. Евтушенко, С.И. Определение оптимального угла поворота элементов опорной плиты столбчатого фундамента / С.И. Евтушенко, Р.Е. Скориков // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: матер. Междунар. научн.-техн. конф.: 29–31 мая 2018 г. / Юж.-Росс. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 568–570.
55. Евтушенко, С.И. Работа фундамента под отдельную колонну с разрезкой опорной плиты на два элемента / С.И. Евтушенко, Р.Т. Могушков // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: матер. Междунар. научн.-техн.

конф. : 29–31 мая 2018 г. / Юж.-Росс. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 570–575.

56. Евтушенко, С.И. Результаты исследования несущей способности основания ленточного фундамента / С.И. Евтушенко, С.Г. Чутченко, Р.Е. Скориков, Р.Т. Могушков // Известия вузов. Северо-Кавказский регион. Технические науки. – 2018. – № 2 (198). – С. 84–89.

57. Евтушенко, С.И. Результаты экспериментальных исследований работы ленточного фундамента с эффективной краевой зоной / С.И. Евтушенко, С.Г. Чутченко, Р.Т. Могушков, Р.Е. Скориков // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : матер. Междунар. научн.-техн. конф. : 29–31 мая 2018 г. / Юж.-Росс. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 501–504.

58. Евтушенко, С.И. Экспериментальные исследования несущей способности песчаного основания на моделях / С.И. Евтушенко // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : матер. Междунар. научн.-техн. конф. : 29–31 мая 2018 г. / Юж.-Росс. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 77–83.

59. Егоров, К.Е. Вопросы теории и практики расчета оснований конечной толщины : доклад, сост. по опубл. работам на соискание учен. степени доктора техн. наук / К.Е. Егоров ; Акад. строительства и архитектуры СССР. – М. : Б. и., 1961. – 34 с.

60. Егоров, К.Е. О деформации основания конечной толщины / К.Е. Егоров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1961. – №1. – С. 4–6.

61. Ермолаев, Н.Н. Надежность оснований сооружений / Н.Н. Ермолаев, В.В. Михеев. – Л. : Стройиздат (Ленингр. отд-ние), 1976. – 152 с.

62. Жемочкин, Б.Н. Расчет упругой заделки стержня: изгиб стержня в упругом полупространстве / Б.Н. Жемочкин. – М. : Стройиздат, 1948. – 68 с.

63. Зарецкий, Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. – М. : Стройиздат, 1988. – 352 с.

64. Зарецкий, Ю.К. Напряженно-деформированное состояние грунтового основания под действием жесткого ленточного фундамента / Ю.К. Зарецкий, В.В. Орехов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №6. – С. 21–24.

65. Зарецкий, Ю.К. О реологических свойствах пластично-мёрзлых грунтов / Ю.К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1972. – №2. –

С. 8–12.

66. Зарецкий, Ю.К. Пластическое течение грунтовых массивов / Ю.К. Зарецкий, В.Н. Ломбардо, М.Е. Грошев. // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 16–26.

67. Зубчанинов, В.Г. Основы теории упругости и пластичности / В.Г. Зубчанинов. – М.: Высшая школа, 1990. – 368 с.

68. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений: учеб. для гидротехн. спец. вузов / П.Л. Иванов. – М.: Высшая школа, 1985. – 352 с.

69. Ильичев, В.А. Некоторые черты строительства ближайшего будущего [Электронный ресурс] / В.А. Ильичев. – Электрон. дан. – СПб. : Изд-во «АСВ»; ЗАО «НПО Георекострукция-Фундаментпроект», 2001. – Режим доступа: <http://georeconstruction.net/journals/04/02/02.htm>, свободный. – Загл. с экрана. – (Дата обращения: 24.03.2021).

70. Ильичев, В.А. Описание европейских правил геотехнического проектирования: основные положения и комментарии / В.А. Ильичев, А.Б. Фадеев // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2002. – №5. – С. 5–20.

71. Ильичев, В.А. Развитие механики грунтов и геомеханики / В.А. Ильичев, В.В. Михеев, В.Г. Федоровский, В.И. Шейнин // ГИС – ГНЦ «Строительство» – 70 лет: сборник научных трудов (юбилейный выпуск). – М., 1997. – С. 195–203.

72. Ильюшин, А.А. Пластичность. Ч.1. Упруго-пластические деформации / А.А. Ильюшин. – М.-Л. : Гостехиздат, 1948. – 376 с.

73. Иоселевич, В.А. Об особенностях развития поверхностей нагружения при пластическом упрочнении грунта / В.А. Иоселевич, Л.Н. Рассказов, Ю.М. Сысоев // Известия Академии наук СССР : Механика твердого тела. – 1979. – №2. – С. 155–161.

74. Кириллов, В.М. Осадка жесткого штампа на нелинейном основании / В.М. Кириллов // Способы устройства фундаментов и подземных этажей в условиях слабых и мёрзлых грунтов : межвуз. темат. сб. тр. – Л., 1985. – С. 22–30.

75. Кириллов, В.М. Приближённый учет зон пластических деформаций в основании под жестким штампом / В.М. Кириллов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – №4. – С. 2–5.

76. Коновалов, П.А. Экспериментально-теоретические исследования деформирования водонасыщенных лёссовых грунтов среднеазиатского региона / П.А. Коновалов, С.Г. Безволев, А. Бурханов [и др.] // Основания, фундаменты и

механика грунтов. – 1994. – №3. – С. 27–31.

77. Копейкин, В.С. Расчет песчаного основания с помощью физически и геометрически нелинейных уравнений / В.С. Копейкин, В.И. Соломин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – №1. – С. 30–32.

78. Королев, К.В. Несущая способность оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии : автореф. дис. ... д-ра. техн. наук : 05.23.02 / Королев Константин Валерьевич. – СПб., 2015. – 37 с.

79. Косте, Ж. Механика грунтов : Практ. курс / Ж. Косте, Г. Санглера ; Пер. с фр. В.А. Барвашова ; Под ред. Б.И. Кулачкина. – М. : Стройиздат, 1981. – 455 с.

80. Костерин, Э.В. Основания и фундаменты : учеб. для автомоб.-дорож. вузов / Э.В. Костерин. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М. : Высшая школа, 1978. – 375 с.

81. Кравченко, П.А. Оценка работы свай в составе фундаментов реконструируемых зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Кравченко Павел Александрович. – СПб., 2013. – 19 с.

82. Крыжановский, А.Л. Расчет оснований сооружений в нелинейной постановке с использованием ЭВМ : учеб. пособие / А.Л. Крыжановский. – М. : Изд-во МИСИ, 1982. – 73 с.

83. Крыжановский, А.Л. Эффективность расчета оснований с учетом нелинейных деформационных свойств грунтов / А.Л. Крыжановский, А.С. Чевикин, О.В. Куликов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – №5. – С. 37–40.

84. Кудрявцев, С.А. Использование метода конечных элементов в решении задач геотехники : учеб. пособие / С.А. Кудрявцев, В.Н. Парамонов, И.И. Сахаров [и др.]. – Хабаровск : Изд-во ДВГУПС, 2014. – 162 с.

85. Лушников, В.В. Аналитические способы определения нелинейных деформаций / В.В. Лушников // Нелинейная механика грунтов и численные методы расчетов в геотехнике и фундаментостроении : материалы научно-технической конференции с иностранным участием. – Воронеж, 2019. – С. 41–48.

86. Лушников, В.В. К построению модели грунта с анизотропным упрочнением / В.В. Лушников, Р.Я. Оржеховская, Ю.Р. Оржеховский [и др.] // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 8–10.

87. Лушников, В.В. К учету нелинейных зависимостей при решении прессиометрических задач / В.В. Лушников, А.Н. Алехин, В.С. Копейкин // Экспериментально-теоретические исследования процессов упругопластического

деформирования оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1980. – С. 59–63.

88. Лушников, В.В. Метод определения осадок малозаглубленных фундаментов при давлениях, превышающих критическое / В.В. Лушников // Основания и фундаменты в геологических условиях Урала : межвузовский сборник научных трудов. – Пермь, 1983. – С. 40–47.

89. Львовский, Е.Н. Статистические методы построения эмпирических формул : учеб. пособие для вузов / Е.Н. Львовский. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М. : Высшая школа, 1988. – 239 с.

90. Малышев, М.В. О совместной работе жестких фундаментов и нелинейно-деформируемого основания / М.В. Малышев, Ю.К. Зарецкий, В.Н. Широков [и др.] // Труды к VIII Международному конгрессу по механике грунтов и фундаментостроению. – М., 1973. – С. 97–104.

91. Малышев, М.В. Прогноз осадок фундаментов неглубокого заложения с использованием обоих критериев предельных состояний / М.В. Малышев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1996. – №1. – С. 2–4.

92. Малышев, М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1994. – 228 с.

93. Малышев, М.В. Расчет многослойных оснований с учетом нелинейности деформативных свойств грунта / М.В. Малышев, В.М. Дёмкин // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 90–98.

94. Малышев, М.В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах / М.В. Малышев, Н.С. Никитина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. – №2. – С. 21–25.

95. Мангушев, Р.А. Исследование деформаций оснований стальных вертикальных цилиндрических резервуаров (в условиях слабых грунтов) : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Мангушев Рашид Абдуллович. – Л., 1980. – 24 с.

96. Мащенко, А.В. Специальные методы механики грунтов и механики скальных пород / А.В. Мащенко, А.Б. Пономарев, Е.Н. Сычкина. – Пермь : Изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та, 2014. – 176 с.

97. Микулич, В.А. Модель пластического течения и разрушения грунта / В.А. Микулич // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 12–13.

98. Миняев, П.А. О распределении напряжений в сыпучих телах: новая теория

- давления земли / П.А. Миняев. – Томск : Тип. Сиб. т-ва печ. дела, 1914. – 85 с.
99. Морозов, В.Н. Некоторые вопросы несущей способности сваи : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Морозов Виктор Николаевич. – Л., 1962. – 15 с.
100. Мурашев, В.И. Железобетонные конструкции: общий курс / В.И. Мурашев, Э.Е. Сигалов, В.Н. Байков. – М. : Госстройиздат, 1962. – 662 с.
101. Мурзенко, Ю.Н. Некоторые особенности и область применения решения смешанной упругопластической задачи в расчетах оснований / Ю.Н. Мурзенко // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 55–65.
102. Мурзенко, Ю.Н. Проектирование оснований зданий и сооружений в нелинейной стадии работы : учеб. пособие / Ю.Н. Мурзенко. – Новочеркасск : Изд-во НПИ, 1981. – 88 с.
103. Мурзенко, Ю.Н. Расчет оснований зданий и сооружений в упругопластической стадии работы с применением ЭВМ / Ю.Н. Мурзенко. – Л. : Стройиздат (Ленингр. отд-ние), 1989 – 135 с.
104. Мурзенко, Ю.Н. Экспериментальные исследования работы краевой зоны сборных фундаментов под отдельную колонну и сетку колонн на песчаном основании : монография / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко. – Ростов н/Д : Изд-во журн. «Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион», 2008. – 248 с.
105. Никитина, Н.С. Несущая способность многослойных оснований / Н.С. Никитина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1986. – №4. – С. 23–25.
106. Никитина, Н.С. Прогноз осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах основания : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Никитина Надежда Сергеевна. – М., 1984. – 21 с.
107. Никитина, Н.С. Расчет осадок многослойных оснований в нелинейной постановке / Н.С. Никитина // Исследование и расчеты оснований и фундаментов в нелинейной стадии работы : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1986. – С. 58–62.
108. Николаевский, В.Н. Механические свойства грунтов и теория пластичности / В.Н. Николаевский // Итоги науки и техники : Серия «Механика твердых деформируемых тел». – 1972. – Т. 6. – С. 5–85.
109. Орнатский, Н.В. Механика грунтов : учебник для вузов / Н.В. Орнатский. – М. : Изд-во Моск. ун-та, 1950. – 419 с.
110. Орнатский, Н.В. Механика грунтов : учебник для ун-тов / Н.В. Орнатский. – М. : Изд-во Моск. ун-та, 1962. – 447 с.

111. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов [и др.] ; Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
112. Отчет об инженерно-геологических исследованиях на территории жилищного строительства в экспериментальном квартале Северо-западной части Васильевского острова (гавань) в г. Ленинград. – Ленинград : «Фундаментпроект» Ленинградское отделение, 1966. – Том 1, 2.
113. Парамонов, В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В.Н. Парамонов. – СПб. : ГК «Геореконструкция», 2012. – 262 с.
114. Парамонов, В.Н. Численное моделирование задач геотехники : учеб. пособие / В.Н. Парамонов. – СПб. : ФГБОУ ВПО ПГУПС, 2014. – 58 с.
115. Пастернак, П.Л. Основы нового метода расчета жестких и гибких фундаментов на упругом основании / П.Л. Пастернак // Материалы Совещания по теории расчета балок и плит на сжимаемом основании : Сб. трудов Моск. ордена Труд. Красного Знамени инж.-строит. ин-т им. В. В. Куйбышева. – 1956. – №14. – С. 30–50.
116. Пилягин, А.В. Исследование напряженно-деформированного состояния оснований фундаментов с учетом упругопластических свойств грунтов / А.В. Пилягин. – М., 2003. – 60 с. – Деп. в ВИНТИ, №14–17–В2003.
117. Пилягин, А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений / А.В. Пилягин. – Изд. 3-е, перераб. и доп. – М. : Изд-во АСВ, 2017. – 397 с.
118. Пилягин, А.В. Расчет оснований по деформациям с использованием линейных и нелинейных методов / А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1996. – №1. – С. 10–13.
119. Пилягин, А.В. Расчет оснований фундаментов зданий и сооружений по деформациям с учетом упругопластических свойств грунтов / А.В. Пилягин // Фундаментостроение и механика слабых грунтов : межвуз. темат. сб. тр. – Л., 1988. – С. 32–36.
120. Попов, Н.Н. Железобетонные и каменные конструкции / Н.Н. Попов, М. Чарьев. – М. : Высшая школа, 1996. – 255 с.
121. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) / НИИОСП им. Герсеванов. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
122. Прикладная теория пластичности / Ф.М. Митенков [и др.]. – М. : ФИЗМАТЛИТ, 2015. – 284 с.

123. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений / Б.И. Далматов, Н.Н. Морарескул, А.Т. Иовчук [и др.]. – М. : Высшая школа, 1969. – 296 с.
124. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге : ТСН 50-302-2004 Санкт-Петербург. – Введ. 2004-08-05. – СПб. : ОАО «Издательство Стройиздат СПб», 2004. – IV, 58 с.
125. Проскураков, С.М. Численное решение пространственной задачи о гибкой нагрузке на полупространство / С.М. Проскураков, М.В. Малышев // Экспериментально-теоретические исследования процессов упругопластического деформирования оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1980. – С. 3–16.
126. Пузыревский, Н.П. Теория напряжённости землистых грунтов / Н.П. Пузыревский // Сб. тр. Ленинградского института инженеров путей сообщения. – 1929. – Вып. ХСІХ – С. 5–70.
127. Пустыльник, Е.И. Статистические методы анализа обработки наблюдений / Е.И. Пустыльник. – М. : Наука. – 1968. – 288 с.
128. Работнов, Ю.Н. Сопротивление материалов / Ю.Н. Работнов. – М. : Физматгиз, 1962. – 456 с.
129. Разрушение твердых полимеров / Ред. Б. Роузен ; Пер. с англ. канд. хим. наук В.В. Ковриги и канд. физ.-мат. наук Л.С. Присса ; Под ред. д-ра хим. наук В.Е. Гуля. – М. : Химия, 1971. – 527 с.
130. Родин, С.В. Обзор экспериментальных исследований плитных фундаментов / С.В. Родин, Д.А. Калафатов, С.И. Евтушенко // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении : матер. Междунар. научн.-техн. конф. : 29–31 мая 2018 г. / Юж.-Росс. гос. политехн. ун-т (НПИ) им. М.И. Платова. – Новочеркасск, 2018. – С. 509–514.
131. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7: Геотехническое проектирование : пер. с англ. / Р. Франк [и др.] ; науч. ред. пер. А.З. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный, В.В. Сидоров. – М. : МГСУ, 2013. – 360 с.
132. Скибин, Г.М. Экспериментальные исследования работы краевой зоны протяженных в плане фундаментов на песчаном основании : монография / Г.М. Скибин, С.И. Евтушенко. – Ростов н/Д : Изд-во журн. «Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион», 2008. – 192 с.
133. Смирнов, В.Н. Мостовые переходы на высокоскоростных магистралях (ВСМ) / В.Н. Смирнов // 125 лет в мостостроении: сборник трудов. – СПб., 2008. –

С. 103–112.

134. СНиП II-15-74. Строительные нормы и правила : Часть II. Нормы проектирования : Глава 15. Основания зданий и сооружений – Введ. 1975-10-01. – М. : Стройиздат, 1975. – 65 с.

135. Соловьев, Ю.И. Применение модели упруго-пластического деформирования грунта с упрочнением для решения практических задач / Ю.И. Соловьев, А.М. Караулов, А.В. Крайванов // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 165–166.

136. Соломин, В.И. Численное решение нелинейных задач о взаимодействии фундаментов с грунтовым основанием / В.И. Соломин, В.С. Копейкин, С.Б. Шматков // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 44–54.

137. Сорокина, Г.В. Определение параметров деформируемости для решения нелинейных задач механики грунтов / Г.В. Сорокина // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : материалы Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1987. – С. 106–112.

138. Сорочан, Е.А. Фундаменты промышленных зданий / Е.А. Сорочан. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.

139. СП 15.13330.2012 Каменные и армокаменные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-22-81\*. – Введ. 2013-01-01. – М. : Минрегион России, 2012. – IV, 82 с.

140. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*. – Введ. 2017-06-17. – М. : Минстрой России, 2016. – V, 220 с.

141. СП 23.13330.2011 Основания гидротехнических сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.02-85. – Введ. 2011-05-20. – М. : Минрегион России, 2010. – IV, 109 с.

142. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – Введ. 2013-01-01. – М. : Минрегион России, 2012. – V, 156 с.

143. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М. : Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

144. Строительные нормы и правила : Часть II. Нормы строительного проектирования – Введ. 1955-01-01. – М. : Гос. изд-во лит-ры по стр-ву и арх-ре, 1954. – 404 с.
145. СТУ Сооружения искусственные участка Москва–Казань высокоскоростной железнодорожной магистрали Москва–Казань–Екатеринбург : Технические нормы и требования к проектированию и строительству : Изменение №1 / ФГБОУ ВО ПГУПС. – СПб. : Изд-во ФГБОУ ВО ПГУПС, 2016. – VII, 186 с.
146. Тер-Мартirosян, З.Г. Механика грунтов : учебное пособие / З.Г. Тер-Мартirosян. – М. : Издательство АСВ, 2005. – 488 с.
147. Тер-Мартirosян, З.Г. Параметры прочности и деформируемости упрочняющегося глинистого грунта / З.Г. Тер-Мартirosян // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 19–21.
148. Тер-Мартirosян, З.Г. Приближённый метод учета упругопластических деформаций грунтов оснований сооружений при действии местной нагрузки / З.Г. Тер-Мартirosян // Экспериментально-теоретические исследования нелинейных задач в области оснований и фундаментов : межвуз. сб. – Новочеркасск, 1979. – С. 98–103.
149. Терцаги, К. Механика грунтов в инженерной практике / К. Терцаги, Р. Пек. – М.: Госстройиздат, 1958. – 609 с.
150. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений : федер. закон от 30 дек. 2009 г. № 384–ФЗ // Собр. законодательства РФ. – 2010. – №1 (4 янв.). – Ст. 5.
151. Трусов, П.В. Теория пластичности / П.В. Трусов, А.И. Швейкин. – Пермь: Изд-во Перм. гос. техн. ун-т, 2011. – 425 с.
152. Угрюмов, Е.П. Элементы и узлы ЭЦВМ / Е.П. Угрюмов. – М. : Высшая школа, 1976. – 231 с.
153. Улицкий, В.М. Высотное строительство в Санкт-Петербурге / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – №9. – 2005. – С. 56–66.
154. Улицкий, В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб. : Стройиздат Северо-Запад ; ГК «Геореконструкция», 2010. – 547 с.
155. Улицкий, В.М. Гид по геотехнике : путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин,

К.Г. Шашкин. – СПб. : Изд-во ПИ «Геореконструкция», 2010. – 208 с.

156. Улицкий, В.М. Использование программного комплекса «Buildcalc» как фактора обучения расчетам оснований и фундаментов по методу задаваемой осадки с оптимизацией проектных решений в программе «BRNL-FT» / В.М. Улицкий, С.И. Алексеев, С.О. Кондратьев // Профессиональное образование, наука и инновации в XXI веке : сб. трудов XI Санкт-Петербургского конгресса. – СПб. : Изд-во ФГБОУ ВО ПГУПС, 2017. – С. 271–272.

157. Улицкий, В.М. Расчет осадок зданий и сооружений на слабых глинистых грунтах с учетом развития деформаций сдвига во времени / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин [и др.] // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2007. – №11. – С. 11–55.

158. Улицкий, В.М. Успешное строительство высокоскоростных магистралей: геотехническая составляющая / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин // Транспорт Российской Федерации. – 2016. – №2–3 (63–64). – С. 36–39.

159. Фадеев, А.Б. Группа программ «Геомеханика» / А.Б. Фадеев // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : материалы Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1987. – С. 83–89.

160. Фадеев, А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев. – М. : Изд-во «Недра», 1987. – 224 с.

161. Фадеев, А.Б. Осадка штампа на нелинейно деформируемом уплотняющемся основании / А.Б. Фадеев, А.Л. Прегер // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : тезисы докладов Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1985. – С. 169–170.

162. Фадеев, А.Б. Сопоставление методик СНиП и ЕК7 при расчете оснований фундаментов мелкого заложения / А.Б. Фадеев, В.А. Лукин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – №4. – С. 19–24.

163. Федоров, И.В. Некоторые задачи упругопластического распределения напряжений в грунтах, связанные с расчетом оснований / И.В. Федоров // Сборник Института механики АН СССР. – 1958. – Т. XXVI. – С. 204–215.

164. Федоровский, В.Г. Жесткий штамп на нелинейно-деформируемом связном основании (плоская задача) / В.Г. Федоровский, С.Е. Кагановская // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1975. – №1. – С. 41–44.

165. Федоровский, В.Г. Некоторые возможности построения моделей грунтов на основе концепции критического состояния / В.Г. Федоровский // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : материалы Всесоюзной конференции. –

Челябинск, 1987. – С. 55–68.

166. Феодосьев, В.И. Сопротивление материалов / В.И. Феодосьев. – 10-е изд., перераб. и доп. – М. : Изд-во МГТУ им. Н.Э. Баумана, 1999. – 592 с.

167. Филоненко-Бородич, М.М. Некоторые приближённые теории грунтового основания / М.М. Филоненко-Бородич // Ученые записки МГУ. – 1940. – Вып. 46. – С. 116–122.

168. Филоненко-Бородич, М.М. Простейшая модель упругого основания, способная распределять нагрузку / М.М. Филоненко-Бородич // Тр. Моск. электромехан. ин-та инж. ж.-д. транспорта им. Ф.Э. Дзержинского. – 1945. – Вып. 53. – С. 92–108.

169. Флорин, В.А. Некоторые теоретические положения расчета сооружений на податливых грунтах / В.А. Флорин // Гидротехническое строительство. – 1936. – №2 – С. 10–16.

170. Флорин, В.А. Основы механики грунтов : Т.1. Общие зависимости и напряженное состояние оснований сооружений / В.А. Флорин. – Л.-М. : Госстройиздат, 1959. – 357 с.

171. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М. : Госстройиздат, 1963. – 636 с.

172. Цытович, Н.А. Механика грунтов : краткий курс / Н.А. Цытович. – М. : Изд-во «Высшая школа», 1983. – 288 с.

173. Черкасов, И.И. Механические свойства грунтовых оснований / И.И. Черкасов. – М. : Автотрансиздат, 1958. – 156 с.

174. Чикишев, В.М. Исследование характера деформации глинистых грунтов под фундаментами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Чикишев Виктор Михайлович. – Л., 1978. – 147 с.

175. Шапиро, Д.М. Нелинейная механика грунтов / Д.М. Шапиро. – Воронеж : Изд-во Воронежского ГАСУ, 2016. – 123 с.

176. Шашкин, А.Г. Упруго-вязко-пластическая модель структурно-неустойчивого глинистого грунта / А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – №9. – С. 221–228.

177. Шванов, В.Н. Петрография песчаных пород : Компонентный состав, систематика и описание минеральных видов / В.Н. Шванов. – Л. : Недра, 1987. – 269 с.

178. Широков, В.Н. Лабораторные и полевые методы определения параметров

нелинейных моделей грунтов / В.Н. Широков // Современные проблемы нелинейной механики грунтов : материалы Всесоюзной конференции. – Челябинск, 1987. – С. 14–31.

179. Широков, В.Н. Напряженное состояние и перемещения весомого нелинейно-деформируемого полупространства под круглым жестким штампом / В.Н. Широков, В.И. Соломин, М.В. Малышев [и др.] // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1970. – №1. – С. 2–5.

180. Широков, В.Н. Теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния сыпучей среды, загруженной посредством круглого штампа / В.Н. Широков // Основания, фундаменты и подземные сооружения : труды V научной конференции молодых научных сотрудников НИИОСП. – М., 1970. – С. 3–10.

181. Alekseev, S.I. Usage of the «BRNL-FT» program for foundation calculation using the method of the predefined equated soil settlements / S.I. Alekseev, S.O. Kondrat'ev // Procedia Engineering. – 2017. – Vol. 189. – pp. 126–132.

182. Becker, D.E. Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundation. Part 1. An overview of the foundation design process / D.E. Becker // Canadian Geotechnical Journal. – 1996. – №33 (6) – pp. 956–983.

183. Boussinesq, J. Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques [Электронный ресурс] / J. Boussinesq. – Электрон. дан. – Paris : Gautier-Villars, 1885. – Режим доступа: <https://archive.org/embed/applicationdesp00bousgoog>, свободный. – Загл. с экрана. – (Дата обращения: 24.03.2021).

184. Briaud, J.-L. Behavior of Five Large Spread Footings in Sand / J.-L. Briaud, R.M. Gibbens // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 1999. – Vol. 125, Issue 9. – pp. 787–796.

185. Briaud, J.-L. Large Scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand / J.-L. Briaud, R.M. Gibbens. – Washington, D.C., 1997. – XI, 217 p. – Publ. No. FHWA-RD-97-068.

186. Briaud, J.-L. Spread Footings in Sand : Load Settlement Curve Approach / J.-L. Briaud // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. – 2007. – Vol. 133, Issue 8. – pp. 905–920.

187. Briaud, J.-L. Test and prediction results for five large spread footings on sand / J.-L. Briaud, R.M. Gibbens // FHWA Prediction Symp. : ASCE Spec. Publ. – 1994. – №41. – pp. 92–128.

188. BS EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design : Part 1: General rules / British Standards Institution – Brussels : BSI Publ., 2004. – 168 p.
189. California High-Speed Train Project : Design Criteria : Book 3, Part C, Subpart 1 / California High-Speed Rail Authority. – Sacramento : California High-Speed Rail Authority Publ., 2012. – 1279 p.
190. Canadian Foundation Engineering Manual / Canadian Geotechnical Society. – 4<sup>th</sup> edition. – Richmond : Canadian Geotechnical Society Publ., 2006. – XVI, 488 p.
191. Code for Design of High-speed Railway : Professional standard of the People's Republic of China : (Trial) / Ministry of Railways of the PRC. – Beijing : China Railway Publishing House, 2010. – 217 p.
192. Drucker, D.C. Soil Mechanics and Plastic Analysis of Limit Design / D.C. Drucker, W. Prager // Quarterly of Applied Mathematics. – 1952. – Vol. 10. – №2. – pp. 157–165.
193. Drucker, D.C. Soil Mechanics and Work Hardening Theories of Plasticity / D.C. Drucker, R.E. Gibson, D.J. Henkel // Transactions of the American Society of Civil Engineers. – 1957. – Vol. 122. – pp. 338–346.
194. El-Mossallamy, Y.M. Application of ultimate limit state design for axially loaded single piles in Egyptian geotechnical practice / Y.M. El-Mossallamy, M.M. Tawfik, M.A. Zayed // HBRC Journal. – 2017. – Vol. 13. – Iss. 2. – pp. 181–189.
195. Evtushenko, S.I. Investigation of the Behavior of Strip Foundations with Complex Configuration of the Base / S.I. Evtushenko, T.A. Krakhmal'nyi // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2017. – Vol. 54 (3) – pp. 169–172.
196. Evtushenko, S.I. New designs of the combined tape bases providing fuller use of the bearing ability of the basis / S.I. Evtushenko, T.A. Krakhmal'nyi, M.P. Krakhmal'nay // Challenges and Innovations in Geotechnics : proceedings of the 8<sup>th</sup> Asian Young Geotechnical Engineering Conference : 5–7 August 2016 / Kazakhstan Geotechnical Society. – London : Taylor and Francis Group, 2016. – pp. 147–150.
197. Gouw, T.-L. Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems / T.-L. Gouw // International Journal of Applied Engineering Research. – 2014. – Vol. 9. – №21. – pp. 8291–8311.
198. IS:8009–1. Code of practice for calculation of settlements of foundations : Part I. Shallow foundations subjected to symmetrical static vertical loads / Bureau of Indian Standards. – New Delhi : BIS Publ., 1976. – 47 p.
199. Jennings, S. The National Geotechnical Experimentation Sites at Texas A&M University : Clay and Sand: Geology / S. Jennings [et al.]. – Texas, 1996. – Res. Rep.

NGES-TAMU-005 to the FHWA and the Nat. Sci. Found.

200. Poulos, H.G. Foundations and retaining structures : Research and practice / H.G. Poulos, J.P. Carter, J.C. Small // Proceedings of the 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – 2001. – Vol. 4. – pp. 2527–2606.

201. Roscoe, K.H. On the generalized stress-strain behavior of «wet» clay / K.H. Roscoe, J.B. Burlanct // Engineering Plasticity. – Cambridge, 1968. – pp. 535–609.

202. Schanz, T. The hardening soil model: formulation and verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Beyond 2000 in Computational Geotechnics – 10 years of PLAXIS. – Rotterdam : Balkema, 1999. – pp. 281–296.

203. Schleicher, F. Senkungsmittelwert und Ähnlichkeitsbedingung für Platten und Balken auf isotroper elastischer Unterlage / F. Schleicher // Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik. – 1928. – B. 8. – S. 68–70.

204. Schofield, A.N. Critical State Soil Mechanics / A.N. Schofield, C.P. Worth. – London : McGraw–Hill Book Co., 1968. – 310 p.

205. Simpson, B. Concise Eurocodes : Geotechnical design / B. Simpson. – London : British Standards Institution, 2011. – 150 p.

206. Suh, N.P. A yield criterion for plastic frictional work hardening granular materials / N.P. Suh // International Journal of Powder Metallurgy. – 1969. – №1. – pp. 69–76.

207. Winkler, E. Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit : mit besonderer Rücksicht auf ihre Anwendung in der Technik [Электронный ресурс] / E. Winkler. – Электрон. дан. – Prag : Verlag von H. Dominicus, 1867. – Режим доступа: <https://archive.org/details/dielehrevondere00winkgoog>, свободный. – Загл. с экрана. – (Дата обращения: 24.03.2021).

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
**(обязательное)**

**Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ**

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



**СВИДЕТЕЛЬСТВО**  
о государственной регистрации программы для ЭВМ  
**№ 2017613015**

**BRNL-FT - Проектирование внецентренно нагруженных фундаментов по заданной осадке**

Правообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I» (RU)*

Авторы: *Алексеев Сергей Игоревич (RU),  
Кондратьев Станислав Олегович (RU)*

Заявка № **2017610109**  
Дата поступления **10 января 2017 г.**  
Дата государственной регистрации  
в Реестре программ для ЭВМ **07 марта 2017 г.**

Руководитель Федеральной службы  
по интеллектуальной собственности



*Г.П. Ислюев* Г.П. Ислюев

Рисунок А.1 – Свидетельство о государственной регистрации программы «BRNL-FT»

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА  
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ

RU 2017613015

## ГОСУДАРСТВЕННАЯ РЕГИСТРАЦИЯ ПРОГРАММЫ ДЛЯ ЭВМ

Номер регистрации (свидетельства): 2017613015  Дата регистрации: 07.03.2017  Номер и дата поступления заявки: 2017610109 10.01.2017  Дата публикации: 07.03.2017  Контактные реквизиты: (812) 457-86-71, patent@pgups.edu, ФГБОУ ВО ПГУПС, патентный отдел	Авторы: Алексеев Сергей Игоревич (RU), Кондратьев Станислав Олегович (RU)  Правообладатель: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования «Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I» (RU)
---	---

Название программы для ЭВМ:

BRNL-FT - Проектирование внецентренно нагруженных фундаментов по заданной осадке

## Реферат:

Программа предназначена для расчёта центрально и внецентренно нагруженных фундаментов на естественном основании (ленточных, столбчатых) при проектировании как вновь возводимых, так и реконструируемых фундаментов. Программа обеспечивает выполнение таких функций как: расчёт крена внецентренно нагруженного фундамента с последующей проверкой выполнения условия, при котором фактический крен не превышает предельного значения, определяемого из условий совместной работы фундамента с грунтовым основанием и надфундаментной конструкции; определение ширины подошвы нового фундамента при заданной осадке и определение коэффициентов надёжности и нелинейности упругопластического деформирования грунта основания; определение осадки реконструируемого фундамента и коэффициентов надёжности и нелинейности упругопластического деформирования грунта основания.

Тип реализующей ЭВМ: IBM PC-совмест. ПК

Язык программирования: Visual Basic

Объем программы для ЭВМ: 2,08 Мб

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
**(обязательное)**

**Справка о внедрении результатов диссертационной работы**

ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО  
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА  
Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего  
образования

«Петербургский государственный  
университет путей сообщения  
Императора Александра I»  
(ФГБОУ ВО ПГУПС)

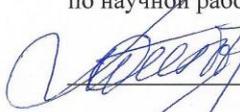
Московский пр., д.9, Санкт-Петербург, 190031  
Телефон: (812) 457-86-28, факс: (812) 315-26-21  
E-mail: dou@pgups.edu, http://www.pgups.ru  
ОКПО 01115840, ОГРН 1027810241502,  
ИНН 7812009592/ КПП 783801001

28.11.2018 № 005.02.6-37/109

[ Справка о внедрении результатов  
диссертационной работы  
в учебный процесс ]

УТВЕРЖДАЮ

Первый проректор – проректор  
по научной работе

  
«28» ноября 2018 г.  


Настоящим подтверждается, что результаты диссертационной работы Кондратьева Станислава Олеговича на тему «Разработка метода расчета оснований фундаментов каркасных зданий при детерминированной осадке», выполненной на кафедре «Основания и фундаменты» под руководством д.т.н., профессора Алексева Сергея Игоревича, внедрены в учебный процесс подготовки специалистов (направление «Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей») и магистров (направление «Строительство», образовательная программа «Проектирование зданий и сооружений в районах с особыми природно-климатическими условиями и техногенными воздействиями»).

В учебном процессе осуществляется применение следующих результатов диссертационного исследования:

1. Разработанный метод расчета оснований фундаментов каркасных зданий по детерминированной осадке, позволяющий обеспечить механическую безопасность при взаимодействии несущих конструкций, обладающих существенной податливостью, и ограждающих, второстепенных конструкций с конечной жесткостью, используется при чтении лекций по дисциплинам «Механика грунтов», «Строительство в сложных инженерно-геологических условиях».

2. Расчетные критерии для условий внецентренно нагруженных фундаментов при их проектировании по методу детерминированной осадки используются при выполнении курсовой работы «Расчет подпорной стены».

3. Рекомендации по применению разработанного метода, а также алгоритм и программа расчета для ЭВМ включены в лекционный материал по дисциплинам «Механика грунтов», «Основания и фундаменты» и используются при выполнении курсовых работ.

Заведующий кафедрой  
«Основания и фундаменты»,  
д.т.н., профессор

 В.М. Улицкий

Декан факультета  
«Промышленное и гражданское строительство»,  
д.т.н., профессор

 В.В. Егоров

**ПРИЛОЖЕНИЕ В**  
**(обязательное)**

**Анализ влияния различной дискретизации зависимости  $V = f(P)$  на  
изменчивость результатов расчета осадки**

Для вычислений осадки реконструируемых и размеров вновь устраиваемых фундаментов с учетом нелинейной работы основания используется коэффициент нелинейной работы  $K_i$ . Для расширения возможностей вариантного проектирования фундаментов и наиболее полного применения нелинейной стадии деформирования грунта в качестве «нижнего» граничного условия – начала нелинейной работы, – используется начальное критическое давление  $P_{н.кр.}$ .

Рассматриваемый метод базируется на расчетной зависимости величин зон пластических деформаций от действующего давления на основание  $V = f(P)$ . Для её построения необходимо введение числового множителя перед значением давления, определяющим начало нелинейной работы основания –  $P_{н.кр.}$ . Данный множитель характеризует величину единичного отрезка приращения давления. Обоснование его значения производится на основе анализа влияния различной дискретизации зависимости  $V = f(P)$  на изменчивость результатов расчета осадки.

Для иллюстрации влияния размера отрезка приращения давления рассмотрим частный пример. Грунт основания представлен песком средней крупности,  $\gamma_I' = \gamma_{II}' = 17,3$  кН/м<sup>3</sup>,  $\gamma_I = \gamma_{II} = 19$  кН/м<sup>3</sup>;  $c_I = 1,3$  кПа,  $c_{II} = 2$  кПа;  $\varphi_I = 31,8^\circ$ ,  $\varphi_{II} = 35^\circ$ ;  $E_0 = 18$  МПа;  $\mu = 0,3$ ;  $e = 0,6$ ;  $b = 1$  м,  $\eta = 1$ ;  $d = 2$  м.  $P_{н.кр.} = 312,13$  кПа,  $R = 525,4$  кПа,  $P_{пр.} = 2232,8$  кПа. Вертикальная нагрузка на обрез фундамента  $N_0$  ступенчато возрастает от 400 кН до 1600 кН с шагом 200 кН. Расчетно-теоретические значения осадки, полученные по формуле (2.7) для различных ступеней нагружения и при различных числовых множителях при  $P_{н.кр.}$  представлены в таблице В.1. Отклонения осадки при различных числовых множителях при  $P_{н.кр.}$  изложены в таблице В.2.

Таблица В.1 – Осадки при различных числовых множителях при  $P_{н.кр}$ 

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Осадка по формуле (2.7) при различных критериях начала нелинейной работы основания, $S_i$ , м					
	$1,05 \cdot P_{н.кр.}$	$1,1 \cdot P_{н.кр.}$	$1,25 \cdot P_{н.кр.}$	$1,5 \cdot P_{н.кр.}$	$1,75 \cdot P_{н.кр.}$	$2 \cdot P_{н.кр.}$
440	0,015	0,016	0,018	0,021	0,023	0,026
640	0,017	0,018	0,02	0,023	0,026	0,029
840	0,02	0,021	0,023	0,026	0,03	0,033
1040	0,023	0,024	0,027	0,03	0,034	0,038
1240	0,028	0,029	0,032	0,036	0,04	0,045
1440	0,035	0,036	0,039	0,044	0,049	0,054
1640	0,046	0,048	0,052	0,057	0,063	0,068

Таблица В.2 – Отклонения осадки при различных числовых множителях при  $P_{н.кр}$ 

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Отклонение осадки при различных критериях начала нелинейной работы основания, $\Delta S_i$ , %				
	$\frac{2 \cdot P_{н.кр.}}{1,75 \cdot P_{н.кр.}}$	$\frac{1,75 \cdot P_{н.кр.}}{1,5 \cdot P_{н.кр.}}$	$\frac{1,5 \cdot P_{н.кр.}}{1,25 \cdot P_{н.кр.}}$	$\frac{1,25 \cdot P_{н.кр.}}{1,1 \cdot P_{н.кр.}}$	$\frac{1,1 \cdot P_{н.кр.}}{1,05 \cdot P_{н.кр.}}$
440	12	14,3	14,6	11,3	3,9
640	11,7	14	14,3	11,1	3,8
840	11,4	13,7	13,9	10,9	3,8
1040	11	13,2	13,4	10,6	3,7
1240	10,4	12,6	12,8	10,1	3,5
1440	9,6	11,7	11,8	9,5	3,3
1640	8,3	10,3	10,2	8,5	3

Полученные расчетные зависимости  $S = f(P)$  при различных числовых множителях при  $P_{н.кр.}$  в графическом виде отображены на рисунке В.1. В результате их анализа установлено, что наибольшие отклонения осадки при сопоставлении числовых множителей связаны со значениями, превышающими  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ . Последующее уменьшение отрезка приращения давления (в пределе – к «гладкой» прямой) существенно не сказывается на величине осадки: при переходе

от  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$  к  $1,05 \cdot P_{н.кр.}$  осредненное отклонение составляет  $\approx 3,5 \%$ , а дальнейшее снижение приводит к отклонению осадки, стремящемуся к нулю (зависимости  $S = f(P)$  при использовании множителя 1,01 и 1,02 представлены на рисунке В.1).

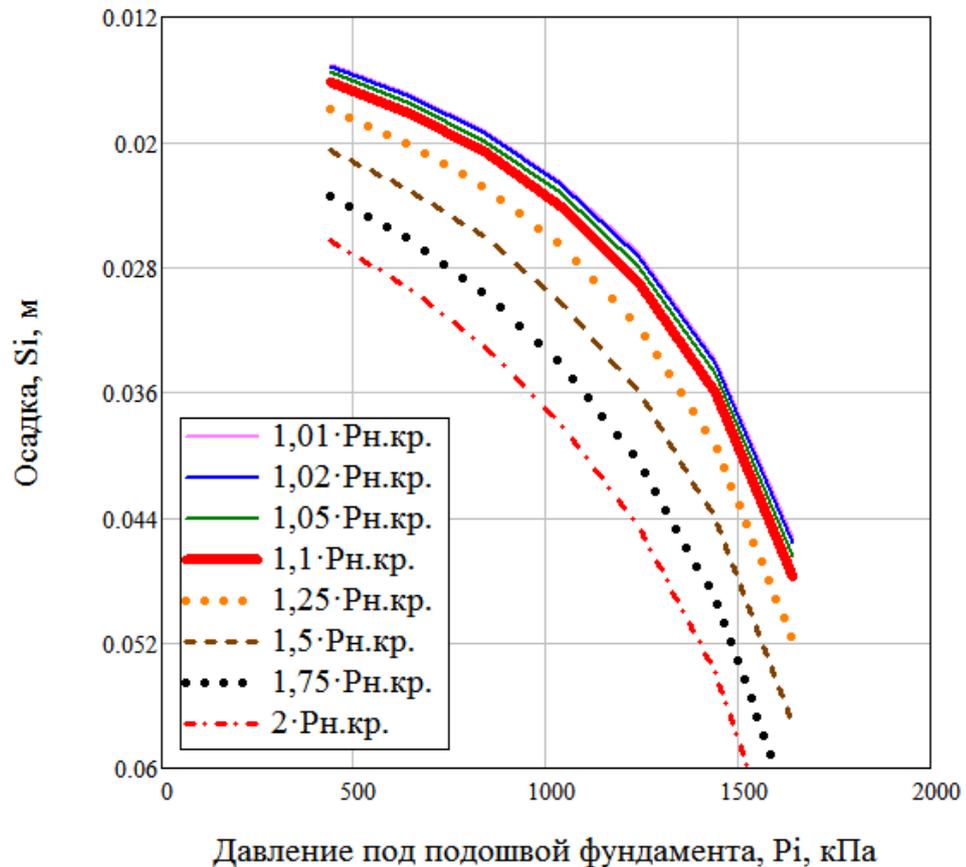


Рисунок В.1 – Зависимости  $S = f(P)$  по результатам рассмотренного примера при различных числовых множителях при  $P_{н.кр.}$

Таким образом, на основании проведенного анализа для решения практических инженерных задач целесообразно принять величину отрезка приращения давления равную  $0,1 \cdot P_{н.кр.}$ , а критерием начала нелинейной работы основания – давление  $1,1 \cdot P_{н.кр.}$ .

**ПРИЛОЖЕНИЕ Г**  
**(обязательное)**

**Таблицы сопоставления осадки, полученной по предлагаемому методу, другим инженерным методам и в результате экспериментальных исследований**

Таблица Г.1 – Результаты сопоставления осадки штампа (рыхлый грунт)

Давление под штампом, $P$ , кПа		Осадка штампа, $S$ , мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %	
		Эксперимент	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич
6,1	$I,1$ $P_{н.кр}$	0,34	0,389	–	14,2	–
7	$R$	0,45	0,476	0,515	6,6	14,4
9,2	$0,17$ $P_{пр.}$	0,74	0,703	0,707	5,1	4,7
13,8	$0,26$ $P_{пр.}$	1,44	1,313	1,184	9,5	21,6
18,4	$0,35$ $P_{пр.}$	2,31	2,142	1,789	7,9	29,1
23	$0,44$ $P_{пр.}$	3,45	3,275	2,578	5,5	33,8
27,6	$0,52$ $P_{пр.}$	4,98	4,866	3,653	2,4	36,3
32,2	$0,6$ $P_{пр.}$	7,01	7,207	5,202	2,8	34,8
37	$0,7$ $P_{пр.}$	9,77	11,157	7,786	14,2	25,5
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,6</b>	<b>25</b>
$P$ , кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина
6,1	$I,1$ $P_{н.кр}$	0,34	0,389	–	14,2	–
7	$R$	0,45	0,476	0,447	6,6	0,7
9,2	$0,17$ $P_{пр.}$	0,74	0,703	0,613	5,1	20,7
13,8	$0,26$ $P_{пр.}$	1,44	1,313	1,027	9,5	40,2
18,4	$0,35$ $P_{пр.}$	2,31	2,142	1,552	7,9	48,8

Продолжение таблицы Г.1

P, кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина
23	$0,44$ $P_{np}$	3,45	3,275	2,236	5,5	54,3
27,6	$0,52$ $P_{np}$	4,98	4,866	3,169	2,4	57,1
32,2	$0,6$ $P_{np}$	7,01	7,207	4,512	2,8	55,4
37	$0,7$ $P_{np}$	9,77	11,15	6,754	14,2	44,7
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,6</b>	<b>40,2</b>
P, кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов
6,1	$1,1$ $P_{н.кр}$	0,34	0,389	–	14,2	–
7	$R$	0,45	0,476	0,45	6,6	0
9,2	$0,17$ $P_{np}$	0,74	0,703	0,604	5,1	22,5
13,8	$0,26$ $P_{np}$	1,44	1,313	0,987	9,5	45,9
18,4	$0,35$ $P_{np}$	2,31	2,142	1,472	7,9	56,9
23	$0,44$ $P_{np}$	3,45	3,275	2,105	5,5	63,9
27,6	$0,52$ $P_{np}$	4,98	4,866	2,967	2,4	67,8
32,2	$0,6$ $P_{np}$	7,01	7,207	4,21	2,8	66,5
37	$0,7$ $P_{np}$	9,77	11,15	6,283	14,2	55,5
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>7,6</b>	<b>47,4</b>

Таблица Г.2 – Результаты сопоставления осадки штампа (плотный грунт)

Давление под штампом, P, кПа	Осадка штампа, S, мм			Отклонение расчетной осадки от экспериментальной, %		
	Эксперимент	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич	
15,9	$1,1$ $P_{н.кр}$	0,11	0,115	–	4,5	–

Продолжение таблицы Г.2

P, кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич	Предлагаемый метод	С.С. Вялов и А.Л. Миндич
16	R	0,12	0,116	0,135	3,4	12,5
18,2	0,17 P <sub>пр.</sub>	0,14	0,135	0,157	3,7	12,1
27,2	0,25 P <sub>пр.</sub>	0,22	0,223	0,26	1,4	18,2
36,2	0,33 P <sub>пр.</sub>	0,33	0,334	0,389	1,2	17,9
45,2	0,41 P <sub>пр.</sub>	0,49	0,474	0,554	3,4	13,1
54,1	0,5 P <sub>пр.</sub>	0,7	0,66	0,772	6,1	10,3
63,1	0,58 P <sub>пр.</sub>	0,98	0,918	1,075	6,8	9,7
72,1	0,66 P <sub>пр.</sub>	1,3	1,297	1,525	0,2	17,3
81,1	0,74 P <sub>пр.</sub>	1,7	1,912	2,263	12,5	33,1
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>4,3</b>	<b>16</b>
P, кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина	Предлагаемый метод	М.В. Малышев и Н.С. Никитина
15,9	1,1 P <sub>и.кр.</sub>	0,11	0,115	–	4,5	–
16	R	0,12	0,116	0,115	3,4	4,3
18,2	0,17 P <sub>пр.</sub>	0,14	0,135	0,134	3,7	4,5
27,2	0,25 P <sub>пр.</sub>	0,22	0,223	0,222	1,4	0,9
36,2	0,33 P <sub>пр.</sub>	0,33	0,334	0,332	1,2	0,6
45,2	0,41 P <sub>пр.</sub>	0,49	0,474	0,473	3,4	3,6
54,1	0,5 P <sub>пр.</sub>	0,7	0,66	0,659	6,1	6,2
63,1	0,58 P <sub>пр.</sub>	0,98	0,918	0,918	6,8	6,8
72,1	0,66 P <sub>пр.</sub>	1,3	1,297	1,302	0,2	0,2
81,1	0,74 P <sub>пр.</sub>	1,7	1,912	1,932	12,5	13,6
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>4,3</b>	<b>4,5</b>

Продолжение таблицы Г.2

$P$ , кПа		Эксперимент	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов	Предлагаемый метод	В.М. Кириллов
15,9	$1,1$ $P_{н.кр}$	0,11	0,115	–	4,5	–
16	$R$	0,12	0,116	0,115	3,4	4,3
18,2	$0,17$ $P_{пр}$	0,14	0,135	0,132	3,7	6,1
27,2	$0,25$ $P_{пр}$	0,22	0,223	0,21	1,4	4,8
36,2	$0,33$ $P_{пр}$	0,33	0,334	0,307	1,2	7,5
45,2	$0,41$ $P_{пр}$	0,49	0,474	0,431	3,4	13,7
54,1	$0,5$ $P_{пр}$	0,7	0,66	0,595	6,1	17,6
63,1	$0,58$ $P_{пр}$	0,98	0,918	0,824	6,8	18,9
72,1	$0,66$ $P_{пр}$	1,3	1,297	1,163	0,2	11,8
81,1	$0,74$ $P_{пр}$	1,7	1,912	1,718	12,5	1,1
<i>Среднее отклонение, %:</i>					<b>4,3</b>	<b>9,5</b>

Таблица Г.3 – Расчет и сопоставление расчетно-теоретической осадки с экспериментальной (фундамент 1,5×1,5 м)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_{э}$ , мм	Отклонение осадок, %
<b>81,1</b>	1	1,1	1,084	1,02	6,3
120,1	1,029	1,63	1,675	1,59	5,3
240,3	1,13	3,26	3,769	3,7	1,9
358,7	1,25	4,86	6,314	6,59	4,4
478,9	1,402	6,49	9,55	10,97	14,9
772,1	1,991	10,47	22,244	31,92	43,5
886,8	2,382	12,03	30,73	45,28	47,3

Продолжение таблицы Г.3

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
<b>1129</b>	4,077	15,31	67,521	82,48	22,2
1247,4	6,248	16,92	114,744	103	11,4
1363,9	13,141	18,5	264,698	122,06	116,9
1465,9	377,257	19,88	8188,225	135,37	5948,8
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,8 \cdot P_{нр.}</math> (<b>1129</b> кПа), %:</i>					<b>18,2</b>

Таблица Г.4 – Расчет и сопоставление расчетно-теоретической осадки с экспериментальной (фундамент 3×3 м)

Давление на грунт основания, $P_i$ , кПа	Коэффициент нелинейной работы грунта, $K_i$	$P_i / P_{н.кр.}$	Расчетно-теоретическая осадка, $S_i$ , мм	Экспериментальная осадка, $S_э$ , мм	Отклонение осадок, %
<b>81,1</b>	1	1,1	1,448	1,36	6,2
104,3	1,022	1,41	1,921	1,78	8
202,7	1,13	2,75	4,224	3,94	7,2
301,2	1,262	4,09	7,11	7,13	0,3
403,4	1,437	5,47	10,957	11,99	9,4
600,3	1,96	8,14	22,559	27,38	21,4
698,8	2,397	9,48	32,278	38,92	20,6
801	3,118	10,86	48,36	54,41	12,5
<b>899,5</b>	4,388	12,2	76,755	73,51	4,4
997,9	7,408	13,53	144,283	97,75	47,6
1137,3	287,5	15,42	6411,285	143,5	4367,8
<i>Среднее отклонение до <math>\approx 0,8 \cdot P_{нр.}</math> (<b>899,5</b> кПа), %:</i>					<b>10</b>

**ПРИЛОЖЕНИЕ Д**  
**(обязательное)**

**Подробная блок-схема программы BRNL-FT**

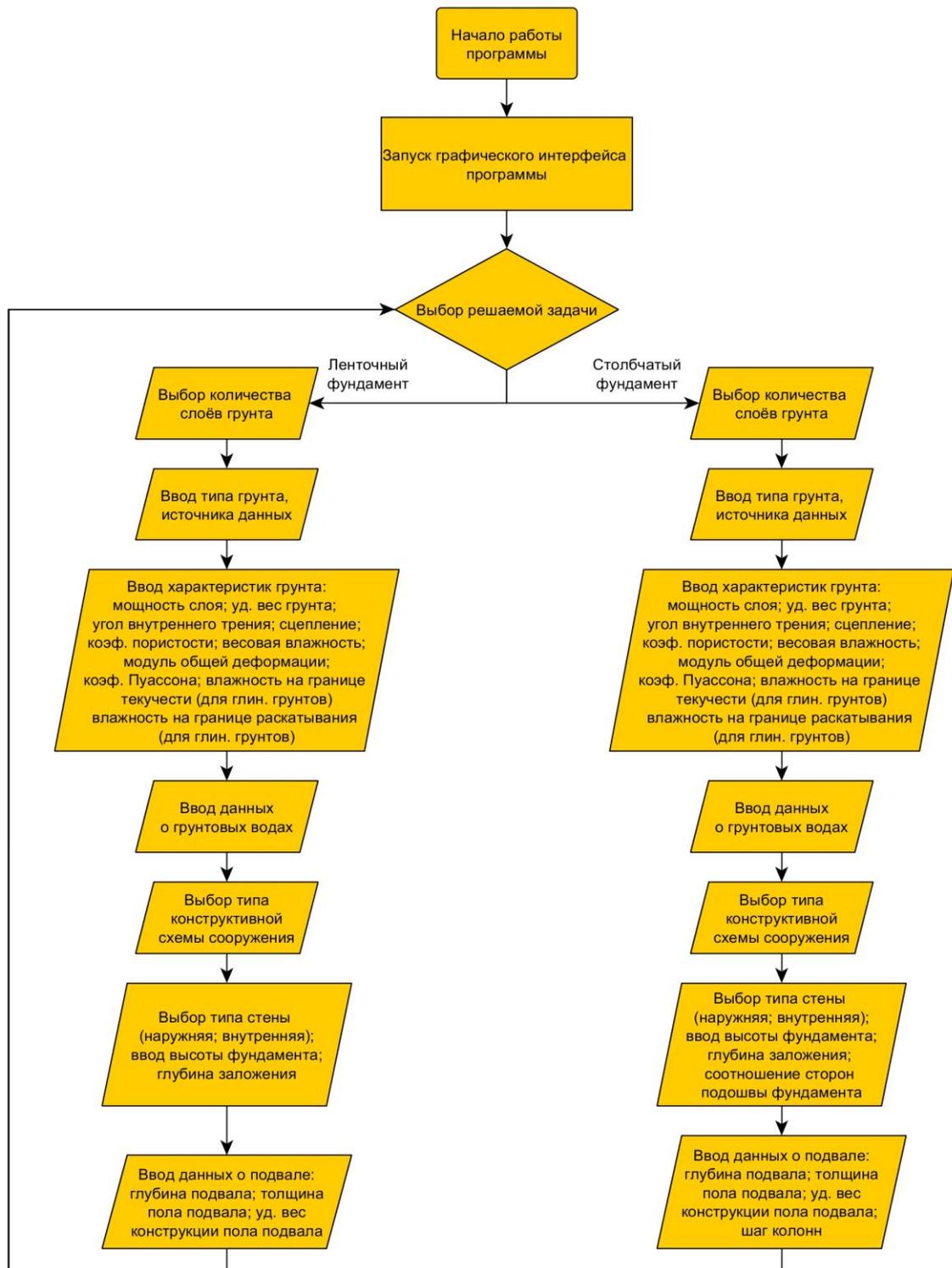


Рисунок Д.1 – Блок-схема алгоритма расчета фундаментов на основе критерия деформации  
(фрагмент №1)

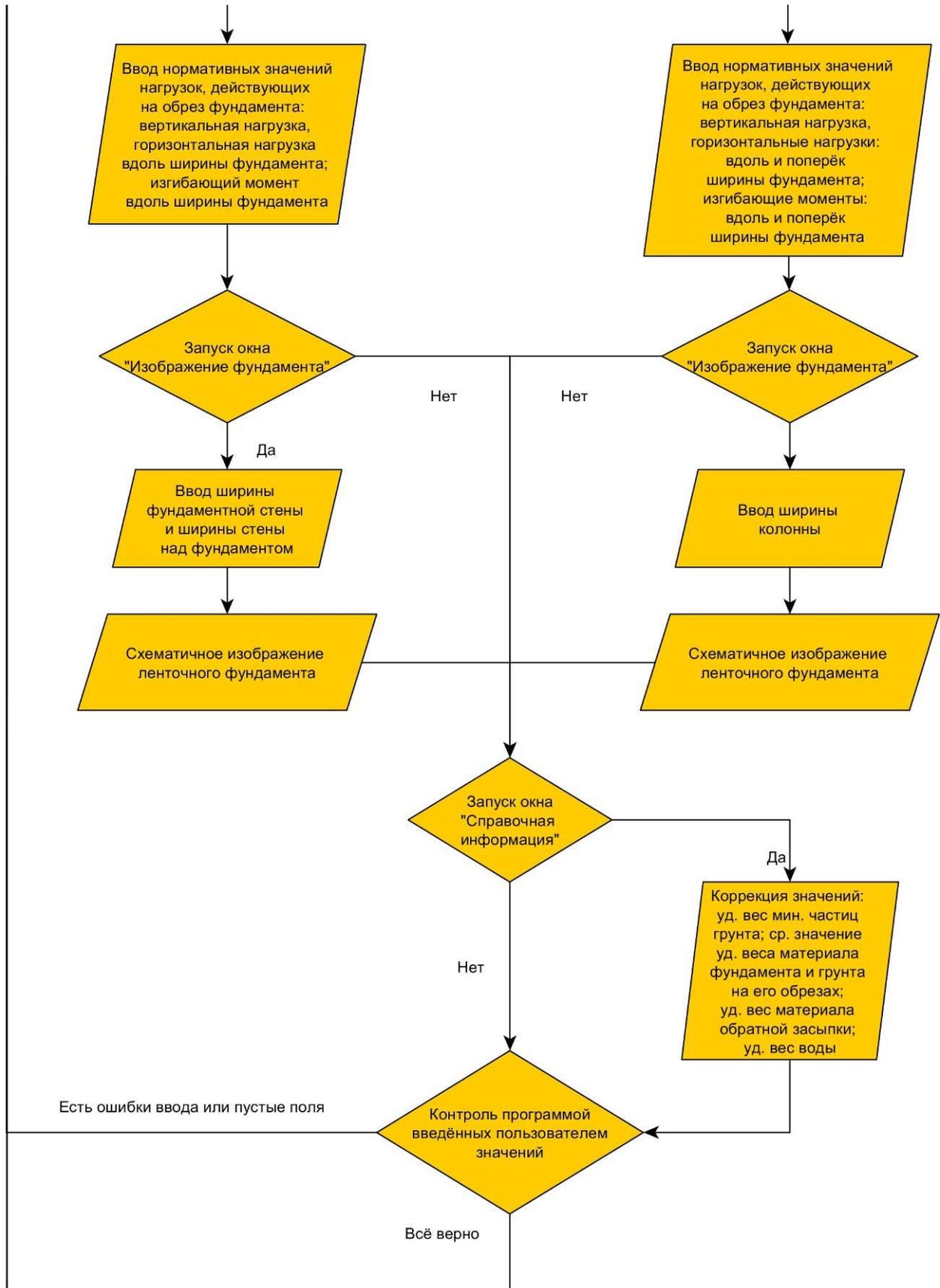


Рисунок Д.2 – Блок-схема алгоритма расчета фундаментов на основе критерия деформации (фрагмент №2)

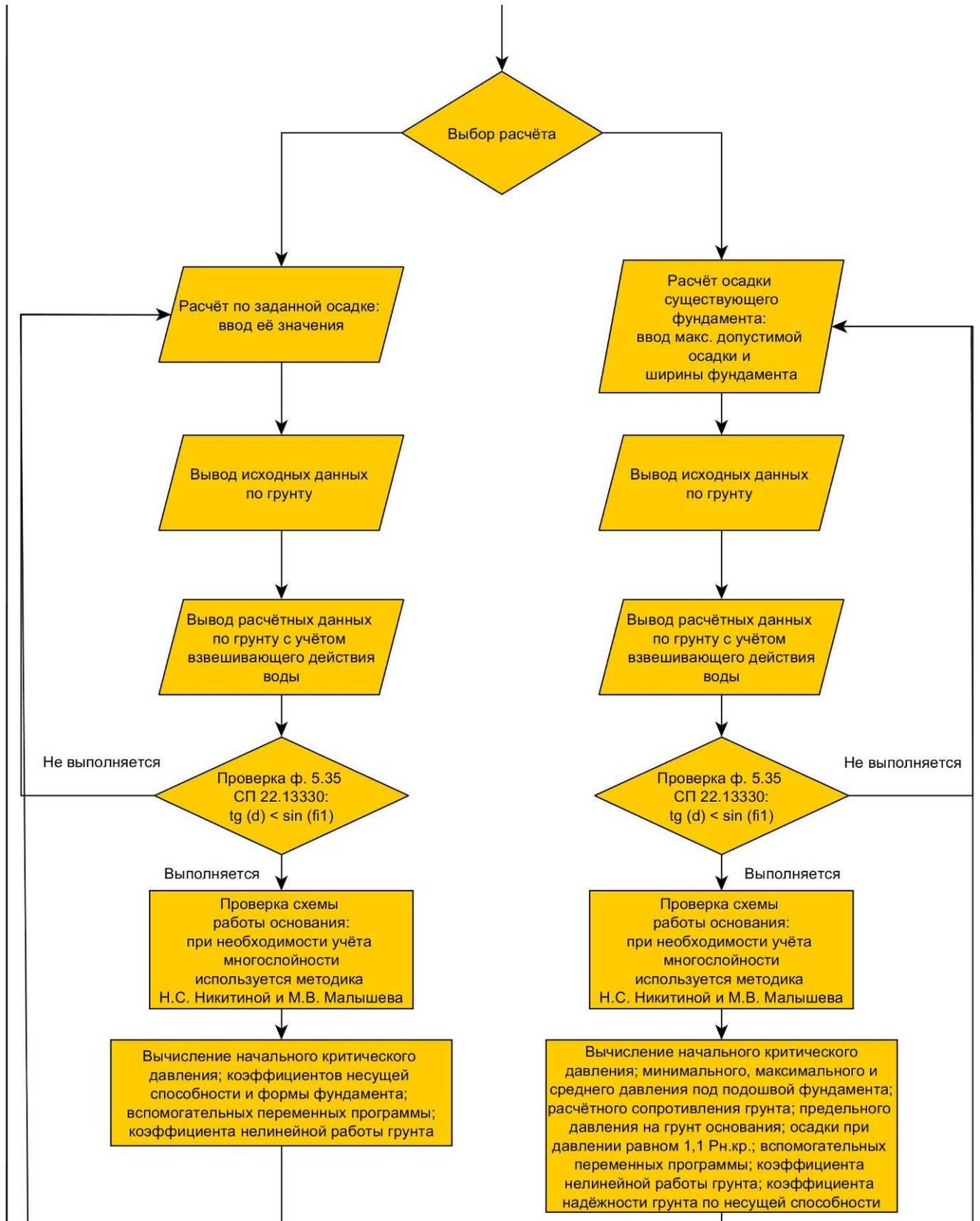


Рисунок Д.3 – Блок-схема алгоритма расчета фундаментов на основе критерия деформации  
(фрагмент №3)

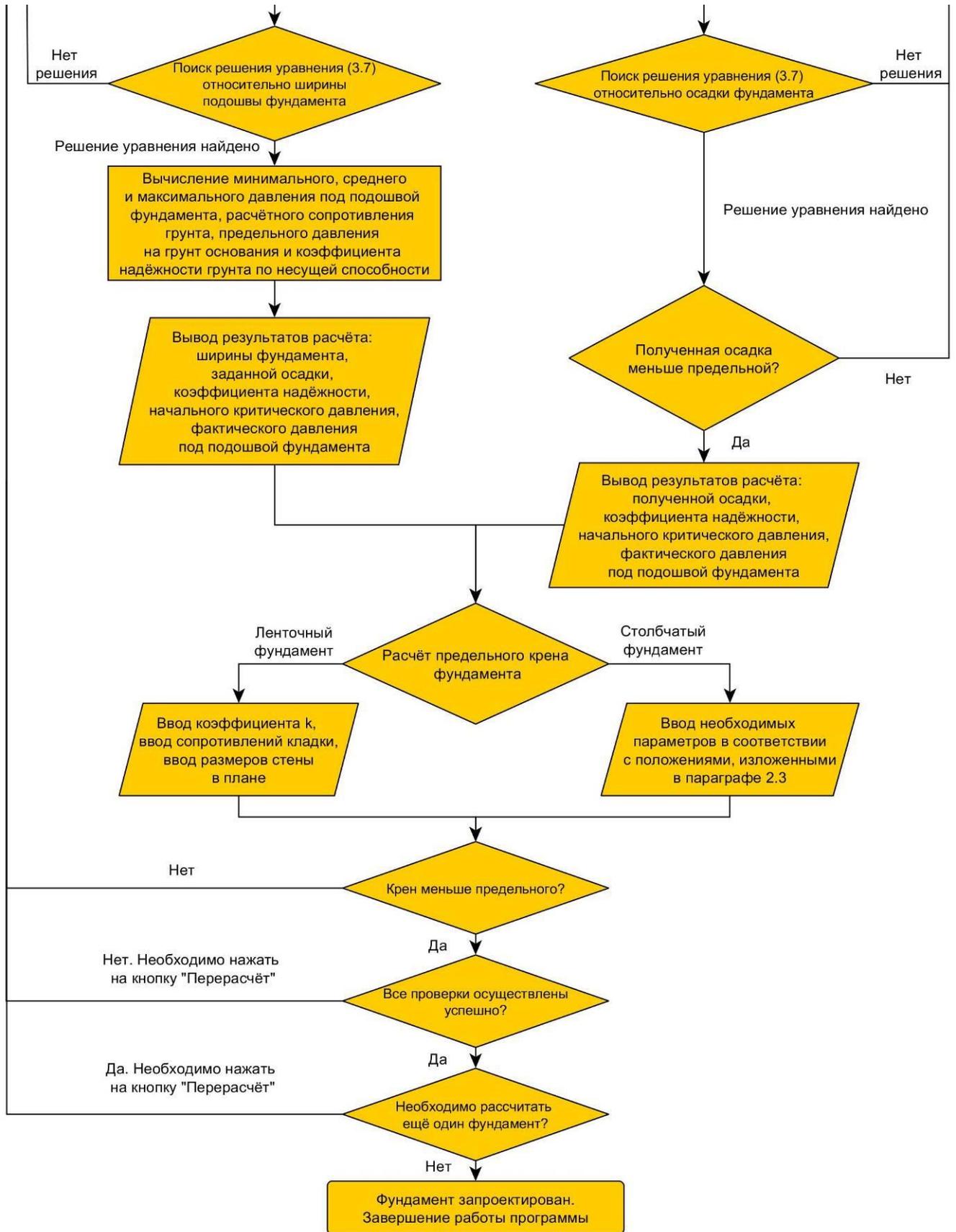


Рисунок Д.4 – Блок-схема алгоритма расчета фундаментов на основе критерия деформации (фрагмент №4)