

Федеральное государственное автономное образовательное учреждение
высшего образования
«Северный (Арктический) федеральный университет
имени М.В. Ломоносова»

На правах рукописи



Саенко Юрий Викторович

**ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ
В ФУНДАМЕНТАХ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ**

Специальность 05.23.02 – Основания и фундаменты,
подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель,
доктор технических наук, профессор
Невзоров Александр Леонидович

Архангельск – 2018

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА.....	11
1.1 Оценка изменения напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта при погружении свай	11
1.2 Способы оценки несущей способности свай при новом строительстве.....	15
1.3 Оценка несущей способности свай в фундаментах существующих зданий.....	21
1.4 Численное моделирование напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта	26
1.5 Выводы по первой главе	31
ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЗИКО– МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ	32
2.1 Описание инженерно–геологических условий г.Архангельска	32
2.2 Определение параметров моделей грунтов в ПК PLAXIS	35
2.2.1 Параметры моделей Мора–Кулона и Hardening Soil.....	35
2.2.2 Определение характеристик грунтов основания свайных фундаментов	41
2.2.3 Выбор расчётной модели грунтов основания	57
2.3 Выводы по второй главе	58
ГЛАВА 3 ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ В ФУНДАМЕНТАХ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ	60
3.1 Определение зон деформирования околосвайного грунта при погружении свай..	60
3.2 Алгоритм численного моделирования для определения несущей способности одиночных забивных свай через 25–30 дней после забивки.....	65
3.3 Алгоритм численного моделирования для определения несущей способности свай в фундаментах существующих зданий.....	74
3.4 Анализ причин увеличения несущей способности свай во времени.....	85
3.5 Выводы по третьей главе.....	89

ГЛАВА 4 СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ ИСПЫТАНИЯ СВАЙ В ФУНДАМЕНТАХ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ	91
4.1 Способ испытания свай без снятия с них действующей нагрузки.....	91
4.2 Способ статических испытаний с учетом влияния соседних свай.....	93
4.3 Применение способа статических испытаний свай без снятия с них действующей нагрузки	96
4.4 Численное моделирование испытаний свай без снятия с них действующей нагрузки	101
4.5 Перспективы дальнейшей разработки темы.....	105
4.6 Выводы по четвертой главе.....	105
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	107
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	109
Приложение А	125

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность избранной темы. Работам по реконструкции зданий, возведенных на свайных фундаментах, и связанным с увеличением на них нагрузки, должна предшествовать оценка несущей способности свай. В отличие от фундаментов мелкого заложения, для которых существуют рекомендации по определению расчетного сопротивления грунта в основании эксплуатируемых зданий, для свайных фундаментов, несмотря на наличие многочисленных исследований, подобные нормативные документы отсутствуют.

Несущую способность свай определяют, как правило, путем статического нагружения, для чего верхнюю часть исследуемых свай поочередно срезают и между ними и ростверком устанавливают домкрат. При этом существует ряд факторов, осложняющих проведение испытаний: высокий уровень грунтовых вод, отсутствие доступа к свае или обеспечение устойчивости фундамента, например, при срезке одной из трех свай в кусте и т.п.

Поэтому исследования, связанные с численным моделированием свай в фундаментах существующих зданий и определением резерва их несущей способности, как обеспечивающие повышение надежности зданий и сооружений при реконструкции, являются актуальными.

Степень разработанности темы исследований.

В процессе погружения сваи происходит изменение напряжённо-деформированного состояния и, как следствие, физических и деформационно-прочностных свойств вмещающего их грунта. Изучению этих явлений посвящены работы Б.В. Бахолдина, А.А. Бартоломея, В.Н. Бронина, Н.М. Герсевича, В.Н. Голубкова, Б.И. Далматова, Н.М. Дорошкевича, А.Ж. Жусупбекова, Ф.К. Лапшина, А.А. Луги, Н.С. Несмелова, А.И. Полищука, Ю.Г. Трофименкова, Х.Р. Хакимова, А.Б. Фадеева, В.Г. Федорова, В.Г. Федоровского, L. Bjerrum, H.M. Coyle, C. Reese, G. Koning, L. Koizumi, K. Ito, H.B. Seed, K. Terzaghi, V. Teheng, E. Franke, A. Vesic, T. Whitaker и др.

Несмотря на некоторые отличия в анализе физических процессов во вмещающем сваю грунте, в многочисленных публикациях названных ученых имеется ряд общепризнанных положений. В частности, о том, что радиус области деформирования грунта в горизонтальном направлении достигает $(6...7)d$, а под острием уплотненные зоны распространяются до глубины $(3...3,5)d$, где d – размер поперечного сечения сваи. Отличия в экспериментальных значениях изменения характеристик грунтов в указанных областях, выявленные различными исследователями, объясняются разнообразием грунтовых условий, отличиями в форме и размерах свай.

Изучением механизма увеличения несущей способности свай в глинистых грунтах в процессе непродолжительного «отдыха» занимались российские и зарубежные авторы: Б.В. Бахолдин, А.А. Бартоломей, В.Н. Бронин, Н.М. Герсевич, В.Н. Голубков, Б.И. Далматов, Е.Э. Девальтовский, Н.М. Дорошкевич, Ф.К. Лапшин, А.Ж. Жусупбеков, В.В. Знаменский, С.Я. Кушнир, А.А. Луга, Р.А. Мангушев, Р.М. Нарбут, Н.С. Несмелов, А.И. Осокин, В.Г. Офрихтер, А.В. Пилягин, А.Б. Пономарев, А.И. Полищук, А.В. Савинов, З.Г. Тер–Мартirosян, Ю.Г. Трофименков, Х.Р. Хакимов, А.Б. Фадеев, В.Г. Федоров, В.Г. Федоровский, А.Г. Шашкин, С.В. Ющубе, A.S. Azzouz, M.J. Morrison, S. Bensallam, L. Bahi, H. Ejjaouani, V. Shakhirev, K. RkhaChaham, M.Y. Fattah, K.T. Shlash, S.M. Al–SoudMadhat, K. Gavin, D. Gallagher, P. Doherty, B. McCabe, G.G. Meyerhof, M.F. Randolph, J.P. Carter, C.P. Wroth, M. Suzuki, T. Fujimoto, T. Taguchi и др. Данное явление, интенсивно протекающее примерно в течение первых 60 суток, объясняется рассеиванием избыточного порового давления и восстановлением нарушенных при забивке структурных связей в околосвайном грунте.

Исследования несущей способности свай, продолжительное время находившихся под нагрузкой в составе фундаментов существующих зданий, проводились М.Ю. Абелевым, Х.З. Бакеновым, А.А. Бартоломеем, Б.В. Бахолдиным, В.Н. Брониным, Б.И. Далматовым, Х.А. Джантимировым, Л.В. Дураковой, Ф.К. Лапшиным, Г.Ф. Новожиловым, А.Е. Радугиным, А.И. Осокиным, А.В. Паталеевым, А.Б. Пономаревым, А.В. Савиновым, З.Г. Тер–Мартirosяном, В.М. Улицким, Б.С. Юшковым, F.C. Chow, R.J. Jardine, J.F. Nauroy, F. Brucy, G. Mesri, T.W. Feng, J.M. Benak, I.F. Wardle, G. Price, T.J. Freeman, J.L. Jensen, A. Augustesen, C.S Sørensen и др. Большинство авторов пришло к выводу, что увеличение несущей способности

происходит за счет уплотнения основания под нижним концом и роста сопротивления грунта на боковой поверхности свай. В связи с этим дополнительное нагружение свай при реконструкции производится, когда те взаимодействуют с грунтом с более высокими деформационно–прочностными характеристиками по сравнению с временем строительства.

При работе над диссертацией были изучены способы испытания свай статической нагрузкой в фундаментах существующих зданий. Как оказалось, исследования влияния снятия нагрузки со свай перед испытаниями, по оценке воздействия соседних свай и безопасному проведению статических испытаний в случае, когда выводится из работы одна из свай в кусте, выполнялись лишь в небольших объемах.

Цель исследований – определение несущей способности забивных свай в фундаментах существующих зданий путем численного моделирования напряженно–деформированного состояния основания.

Задачи исследования:

1. Обобщить и систематизировать результаты исследований по оценке напряженно–деформированного состояния и свойств грунтов основания фундаментов существующих зданий с забивными сваями.

2. Выполнить лабораторные исследования ледниковых и морских суглинков, используемых в качестве основания свайных фундаментов в г.Архангельске, выявить корреляционные зависимости их модуля деформации от коэффициента пористости и показателя текучести.

3. Выполнить испытания статической нагрузкой забивных свай в фундаментах существующих зданий.

4. Создать и верифицировать алгоритм численного моделирования статических испытаний свай в составе фундаментов существующих зданий.

5. Усовершенствовать методику испытания свай в фундаментах существующих зданий и выполнить ее апробацию на объектах реконструкции.

Объект исследования – забивные железобетонные призматические сваи в составе фундаментов существующих зданий.

Предмет исследований – несущая способность забивных железобетонных свай, погруженных в ледниковые и морские отложения и длительное время находящихся под нагрузкой.

Научная новизна исследований:

1. Получены корреляционные зависимости одометрического модуля деформации ледниковых и морских суглинков в интервалах напряжений от 100 до 600 кПа от коэффициента пористости и показателя текучести.
2. Разработан алгоритм численного моделирования статических испытаний свай в ПК PLAXIS 3D, позволяющий получить графики «нагрузка–осадка» близкие к экспериментальным зависимостям, где исходными данными, кроме свойств грунтов основания, размеров свай и расстояния между ними, служат значение и продолжительность действия на них нагрузки.
3. Предложены способы испытаний свай в составе существующего фундамента, позволяющие минимизировать влияние смежных свай и фактора разгрузки сваи при проведении испытаний.

Практическая значимость работы:

Предложенный алгоритм численного моделирования статических испытаний позволяет существенно увеличить точность и достоверность расчетов несущей способности свай для любого периода времени, и тем самым повысить надежность реконструируемых сооружений. Результаты могут быть применены в ходе предпроектных работ по реконструкции зданий и сооружений.

Способы определения несущей способности свай в фундаментах зданий путем статических испытаний без снятия с них действующей нагрузки (патент РФ № 2557277, от 20.07.2015 г.) и с учетом влияния соседних свай (патент РФ № 2583806, от 10.05.2016 г.) могут быть использованы при проведении обследования перед реконструкцией.

Методология и методы исследований:

1. Изучение представленных в научной и нормативной литературе данных по оценке возможности увеличения нагрузки на сваи в условиях реконструкции зданий и сооружений.
2. Обобщение и анализ данных предшествующих и собственных экспериментальных исследований характеристик грунтов основания свайных фундаментов, испытаний свай статической нагрузкой, численного моделирования работы забивных железобетонных свай в инженерно–геологических условиях г.Архангельска.

3. Сопоставление результатов численного моделирования, с данными полевых исследований, как собственных, так и других авторов. Апробация результатов исследований автора по передаче дополнительной нагрузки на сваи реконструируемых зданий.

Положения, выносимые на защиту:

1. Экспериментально выявленные значения физико–механических свойств грунтов основания свайных фундаментов в г.Архангельске, включая одометрический модуль деформации для широкого спектра напряжений.

2. Методика и результаты численного моделирования графиков «нагрузка–осадка» для забивных свай после «отдыха».

3. Методика и результаты прогноза резерва несущей способности забивных свай в фундаментах существующих зданий в г.Архангельске в любой период времени их эксплуатации.

4. Способы испытаний свай в составе фундаментов существующих зданий, позволяющие минимизировать влияние фактора разгрузки сваи при ее отделении от ростверка и учитывающие расположение смежных свай.

Область исследований соответствует паспорту специальности 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения, пункт 7 – «Разработка новых методов расчёта, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции, усилении и ликвидации аварийных ситуаций».

Степень достоверности результатов. Достоверность приводимых в диссертации научных положений и выводов доказана сопоставлением результатов теоретических исследований с результатами натурных экспериментов. Надежность экспериментальных исследований достигнута применением современных поверенных приборов и оборудования, а также проведением полевых испытаний, в объеме достаточном для статистической обработки результатов.

Апробация результатов работы. Основные положения диссертационной работы обсуждались на Всероссийской конференции с международным участием «Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства» (ПНИПУ, г.Пермь, 2014 г.); 71–й научно–технической конференции «Изыскания, проектирование, строительство и эксплуатация оснований фундаментов зданий и сооружений» (СПбГАСУ, г.Санкт–Петербург, 2015 г.); научной конференции профессорско–

преподавательского состава, научных сотрудников и аспирантов «Развитие Северо–Арктического региона: проблемы и решения» (САФУ, г.Архангельск, 2015 г.); 19–й Международной межвузовской научно–практической конференции «Строительство – формирование среды жизнедеятельности» (НИУ МГСУ, г.Москва 2016); Всероссийской научной–технической конференции по геотехнике (СПбГАСУ, г.Санкт–Петербург, 2017 г.); 19 международной конференции по механике грунтов и геотехнике (Сеул, Южная Корея 2017); и на межкафедральных семинарах САФУ (г.Архангельск, 2013–2018 гг.).

Результаты исследований были использованы: ЗАО «Строительн–монтажный трест №5» при реконструкции здания по адресу ул. Чумбарова – Лучинского 34 в г.Архангельске и ГАУ АО «Инвестсельстрой» при разработке проектной документации по реконструкции здания по адресу ул. Суворова 17, корп.2 в г.Архангельске. Разработанные проекты получили положительное решение государственной экспертизы и были реализованы.

Публикации. По теме диссертации опубликовано 9 научных работ, включая 4 публикаций в журналах из перечня ВАК и две в изданиях, входящих в базу SCOPUS, получено три патента РФ на изобретения.

Структура и объем диссертационной работы. Диссертация состоит из введения, четырёх глав, заключения, списка литературы и приложений. Общий объем работы составляет 127 страниц, включая 50 рисунков и 13 таблиц. Список литературы содержит 166 наименования.

Во введении обосновывается актуальность диссертации, определяется цель, формулируются научная новизна и практическая значимость, основные защищаемые положения, выносимые на защиту, приводятся сведения об апробации, структуре и объёме диссертации.

В первой главе выполнен аналитический обзор теоретических и экспериментальных исследований напряженно–деформированного состояния околовсвайного грунта и изменения несущей способности свай во времени, в том числе в фундаментах эксплуатируемых зданий.

Во второй главе приводятся результаты экспериментальных исследований физико–механических свойств грунтов оснований свайных фундаментов в г.Архангельске. Обосновывается выбор расчетной модели грунта для дальнейших расчетов.

В третьей главе, на основе 32 испытаний свай статической нагрузкой, в том числе 16 свай, находившихся в составе фундаментов в течение 2...39 лет, разработан и верифицирован алгоритм численного моделирования, позволяющий получать графики «нагрузка–осадка», схожие с результатами статических испытаний свай.

В четвертой главе, рассмотрены недостатки существующих способов испытаний свай в фундаментах существующих зданий и предложены пути их устранения. Приведены практические примеры применения результатов диссертационной работы при обследовании зданий перед реконструкцией.

Автор выражает искреннюю благодарность сотрудникам кафедры «Инженерной геологии, оснований и фундаментов» САФУ имени М.В. Ломоносова (г.Архангельск) за помощь при проведении испытаний, советы, замечания и рекомендации по диссертационной работе.

Особая благодарность – главному инженеру АО «АрхангельскТИСИЗ» И.В. Богданову за предоставленные материалы по статическим испытаниям свай, выполненным в ходе инженерно–геологических изысканий в 70–80–х годах в г.Архангельске.

ГЛАВА 1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА

В настоящей главе дан обзор экспериментальных, аналитических и теоретических исследований работы системы «забивная свая–грунт». Приведены данные по изменению напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта. Выполнен анализ изменения несущей способности ненагруженных и нагруженных свай в период «отдыха» и при эксплуатации зданий, соответственно. Рассмотрены способы численного моделирования статических испытаний свай в программно–вычислительных комплексах, в том числе с учетом наличия и размеров зон деформирования околосвайного грунта.

1.1 Оценка изменения напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта при погружении свай

Несмотря на большой объем выявленных закономерностей изменения напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта, они не нашли отражения в нормах проектирования. В данном разделе приведен обзор основных трудов по данной теме, выявлены общие подходы к изложенной проблеме разных ученых и недостаточно изученные аспекты по рассматриваемой проблеме.

Н.А. Цытович [102] описывает поведение грунта при погружении свай следующим образом: при малых глубинах вытесняемый грунт выпирает на поверхность, уплотнение грунта происходит только под концом свай, с увеличением глубины возможность выпирания на поверхность исчезает и имеет место уплотнение грунта. Несущая способность свай достигается, когда трение на боковой поверхности достигает предельной величины, а под концом свай образуются области сдвигов. После достижения максимальной величины трение падает до постоянного предельного значения. Автор также отмечал, что трение имеет место между свайей и грунтовой рубашкой толщиной около 1 см.

Висячих сваях доля нагрузки, передаваемой через нижний конец тем больше, чем плотнее грунт под острием. Площадь распределения напряжений на уровне острия равна площади конуса с образующей равной $\varphi_{\text{ср}}/4$, где $\varphi_{\text{ср}}$ – средний угол внутреннего трения слоев грунта, пройденного свайей. Данное предположение нашло подтверждение в многочисленных полевых опытах [8,12].

В.А. Веселов [15] выделяет четыре деформированные зоны вокруг забивных свай: 1 – «рубашка» вокруг сваи толщиной 3–10 мм из очень плотного грунта; 2 – наиболее нарушенный грунт вокруг сваи толщиной около $3d$; 3 – зона с существенным нарушением свойств грунта в пределах $(5...6)d$; 4 – незначительное нарушение структуры грунта в пределах $(8...12)d$. Как отмечает автор, на работу одиночной сваи влияет грунт трех первых зон. Для ленточного фундамента при шаге свай, в два раза и более превышающем размер поперечного сечения, эпюры напряжений в плоскости острия сваи не пересекаются.

Самым распространенным методом оценки изменения напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта при погружении сваи являются лотковые испытания. В разное время их проводили: А.П. Анненков [4], Б.В. Бахолдин [], А.А. Бартоломей [7], И.И. Бекбассаров [10–11], Б.Б. Джанузакوف [25–27], Б.Б. Дорошкевич [30], Е.П. Знаменская [35], Р.Ш. Кулиев [43], С.Я. Кушнир [44], Н.С. Несмелов [53], Г.Ф. Новожилов [55], В.А. Сернов [83], Н.Д. Трошкова [97], В.И. Федоров [99], В.В. Сидоров [91] и др.

Как показывают исследования А.Ж. Жусупбекова [76], для физического моделирования работы сваи в лабораторных условиях, которые будут наиболее точно совпадать с данными натурных испытаний, необходимо разрабатывать оптимальную модель «свая–грунт» с физико–механическими характеристиками, геометрическими параметрами и способом устройства, эквивалентным натурным условиям строительной площадки, а моделирование проводить с помощью геотехнической центрифуги. Автором было проведено моделирование забивки свай и статических испытаний в центрифуге, и, как показало сопоставление данных с результатами натурных экспериментов, погрешность составила всего около 5%. А.Ж. Жусупбеков приходит к выводу, что результаты лотковых испытаний могут показать не только недостоверные, но и ошибочные результаты.

К такому же выводу приходят И.И. Бекбасаров, М.Н. Бейтимиров, Г.И. Исаков и Е.И. Атенев [38], выполнившие анализ состояния вопроса по физическому моделированию забивных свай. Они пишут, что практически во всех проводимых ранее исследованиях форма, размеры, материал свай задавались без достаточного обоснования, и их подобие было приблизительным. Подбор грунтовой смеси учитывал только деформационно–прочностные характеристики грунтов, игнорировалось геометрическое моделирование сжимаемой толщи, толщина слоев грунта, размер частиц и физические показатели. Отсутствовало и сравнение натуральных и модельных свай. Для получения достоверных результатов, модельные испытания следует проводить только с помощью геотехнической центрифуги.

Натурные исследования напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта в нашей стране проводили А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак и Б.С. Юшков [9], Е.М. Перлей, В.М. Улицкий, В.В. Цыганенко, А.Г. Шашкин [49], С.В. Ющубе и Н.С. Рязанов [105].

В работе [9] авторы, базирясь на многочисленных данных с опытных площадок г.Перми, пришли к выводу, что в околосвайном грунтовом массиве можно выделить несколько зон:

- первая – межсвайное пространство, удельный вес грунта в этих зонах увеличивается на 26–27%, а сцепление до 300%;
- вторая – межсвайное пространство крайнего ряда свай, удельный вес грунта здесь на 20–22% выше исходного, а сцепление на 200–250%;
- третья и четвертая зоны расположены в пределах радиусов $(2...3)d$ и $(5...7)d$, соответственно, где d – размер поперечного сечения ствола сваи; удельный вес грунта в этих зонах больше исходного на 10–12% и 6–7%, соответственно, удельное сцепление близко к исходным значениям;
- пятая зона не имеет четкой границы и физико–механические свойства грунта в ней мало отличаются от первоначальных.

Таким образом, исследованиями [9] установлено, что области деформирования грунта в горизонтальном направлении достигают радиусов $(6...7)d$ для одиночной сваи и $(10...11)d$ для свай, расположенных в один ряд. В плоскости острия уплотненные зоны распространяются на глубину $(3...3,5)d$ и $(4...5)d$ в первом и во втором случаях соответственно.

В натурных экспериментах со сваями А.А. Бартоломеем, И.М. Омельчаком и Б.С. Юшковым [9] измерялось поровое давление, его максимальное значение было зафиксировано месдозами при прохождении острием сваи уровня их расположения. Это объясняется тем, что при погружении сваи глинистый грунт вытесняется в стороны, формируя уплотненное ядро ниже ее острия. В результате вдоль ствола сваи образуется зона уплотнения, в пределах которой происходит сокращение объема пор.

Опыты Е.М. Перлея, В.М. Улицкого, В.В. Цыганенко, А.Г. Шашкина [49], проводившееся при вдавливании 22-метровых и 16-метровых свай в г.Санкт-Петербурге показали следующее:

- соседние сваи, находящиеся на расстоянии 1,1–1,3 м от погружаемой, получают существенный подъем только лишь при прорезании сваей плотных отложений, тогда как в песках или слабых глинистых грунтах подъем соседних свай отсутствует или пренебрежимо мал;

- пески при погружении сваи уплотняются на небольшом расстоянии от ствола.

В работе С.В. Ющубе и Н.С. Рязанова [105] делается вывод, что при погружении сваи горизонтальные напряжения грунта вдоль боковой поверхности значительно больше вертикальных, максимальное их значение находится на уровне острия. При статическом загрузении сваи, вертикальные напряжения затухают на расстоянии $3d$, как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях.

Британскими учеными В.М. Lehane, R.J. Jardine и A.J. Bond [137] выполнялись измерения сопротивления на боковой поверхности сваи и эффективных напряжений в песчаных грунтах. Они выяснили, что максимум радиальных эффективных напряжений и сопротивления грунта на боковой поверхности наблюдался на уровне острия сваи.

Такая же тенденция наблюдалась и в изменении касательных напряжений с глубиной по данным Е.Р. Heerema [125], A.De Nicola, и M.F. Randolph [145] и M.J. Tomlinson [161].

В исследовательской программе А.А. Bond и R.J. Jardine [113], В.М. Lehane и R.J. Jardine [135–136] на трех площадках выполнялись работы по измерению эффективных и касательных напряжений во время погружения, «отдыха» и испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой в глинистых грунтах. Эксперименты показали, что в глинистых грунтах и в песках, общие радиальные напряжения снижались по мере погружения сваи, максимальное поровое давление наблюдалось во

время погружения, затем оно монотонно снижалось до первоначальных значений. Скорость снижения порового давления зависела от свойств грунтов основания и была обратно пропорциональна квадрату диаметра сваи. У радиальных эффективных напряжений наблюдался краткосрочный минимум через короткое время после погружения, поэтому минимальная несущая способность свай находилась именно в этом временном интервале. Прирост радиальных напряжений зависел от коэффициента переуплотнения глинистого грунта.

Таким образом, многообразие полученных авторами эпюр напряжений в околосвайном грунте и их размеров определяется отличиями прочностных и деформационных характеристик массива грунта и размеров поперечного сечения сваи. К общим выводам следует отнести, что при погружении сваи имеет место увеличение порового давления, которое с течением времени снижается до первоначальных значений одновременно с ростом эффективных напряжений. Изменение характеристик массива вмещающего сваю грунта имеет зональный характер и зависит от первоначальных свойств основания.

1.2 Способы оценки несущей способности свай при новом строительстве

Одну из первых работ, связанных с обобщением данных исследований по увеличению несущей способности свай в непродолжительный период времени после погружения опубликовал L.O. Soderberg в 1962 году [152]. Он сделал следующие выводы:

- несущая способность свай зависит от времени рассеивания избыточного порового давления, вызванного погружением сваи; время, необходимое для рассеивания, пропорционально квадрату поперечного размера ствола и обратно пропорционально коэффициенту консолидации;
- несущая способность одиночной сваи отличается при прочих равных условиях от несущей способности свай в кусте;
- отсутствуют данные полевых испытаний для установления времени рассеивания порового давления для свай, находящихся в кусте на момент написания работы автора.

Большой объем исследований, посвященных росту несущей способности свай в период «отдыха», был проведен в г.Перми А.А. Бартоломеем И.М. Омельчаком и Б.С. Юшковым [9]. Было установлено, что в ходе забивки и сразу после ее окончания уплотненное ядро ниже острия сваи и зона уплотнения вокруг ее ствола являются нестабилизированной системой по отношению к окружающему природному грунту. Высокое поровое давление в пределах уплотненной зоны в процессе релаксации напряжений снижается за счет вытеснения поровой воды. Одновременно происходит восстановление прочности структурных связей. Следствием этих процессов является повышение несущей способности свай. В строительной практике этот процесс и получил название «отдых» свай.

Как показывают исследования К. Karlsrud [134], по мере консолидации околосвайного грунта в нем снижаются общие напряжения и избыточное поровое давление, тогда как эффективные напряжения имеют тенденцию к увеличению.

По мнению Б.В. Бахолдиньина, А.В. Бессмертного и П.И. Ястребова [5] главной причиной роста несущей способности забивных свай в неводонасыщенных грунтах являются капиллярная усадка, возникающая в результате их уплотнения, и последующее набухание в условиях открытой системы. В водонасыщенных грунтах – воздушно-газовая составляющая при их уплотнении в условиях закрытой системы.

Увеличение прочностных и деформационных свойств околосвайного грунта было впервые продемонстрировано А.В. Skempton, и R.D. Northey [150] и рассмотрено J.K. Mitchell [141]. Они предположили, что временной эффект связан с восстановлением связей между частицами. К.Н. Andersen и Н.Р. Jostad [108] были выполнены недренированные испытания на прямой сдвиг мягкопластичных глин. Образцы испытывались в различное время после их формирования, причем объем образца сохранялся постоянным. Опыты показали, что эффект упрочнения в 1,4–1,5 раза наблюдается после 60–100 дней.

В исследованиях К. Karlsrud, Т. Lunne, D.A. Kort и S. Strandvik [118] наибольшее увеличение сопротивления на боковой поверхности сваи во временном промежутке около трех месяцев наблюдалось в низкопластичных суглинках.

Г.Б. Кузнецовым, Б.С. Юшковым, В.П. Пискловым, В.М. Чикишевым [78] на основе наследственной теории ползучести была выведена формула для расчета

релаксации напряжений в грунтах, которая дает ошибку по сравнению с экспериментальными значениями всего лишь около 10%.

А.Б. Пономарев [75] подчеркивает, что оценка несущей способности свай с учетом фактора времени не нашла отражения в современных нормативных документах и до сих пор носит приближенный характер, а методика, основанная на тиксотропном упрочнении и консолидации грунтов, предложенная А.А. Бартоломеем, дает несущую способность отличающуюся от фактической. Кроме того, в работе [72] в результате анализа расчетов несущей способности одиночных свай различными методами и сравнения их со значениями, полученными по данным статических испытаний через 50 суток, делается вывод, что расчетный метод СНиП дает заниженные результаты на 13–23%, а данные динамических испытаний по результатам «добивки» через 6 суток показывают заниженные на 11–14% значения. Такие расхождения подтверждают несовершенство нормативных документов и необходимость их адаптации к местным инженерно–геологическим условиям.

Несовершенство методов расчета несущей способности свай отмечено в работах Л.Н. Димова и И.Л. Димова [29], В.М. Улицкого и В.В. Конюшкова [98], М. Метса и Е. Мусатовой [48]. Установлено, что для забивных свай значения несущей способности, рассчитанные по свойствам грунтов основания и полученные из испытаний статической нагрузкой, могут отличаться в несколько раз.

По мнению М.Ю. Абелева [1] несущая способность, рассчитанная по динамической формуле Н.М. Герсевича, является весьма приближенной. По опыту автора применение этой формулы в слабых водонасыщенных грунтах может привести к ошибке 100–150%.

При строительстве комплекса жилых домов в пригороде г.Перми выполнялись натурные испытания свай статическими вдавливающими нагрузками через 40–60 суток после забивки [73]. Был подтвержден факт значительного влияния фактора времени на изменение несущей способности свайных фундаментов. Игнорирование этого явления приводит к неэффективному использованию таких фундаментов и значительному удорожанию строительства.

Исследования Г.М. Смиренского, Л.А. Нудельмана и А.Е. Радугина [85] подтвердили нарастание несущей способности свай в суглинках за 80 суток от 1,7 до 6,5 раза. По полученным данным авторы выделили два этапа роста несущей

способности свай. Первый связан с восстановлением термодинамической системы в пределах объема уплотненного грунта, второй – с длительным процессом изменения свойств околосвайного грунта.

Эффект повышения несущей способности свай в течение трех месяцев в водносыщенных глинистых грунтах на ряде объектов г.Одессы подтвержден А.В. Новским и Л.А. Логиновой [56].

В работе А.Ю. Дроневица, П.С. Пойта и П.В. Шведовского [31,69] делается вывод, что расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности сваи зависит от нового коэффициента пористости в зоне уплотнения вокруг сваи. В частности, в работе [31] приводится пример корректировки несущей способности путем учета дилатантных напряжений, но применять данный метод, как пишет сам автор, можно только в относительно однородных инженерно–геологических условиях. Кроме того, эксперименты указанные авторы выполняли только в песчаных грунтах.

Задача по оценке взаимодействия сваи с окружающим грунтом аналитически решалась З.Г. Тер–Мартirosяном, В.В. Сидоровым, П.В. Струниным [94,96]. Авторы рассматривали телескопический механизм взаимодействия сваи с массивом грунта ограниченных размеров. Перемещение околосвайного грунта затухало в пределах радиуса влияния $(5...6)d$. Предлагаемая модель позволяет оценивать перераспределение напряжений в грунте, а, следовательно, и осадку фундамента. В работе [94] на основе данной геомеханической модели рассматривалось взаимодействие буровых свай большой длины с окружающим неоднородным массивом грунта. Аналитическое решение показало хорошую сходимость с данными численного моделирования. Вертикальные перемещения околосвайного грунта для одиночной сваи диаметром 1 м затухали на расстоянии около 5 м, для группы свай – на расстоянии до 10 м от края фундамента.

Как и большинство авторов, В.П. Дыба в работе [32] утверждает, что метод СП 24.13330, основанный на корреляционных зависимостях расчетных сопротивлений от физических свойств и состава грунта, далек от совершенства, а натурные испытания очень трудоемки и дорогостоящи. Он предлагает рассматривать задачу расширения цилиндрической полости в грунте вокруг сваи. Решение заключается в математической модели процесса погружения абсолютно жесткой сваи в пластически уплотняемое грунтовое основание. Проверка на площадках в г.Саратова и г.Перми показала, что

расчетная несущая способность сваи отличается от экспериментальной всего лишь на 10,5%.

Новый подход к решению поставленной задаче предложен Р.А. Мангушевым [45]. Суть его заключается в определении несущей способности путем аппроксимации двумерным сплайном данных около 1000 ранее проведенных испытаний свай статической нагрузкой, а также сведений об инженерно–геологических условиях всех точек испытаний. Метод может быть применен только в мегаполисах с большим количеством экспериментальных данных, так как в менее крупных городах собрать столь обширную базу данных весьма затруднительно.

«Руководство по проектированию свайных фундаментов» [79] допускает оценку несущей способности свай N применительно к интересующему времени t по формуле:

$$N = N_0 + A(N_2 - N_1) \left(1 - \frac{1}{B \frac{t}{t_2} - 1} \right), \quad (1.1)$$

где N_0 – несущая способность сваи, по данным испытаний непосредственно после забивки;

N_1, N_2 – несущая способность сваи, определенная на основании ее испытаний после «отдыха» в течение времени t_1 и t_2 соответственно;

A, B – эмпирические коэффициенты, зависящие от несущей способности N_1, N_2 и соответствующего ей времени «отдыха» t_1, t_2 .

В датских нормативных документах одним из способов определения несущей способности являются «геостатические» формулы, которые описывают увеличение несущей способности на боковой поверхности сваи во времени. В частности, при нахождении сваи в глинистых грунтах в формулы вводится коэффициент регенерации r , учитывающий эффект рассеивания порового давления. В работе J.L. Jensen, A. Augustesen, и C.S Sørensen [132] уточнена зависимость этого коэффициента от времени (до 70 дней):

$$r = 2,31 c_u^{-0,26} \left(\frac{t}{t_{ref}} \right), \quad (1.2)$$

где c_u – сопротивление недренированному сдвигу;

t – время, для которого находится коэффициент, $t \leq 70$ дней;

t_{ref} – опорное время, равное 70 дням.

Кроме того, приводимые в указанной работе сведения, свидетельствуют о росте коэффициента регенерации в течение 25 и 30 лет.

Весьма перспективным направлением в оценке несущей способности свай является численное моделирование.

Одна из первых попыток численного моделирования взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом была предпринята в работе В.Г. Офрихтера [60], где моделировался свайный куст из четырех свай сечением 30×30 см и длиной 4 метра в однородном основании, сложенном мягкопластичной глиной. Однако, как указывает автор, из-за отсутствия опыта в численных расчетах получить картину, близкую к реальной, не удалось.

Моделированием статических испытаний свай в ПК PLAXIS 3D занимались В.В. Знаменский, А.М. Рузаев и И.Н. Полынков [36]. По данным, полученным на опытной площадке в г.Братске, авторы пришли к выводу о возможности использования в расчетах коэффициента контакта ствола сваи с грунтом R_{inter} равным единице. В результате моделирования они смогли получить графики «нагрузка–осадка» близкие к данным натурных испытаний, расхождение по несущей способности составило 12–15%.

В исследованиях А.И. Полищука, Д.Г. Самарина и А.А. Филиппович [70–71] установлено, что с помощью ПК PLAXIS 3D при использовании упругопластической модели Мора–Кулона для глинистых грунтов возможно определение несущей способности забивных и инъекционных свай с точностью 5–25%. Однако, авторами выполнялось численное моделирование только свай после непродолжительного «отдыха».

С.О. Лозовой, Е.А. Загуройко [139] провели сравнительный анализ результатов испытаний статической вдавливающей нагрузкой и численного моделирования в ПК PLAXIS 3D буровых свай на 4 опытных площадках и рекомендовали использовать данный вычислительный комплекс для уменьшения числа полевых экспериментов. К сожалению, в данном случае, рассматривались буровые сваи, устройство которых не оказывает существенного влияния на околосвайный массив грунта, благодаря чему стандартная модель замещения грунта сваей полностью отражает происходящие процессы.

Американскими учеными Н.Н. Titi и G.W. Wathugala [162] исследовалось повышение несущей способности свай в течение трех месяцев. Производилось

нагружение статической нагрузкой двух опытных свай с поперечным сечением 0,3 и 0,5 м, длиной 10 м в глинистых грунтах. В ходе экспериментов замерялось поровое давление в околосвайном грунте. Прирост несущей способности свай составил около 40%, главным образом за счет сопротивления на боковой поверхности. Авторы предприняли попытку создать алгоритм решения этой задачи путем численного моделирования в программном комплексе ABAQUS, но сами подчеркивают, что для проверки алгоритма необходимы дополнительные полевые эксперименты.

Подавляющее большинство отечественных исследователей полагают, что эмпирические зависимости, представленные в нормативных документах, дают большие расхождения с данными натурных наблюдений. В настоящее время предлагаются аналитические и численные решения по оценке несущей способности свай с учетом изменения напряженно-деформируемого состояния основания при их погружении. Предлагаемые методы прошли апробацию на небольшом количестве объектов и пока не могут применяться повсеместно.

1.3 Оценка несущей способности свай в фундаментах существующих зданий

В России задачи, связанные с оценкой несущей способности находящихся под нагрузкой свай, начали решать исследователи Санкт-Петербургской школы: А.И. Осокин [59], С.А. Алексеев и Л.К. Тихомирова [3], В.Н. Парамонов и Т.А. Дунаевская [62–63], А.В. Улыбин, С.В. Зубкова и С.Д. Федотов [57].

Одной из первых работ была диссертация А.И. Осокина [59], написанная под руководством Б.И. Далматова и В.М. Улицкого. По результатам лотковых экспериментов в песчаных грунтах, автор выявил, что увеличение коэффициента бокового давления грунта приводит к росту сопротивления на боковой поверхности сваи. Испытания пылевато-глинистых грунтов показали, что в результате тиксотропного упрочнения, после нарушения структуры при забивке, увеличение удельного сцепления происходит пропорционально логарифму времени, тогда как угол внутреннего трения меняется незначительно. Натурные эксперименты, а именно, испытания свай статической нагрузкой в фундаментах существующих зданий в различные периоды эксплуатации, также показали рост несущей способности

пропорционально логарифму времени, что объясняется автором ростом сцепления грунта. Анализ длительных испытаний свай позволил предложить для разных видов грунтов повышающие коэффициенты к расчетному сопротивлению грунта на боковой поверхности и под острием сваи для условий реконструкции.

С.А. Алексеев и Л.К. Тихомирова [3] при проведении обследования одного из зданий пришли к выводу о том, что после длительной работы сваи под нагрузкой, в рассматриваемом случае – более 70 лет, происходит полное восстановление структурных связей в грунтах. Вывод сделан на основании данных статических испытаний свай и определения их несущей способности расчетным методом. Однако, как показано в п. 1.2, очень часто расчетный метод может показывать не вполне корректные результаты.

Анализ несущей способности свай в шести зданиях со сроком эксплуатации от 1 года до 30 лет проведен В.Н. Парамоновым и Т.А. Дунаевской [62–63]. Авторы пришли к выводу, что в сваях, находившихся под нагрузкой, увеличение несущей способности происходит благодаря консолидации грунта и появлению дополнительных эффективных горизонтальных напряжений. Они подчеркивают, что проблема прогноза несущей способности свай через большие промежутки времени остается открытой и актуальной.

В работе А.В. Улыбина, С.В. Зубкова и С.Д. Федотова [57] по обследованию фундамента, проведенному при подготовке проекта по увеличению этажности здания в г.Санкт–Петербурге, говорится о значительном отличии результатов определения несущей способности свай различными методами, а наиболее достоверным способом определения этой величины принимаются статические испытания.

А.Л. Невзоровым и В.И. Раковским [51] на основе анализа материалов изысканий, проектной и исполнительной документации на объектах г.Архангельска утверждается, что в большинстве случаев фундаменты имеют существенные запасы по несущей способности свай. Кроме того, в работах [61,77] показано, что при испытании свай статической нагрузкой под существующими зданиями в инженерно–геологических условиях г.Архангельска их осадка после 30...37 лет эксплуатации при нагрузках до 300 кН уменьшается в 10...20 раз, в интервале 300...800 кН – в 2...5 раз по сравнению с испытаниями после непродолжительного «отдыха». Авторы делают вывод, что испытания динамической нагрузкой показывают заниженные значения несущей

способности, а расчет по физическим свойствам грунтов дает несколько завышенные, а при реконструкции зданий – заниженные значения несущей способности.

В работе А.Л. Невзорова и др. [123] представлен численный метод определения несущей способности забивных свай в фундаментах эксплуатируемых зданий, где сваи описываются встроенным элементом Embedded Pile, а для моделирования поведения грунта используется модель упрочняющегося грунта Hardening Soil. Для обеспечения сходимости результатов натурных и численных экспериментов введены коэффициенты к модулю деформации несущего слоя и к сопротивлению на боковой поверхности сваи. На двух рассмотренных объектах в г.Архангельске данный метод показал свою перспективность, однако следует заметить, что авторами принимались справочные данные по текущему модулю деформации и модулю «нагрузки–разгрузки».

В работе зарубежных исследователей F.C. Chow, R.J. Jardine, J.F. Nauroy, F. Brucu [158] по накопленным экспериментальным данным установлено, что увеличение несущей способности свай имеет логарифмическую зависимость от времени в течение 5,5 лет в песчаных грунтах.

R.J. Jardine, J.R. Standing и F.C. Chow [131] подвергли статическим испытаниям 10 стальных труб диаметром 324 мм и длиной 11,1 и 22,0 м. Основание было сложено плотным мелким песком, у которого сопротивление грунта под наконечником зонда при статическом зондировании составляло от 10 до 25 МПа. Уровень грунтовых вод находился на глубине 4 м. Оказалось, что сопротивление на боковой поверхности свай увеличилось в 2,05 раза за 235 дней, тогда как сопротивление под концом сваи изменилось незначительно. Испытания через 5 лет показали непрекращающийся рост сопротивления на боковой поверхности.

K.G. Gavin, D.J.P. Igoe, L. Kirwan [124] представили результаты испытаний статической нагрузкой трубчатых свай длиной 7 м и диаметром 340 мм в песчаном основании. Их нижний конец находился в ледниковом плотном песке, для которого сопротивление грунта под наконечником зонда составляло 10 – 20 МПа. Четыре сваи загружались до срыва через 2, 12, 30 и 220 дней после погружения. Сопротивление на боковой поверхности за это время возросло с 331 до 977 кН, сопротивление под концом сваи не изменилось и составило 13 кН.

В работе G. Mesri, T.W. Feng и J.M. Benak [140] приводится следующая эмпирическая зависимость для нахождения несущей способности свай на заданный момент времени:

$$\frac{Q}{Q_R} = \left[\frac{t}{t_R} \right]^{C_D C_a / C_c}, \quad (1.3)$$

где Q – несущая способность свай через время t ;

Q_R – несущая способность в заданный момент времени t_R ;

C_a , C_c – эмпирические коэффициенты, зависящие от гранулометрического состава песка, причем соблюдается отношение $C_a/C_c = 0,02 \pm 0,01$;

C_D – параметр, отражающий потенциальное повышение жесткости грунта (изменение напряженно–деформированного состояния после погружения свай), $C_D = 4...12$.

I.F. Wardle, G. Price и T.J. Freeman [163] провели исследования несущей способности свай вдавливанием с постоянной скоростью в глинистых грунтах. Испытаниям в течение 3 лет подвергались сваи диаметром 170 мм, находящиеся без нагрузки. Оказалось, что с момента погружения до первого испытания несущая способность свай возросла на 28%, а через три года на 37–48%.

Данные, опубликованные K. Karlsrud и A. Mahan [133], касаются испытаний двух стальных труб на выдергивание. Размеры первой и второй труб: диаметр 305 и 356 мм, длина 66,1 и 30 м, соответственно. Основание было сложено глиной с числом пластичности 0,20–0,25, влажностью 30–40%. Первая свая испытывалась через 5 месяцев после погружения, вторая – через 15 лет. Увеличение несущей способности составило 1,67–1,99 раза (в среднем 1,83).

Большая работа по исследованию изменения во времени сопротивления на боковой поверхности свай была проделана в Норвежском институте геотехники [159]. В рамках проекта выполнены испытания свай выдергивающими нагрузками на 6 опытных площадках, четыре из которых сложены глинистыми грунтами. Сваи представляли собой трубу с открытым концом длиной от 10 до 25 метров диаметром от 406 мм до 508 мм. Эксперименты показали значительное увеличение сопротивления на боковой поверхности свай во времени, вне зависимости от типа грунтов основания, причем для глинистых грунтов выявлена логарифмическая зависимость на боковой поверхности от времени. Протекает этот процесс в течение нескольких десятилетий. Скорость прироста зависит от типа глинистых грунтов, так, например, при числе пластичности $I_p = 0,14$

сопротивление на боковой поверхности за 2 года увеличилось в 1,56 раза, а при $I_p = 0,33$ в 1,11 раза. В сваях, находящихся под нагрузкой, эффект увеличения оказался еще более значительным. Следует отметить, что на сваях, извлеченных из нормально уплотнённого глинистого грунта, присутствует грунтовая рубашка толщиной от 1 до 4 см, в то время как в переуплотненных грунтах она отсутствует.

Что касается свай, погруженных в песчаные грунты, рост сопротивления на их боковой поверхности завершается быстрее – за 1–2 года после погружения. Максимальный прирост сопротивления на боковой поверхности ствола по данным испытаний на двух опытных площадках за 1–2 года составил 1,58 – 2,76 раза. В отличие от свай в глинистых грунтах, в песках несущая способность загруженных свай может уменьшиться.

Все исследователи приходят к выводу, что статические испытания свай являются самым точным методом определения их несущей способности. При этом ряд факторов, влияющих на результаты испытаний в фундаментах существующих зданий, часто не принимается во внимание. В частности, при срезке сваи перед испытаниями меняется напряженное состояние грунтового основания. Как правило, не учитывается и наличие смежных свай [67]. Исследования для решения этой проблемы практически не выполнялись. Наиболее совершенный способ обследования существующего свайного фундамента предложен в НИИОСП им. Н.М. Герсевича. Способ предусматривает непрерывное с момента отрывки фундамента измерение перемещений ростверка и свай и прекращение испытаний с учетом этих деформаций.

В работе А.М. Дзагова [28] даны предложения по совершенствованию действующих нормативных документов испытаний свай статической нагрузкой [21]. Предлагаемые меры связаны с увеличением числа регистрирующих устройств. Автор предлагает устанавливать дополнительный динамометр между домкратом и упорным устройством, а для измерения осадки сваи закреплять третий прогибомер.

Таким образом, отечественные и зарубежные исследователи полагают, что увеличение несущей способности свай в глинистых грунтах может продолжаться несколько десятилетий. Основными факторами увеличения несущей способности свай в долгосрочном периоде являются:

- уменьшение избыточного порового давления и повышение эффективных напряжений в грунте, вмещающем сваю;

- увеличение прочностных и деформационных свойств околосвайного грунта;
- усиление связей между глинистыми частицами и/или увеличение эффективных напряжений из-за эффектов ползучести;
- геохимические реакции, которые могут быть связаны с катионообменом между материалом ствола сваи и вмещающим его грунтом, рост цементационных связей;
- увеличение эффективного радиуса сваи, за счет вовлекаемого в работу грунта.

Все эти процессы взаимосвязаны и проходят параллельно, рассмотреть дифференцированно влияние каждого фактора в настоящее время не представляется возможным.

1.4 Численное моделирование напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта

Численное моделирование напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта повышает достоверность оценки несущей способности свай, что в свою очередь не только обеспечивает надежность проектируемых сооружений, но и позволяет выполнить совместный расчет системы «здание–основание» с использованием графиков «нагрузка–осадка» на стадии загрузки фундамента. Однако, из-за ограниченного числа натурных экспериментов и разнообразия инженерно–геологических условий на опытных площадках до сих пор отсутствует общепринятая верифицированная методика расчета графиков «нагрузка–осадка».

В работе А.Ж. Жусупбекова и А.С. Жакулина [34] приведены результаты численных расчетов взаимодействия сваи с грунтом в программном комплексе NONSOLAN (Япония). Авторы установили, что напряжения под острием изменяется зонально и зависят от сечения сваи. Зоны порового давления формируются в плане в виде круга диаметром 1 метр у острия сваи, а на боковой поверхности шириной до 2,2 м. Под острием избыточное поровое давление для сваи 30×30 см распространяется на глубину до 4 м, для сваи 40×40 см – 7...8 м. Кроме того, с помощью графика «нагрузка–осадка» для одиночной сваи обосновывается необходимость учета начального напряженного состояния вмещающего ее грунта. Хотя характер деформирования грунта

соответствует общим представлениям, в работе нет сравнения с натурными экспериментами.

В диссертационной работе А.В. Сбитнева [81] выполненной под руководством А.Б. Фадеева, изучались напряжения в массиве грунта, вмещающем буровые и набивные сваи, и выполнялось моделирование статических испытаний свай в двухмерной постановке в ПК PLAXIS. Расчет напряжений велся в три этапа:

- определение напряжений от собственного веса грунта;
- радиальное перемещение боковой поверхности набивной сваи на 10 см, для буровой сваи радиальное перемещение отсутствовало;
- определение усилия вдавливания, необходимого для вертикального перемещения 10 см.

При моделировании изменялись лишь напряжения в грунте, вмещающем сваю, в то время как их свойства оставались прежними.

В недавно выполненных работах А.Б. Пономарева и Е.Н. Сычкиной [74] сделана попытка прогноза осадки сваи на аргиллитоподобной глине численным методом. Моделирование велось в программном комплексе PLAXIS в двухмерной постановке. Вокруг сваи на основании исследований А.А. Бартоломея [9] задавались две зоны уплотнения грунта: 1 – радиусом $3d$, где плотность скелета увеличивалась на 12%, а модуль деформации – на 283%; 2 – радиусом от $3d$ до $7d$, с плотностью скелета на 7% выше исходной и модулем деформации равным природному значению. По результатам численных экспериментов с применением различных моделей грунта было получено соотношение фактической и расчётной осадки от 1,3 до 8. Авторы полагают, что до сих пор не существует алгоритма расчета, позволяющего точно прогнозировать график «нагрузка–осадка» и рекомендуют руководствоваться аналитическими методами СП 24.13330.2011 [90], которые дают расхождение в 2,9–4,7 и 1,1–1,9 раза при использовании исходных характеристик грунтов основания и с учетом их изменения соответственно.

Очевидно, что при моделировании забивных свай, кроме уплотнения грунта вдоль боковой поверхности, необходимо учитывать уплотненное ядро ниже острия, которое достигает глубины около $3,5d$, а увеличение модуля деформации основания зависит не только от расстояния от сваи, но и от вида грунта, и может изменяться в широких пределах [9].

В работе S.T. Hsu [127] приводится алгоритм численного моделирования перемещения грунта вокруг забивной сваи. Моделирование многослойного основания велось в осесимметричной постановке для составной сваи длиной 34 м. Несвязный грунт задавался специально разработанной автором вязкопластичной моделью [126]. Этапы расчета сводились к замещению грунта стволом сваи размером $d/6$ на глубину 9 метров (уровень первого стыка), перемещению боковой поверхности сваи на $0,5d$ и полученного объема также на $0,5d$ вниз. Указанные операции повторялись четыре раза по числу секций. По результатам моделирования получены перемещения грунта по вертикали ствола сваи, которые показали хорошую сходимость с данными натурных наблюдений – показаниями инклинометра, установленного на расстоянии $3d$ от оси сваи. Измерения показали, что перемещение грунта на данном расстоянии достигало 30 мм. К сожалению, автору не удалось получить графики «нагрузка–осадка», близкие к данным натурных испытаний. В тоже время, моделирование статических испытаний в однослойном основании, сложенном заиленными песками, с использованием предложенной модели грунта и с предложенным алгоритмом погружения сваи показало результаты близкие к данным полевых испытаний [128].

В работе V. Galavi и др. [143] приводится новый способ моделирования свай – метод материальных точек (MPM – Material Point Method). Суть его заключается в решении уравнения движения материальной точки, несущей в себе параметры состояния, при механическом воздействии на сваю (забивка, вибропогружение), иными словами он позволяет учитывать изменения характеристик вмещающего сваю грунта при погружении. Данный метод верифицировали в полевых экспериментах, проводимых в Германии. Оказалось, что при моделировании с использованием упругопластической модели, и корректировкой коэффициента контакта ствола сваи с грунтом, можно получить вполне достоверные значения несущей способности. Авторы отмечают, что данный способ расчета требует продолжительного времени, кроме того, методику необходимо апробировать на других площадках.

В работе N.T.V. Phuong, A F. van Tol, A.S.K. Elkadi и A. Rohe [142] результаты моделирования с помощью метода материальных точек хорошо согласуются с данными испытаний на центрифуге. Авторы полагают, что этот метод пригоден для моделирования больших деформаций, возникающих во время погружения сваи, что необходимо учитывать при определении несущей способности.

В последние годы метод конечных элементов считается основным инструментом при решении геотехнических задач. Проблемой моделирования остается анализ работы грунта в зоне пластических деформаций при больших перемещениях, в частности, при погружении свай. Для их оценки был предложен, так называемый, метод Эйлера–Лагранжа. Суть его состоит в деформировании материала без привязки к узлам сетки. Данный подход реализован в работе G. Qiu, S. Henke и J. Grabe [144]. Сами авторы указывают, что метод требует изучения, так как грунт – сложная система и необходима модель, адекватно отражающая его реальное поведение при больших перемещениях.

В работе X. Li, Y. Hu, D. A. White [138] предлагается для расчета свай усовершенствовать модель Мора–Кулона, введя в расчет экстраполяцию малых деформаций. Следует учитывать и упрочнение–разупрочнение грунта. Предлагаемый метод пока можно применять только при однородном основании, сложенном песками различной плотности. Моделирование глинистых грунтов пока вызывает определенные трудности.

Исследования [112,155,149,122,121,107] также могут быть отнесены к применению метода Эйлера–Лагранжа, где для большинства моделей использовалась модель Друкера–Прагера. В ранних работах V.D. Berg [112] успешно моделировал статическое зондирование грунта. Сам процесс погружения конуса имитировался перемещением материала вверх от нижней границы модели с противодействующей силой сверху.

Позже J. Dijkstra, W. Broere, A.F. van Tol. [122] указали, что такой подход имеет нереалистичные граничные условия. Они исследовали ступенчатое проникновение сваи в грунт, заданный гиперпластичной моделью. Было обнаружено, что изменение эффективных напряжений под острием сваи и изменение пористости грунта вокруг ствола моделируются корректно, однако отличия от данных экспериментов, проводимых на центрифуге остаются значительными.

Эффективные напряжения под острием сваи выше, чем в экспериментах были получены и K.E. Anaraki [107].

Сравнение несущей способности свай, полученной по результатам испытаний на центрифуге [106] и численным моделированием по методу, предложенному J. Dijkstra [121], показало их близкое совпадение. Однако, соотношение между сопротивлением на боковой поверхности сваи и под ее концом оценивалось не верно.

Некоторые исследователи пытаются применять более простые подходы при моделировании погружения свай [110,115,147]. В частности, S. Baars, W. Niekerk [110], W. Broere, A.F. van Tol. [115] реализовали идею использования заданных перемещений. Они показали, что моделирование эффектов, имеющих место при погружении свай, возможно за счет ее объемного расширения или заданных перемещений интерфейсов свай с последующим заполнением бетоном образовавшийся полости.

Метод заданных перемещений также был использован в работах J. Castro, M. Karstunen [117], M.F. Randolph, C.P. Wroth [145], в которых осуществлялось расширение цилиндрической полости от небольшого начального радиуса до фактического. Однако A. Azzouz, M. Baligh, A.J. Whittle [109] показали, что такой подход может привести к переоценке эффективных радиальных перемещений примерно в два раза. P. Basu, D. Loukidis, M. Prezzi [111] предложили после расширения цилиндрической полости погружать сваю до проектной отметки, что позволило снизить эффективные радиальные напряжения. Этот прием использовали также J. Dijkstra, W. Broere, A.F. van Tol [120]. В своих исследованиях напряженно–деформированное состояние вмещающего сваю грунта они изменяли за счет горизонтальных перемещений ствола на $0,075d$ и вертикального перемещения свай на $7,5d$.

Другая вариация метода заданных перемещений была опробована J. Sun [154] в работе по расчету несущей способности свай с учетом негативного трения, где вместо заданного вертикального перемещения, было выполнено расширение сферической полости на конце свай.

Таким образом, отечественными и зарубежными авторами предложены численные методы расчета, позволяющие учитывать изменение напряженно–деформированного состояния грунтов основания свайных фундаментов. Методы нуждаются в калибровке в рассматриваемых инженерно–геологических условиях. Наиболее простым и надежным способом оценки изменения напряженно–деформированного состояния вмещающего сваю грунта является метод заданных перемещений. В данном способе предусматривается горизонтальное объемное расширение области на размер поперечного сечения ствола свай и вертикальное перемещение получившегося объема на экспериментально подобранную величину. С учетом вычисленных эпюр напряжений и зонального изменения характеристик грунтов в околосвайном пространстве можно достоверно определять несущую способность свай.

1.5 Выводы по первой главе

1. Значения несущей способности свай, найденные по действующим нормативным документам, не всегда совпадают с данными натурных испытаний статической нагрузкой, что обуславливает необходимость корректировки эмпирических коэффициентов применительно к местным инженерно–геологическим условиям.

2. В действующих нормативных документах отсутствует методика оценки несущей способности свай в фундаментах существующих зданий. Многочисленные исследования показали, что несущая способность свай в глинистых грунтах может нарастать в течение десятилетий. Основными причинами этого явления служат:

- рост эффективных напряжений во вмещающем сваю грунте по мере рассеивания избыточного порового давления и, как следствие, увеличение сопротивления на боковой поверхности сваи и под нижним концом сваи;
- увеличение прочностных и деформационных свойств околосвайного грунта по мере усиления структурных связей между глинистыми частицами;
- увеличение эффективного радиуса сваи, за счет вовлекаемого в работу околосвайного грунта.

3. Наиболее надежным способом оценки изменения напряженно–деформированного состояния вмещающего сваю грунта во времени является численное моделирование и, в частности, метод заданных перемещений, который нуждается в калибровке в рассматриваемых инженерно–геологических условиях.

ГЛАВА 2 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ФИЗИКО– МЕХАНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ ОСНОВАНИЙ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

В настоящей главе представлены результаты экспериментальных исследований физико–механических свойств глинистых грунтов, используемых в качестве основания зданий и сооружений в инженерно–геологических условиях г.Архангельска. По результатам исследований получены их необходимые характеристики для моделей Мора–Кулона (Mohr–Coulomb) и упрочняющегося грунта (Hardening soil), обоснован выбор модели для дальнейших расчетов в ПК PLAXIS 3D.

2.1 Описание инженерно–геологических условий г.Архангельска

Территория города занимает 294 км², рельеф местности равнинный, с превышением на 2...6 м над уровнем моря. Рассматриваемые в работе центральная и южная части города расположены на правобережной надпойменной террасе р. Северной Двины.

Основанием зданий и сооружений служит верхний комплекс четвертичных отложений [32]. Данный отдел представлен морскими отложениями микулинского межледникового горизонта и покрывающей их осташковской мореной. Около 10 тыс. лет назад, в период Голоцена началась речная эрозия ледниковых отложений с последующим повышением уровня моря и образованием озерно–ледниковых отложений и заболачиванием территории.

Изучением инженерно–геологических условий г.Архангельска в разное время занимались Н.П. Коваленко, Н.Н. Морарескул, Я.Ю. Марко, А.Л. Невзоров, А.В. Никтин, З.С. Стельмах, А.Д. Худяков, и др. [40–42, 54,58, 100].

Характерные инженерно–геологические условия центральной и южной частей г.Архангельска представлены на рисунке 2.1,б–в [50]. На указанной территории можно выделить семь характерных типов грунтов [50]:

1.Техногенные отложения (t_{IV}) – представлены в старой части города суглинками, песками разной крупности, строительным и бытовым мусором, отходами лесопиления; в новых районах – мелким песком, намываемым при углублении русла реки. Мощность техногенных отложений достигают 4 м.

2.Болотные отложения (b_{IV}) – торф коричневый слабо– и среднеразложившийся. Мощность слоя обычно 2...5 м, что составляет 40...45% от исходной мощности до пригрузки.

3.Озерно–ледниковые отложения (lg_{IV}) – суглинки зеленовато–серого или коричневатого–серого цвета с примесью органики мощностью до 0,6 м.

4. Ледниковые отложения верхнего горизонта (g_{III}^2) – суглинки коричневого или коричневатого–серого цвета, от мягкопластичной до полутвердой консистенции, с гравием и галькой в среднем 5...10%. Мощность верхнего горизонта 2,0...8,3 м.

5.Межстадиальные озерно–ледниковые отложения ($inst_{III}$) – суглинки серого и серо–коричневого цвета, от текуче – до тугопластичной консистенции, с примесью песка. Рассматриваемые осадки, сформировавшиеся в результате временной трансгрессии моря, разделяют горизонты ледниковых отложений. Мощность слоя до 2,2 м.

6.Ледниковые отложения нижнего горизонта (g_{III}^1) – суглинки коричневатого–серого или серого цвета, от тугопластичной до полутвердой консистенции, содержат 3...5% гравия и гальки. Мощность нижнего горизонта до 10,0 м.

7.Морские отложения (m_{III}) – суглинки твердой и полутвердой консистенции с линзами пылеватого серого песка. Мощность по справочным данным достигает 60 м.

В данной работе были рассмотрены наиболее активно застраиваемые центральная и южная части города. Северная островная часть, где преобладает деревянная застройка, заселена мало. Инженерно–геологические условия здесь существенно отличаются от представленных выше и в данной работе не рассматриваются (рисунок 2.2,г).

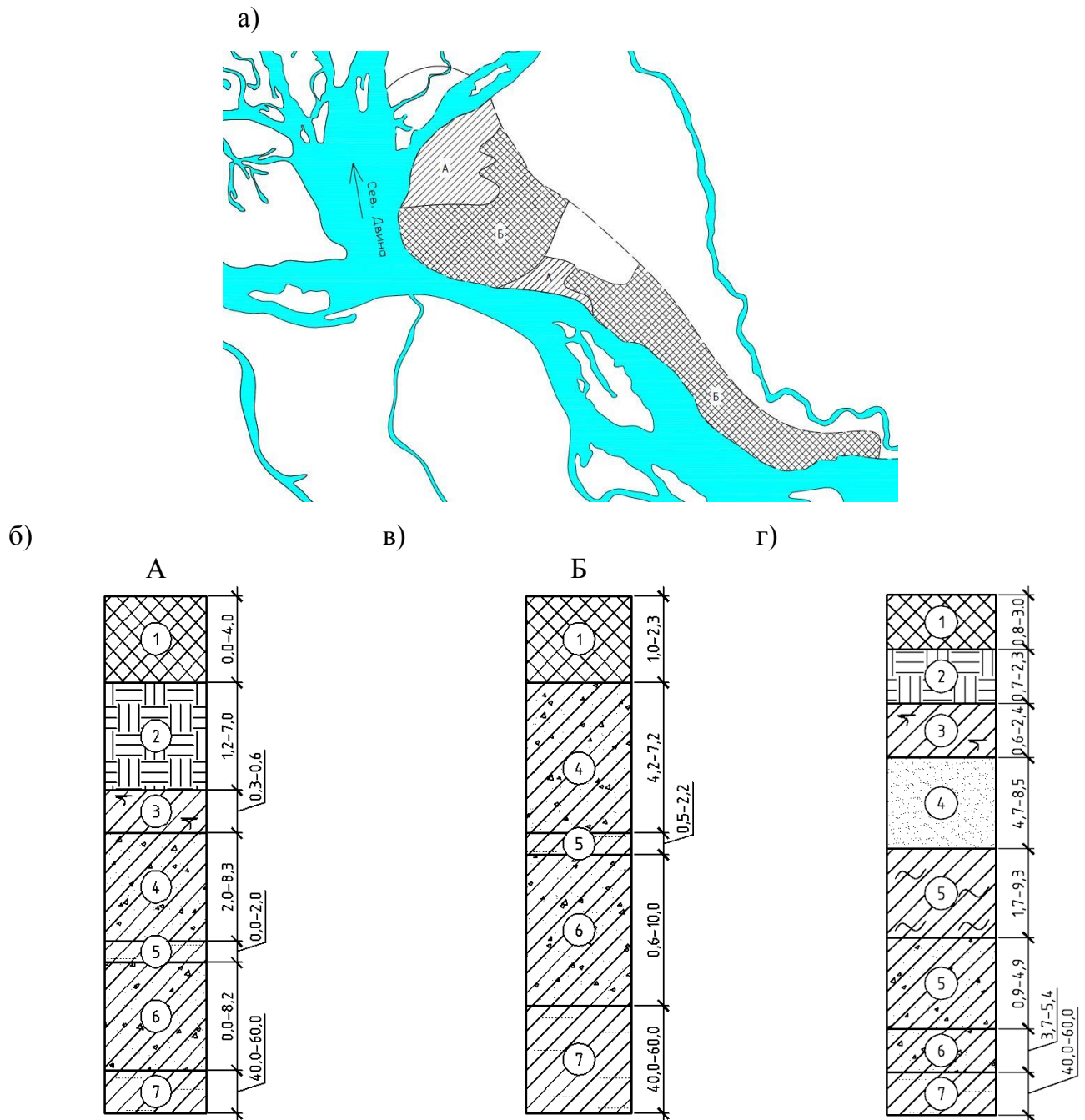


Рисунок 2.1 Инженерно–геологические условия г. Архангельска [50]:

а – схема центральной и южной частей города

б – тип основания А; в – тип основания Б;

г – напластование грунтов в северной части города

Характеристики грунтов основания свайных фундаментов для основных моделей, применяемых в программном комплексе PLAXIS 3D, представлены в п.2.2.

2.2 Определение параметров моделей грунтов в ПК PLAXIS

2.2.1 Параметры моделей Мора–Кулона и Hardening Soil

Модель Мора–Кулона – простая и хорошо известная упругопластическая модель, которая используется для описания поведения грунтов практически во всех программно–вычислительных комплексах [160].

Основное положение модели Мора–Кулона заключается в том, что относительная деформация ε , и скорость деформирования $\dot{\varepsilon}$, разделяются на упругую и пластические части, обозначенные индексами e и p , соответственно [160]:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (2.1)$$

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p, \quad (2.2)$$

В упругой фазе все деформации считаются обратимыми, а в пластической – необратимыми. Для определения областей пластических деформаций вводится функция текучести f , которая зависит от напряжений σ' и деформаций ε (рисунок 2.2).

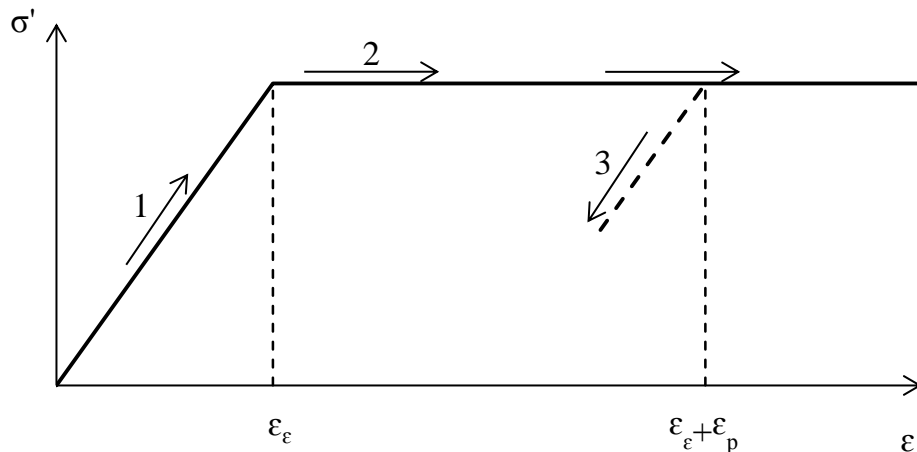


Рисунок 2.2. Зависимость между относительными деформациями ε и напряжениями σ' для модели Мора–Кулона [160]: 1 – нагружение при упругих деформациях; 2 – то же при пластических деформациях; 3 – траектория разгрузки

Полное условие текучести Мора–Кулона выражается шестью функциями в зависимости от главных напряжений σ [151]:

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0, \quad (2.3)$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0, \quad (2.4)$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0, \quad (2.5)$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0, \quad (2.6)$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0, \quad (2.7)$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0. \quad (2.8)$$

В условиях текучести используется два параметра: угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c , определяемые в ходе лабораторных экспериментов.

Дополнительно к функциям текучести в модели Мора–Кулона используется шесть уравнений пластического потенциала g , в которых участвует третий пластический параметр – угол дилатансии ψ :

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi, \quad (2.9)$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi, \quad (2.10)$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi, \quad (2.11)$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi, \quad (2.12)$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi, \quad (2.13)$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi. \quad (2.14)$$

Для напряженно–деформированного состояния в пределах до площадки текучести, поведение грунта является упругим и подчиняется закону Гука, поэтому помимо параметров пластичности требуется определять модуль упругости E и коэффициент Пуассона ν . Закон Гука можно выразить следующей матрицей:

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \sigma'_{xy} \\ \sigma'_{yz} \\ \sigma'_{zx} \end{bmatrix} = \frac{E'}{(1-2\nu')(1+\nu')} \begin{bmatrix} 1-\nu' & \nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & 1-\nu' & \nu' & 0 & 0 & 0 \\ \nu' & \nu' & 1-\nu' & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1-\nu' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1-\nu' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1-\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx} \\ \dot{\epsilon}_{yy} \\ \dot{\epsilon}_{zz} \\ \dot{\gamma}_{xy} \\ \dot{\gamma}_{yz} \\ \dot{\gamma}_{zx} \end{bmatrix}. \quad (2.15)$$

Основные уравнения модели Мора–Кулона в общей сложности требуют пять характеристик грунта, которые могут быть получены путем лабораторных испытаний образцов. Эти параметры с единицами их измерения перечислены в таблице 2.1

Таблица 2.1. Основные характеристики грунтов в модели Мора–Кулона

Характеристика	Обозначение	Единица измерения	Способ определения
Одометрический модуль деформации	E_{oed}	кН/м ²	Компрессионные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Коэффициент Пуассона	ν	–	Трехосные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Эффективное сцепление	c'	кН/м ²	ГОСТ 12248–2010 [18]
Эффективный угол внутреннего трения	φ'	град.	ГОСТ 12248–2010 [18]
Угол дилатансии	ψ	град.	Вычисляется по зависимости, предложенной J.S. Stenfeit [153]

Модель Hardening Soil – упругопластическая модель с изотропным упрочнением. Основное преимущество – гиперболическая зависимость между вертикальными относительными деформациями ϵ_1 и девиатором напряжений $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$, получаемая по данным дренированных трехосных испытаний (рисунок 2.3).

Предельная девиаторная нагрузка, q_f , при которой имеет место гиперболическая зависимость, описывается уравнением [157]:

$$q_f = (c \cdot \cos \varphi + \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}. \quad (2.16)$$

Вертикальные деформации при $q < q_f$ определяются, как сумма упругих и пластических составляющих [157]:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p = \left(\frac{q}{E_{ur}} \right) + \left(\frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \right) = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a}. \quad (2.17)$$

При выполнении условия $q \geq q_f$ наблюдается идеальное пластическое течение, ограниченное асимптотой q_a , и описанное законом Мора–Кулона. Значения q_f и q_a связаны следующим образом [157]:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \quad (2.18)$$

где R_f – коэффициент разрушения.

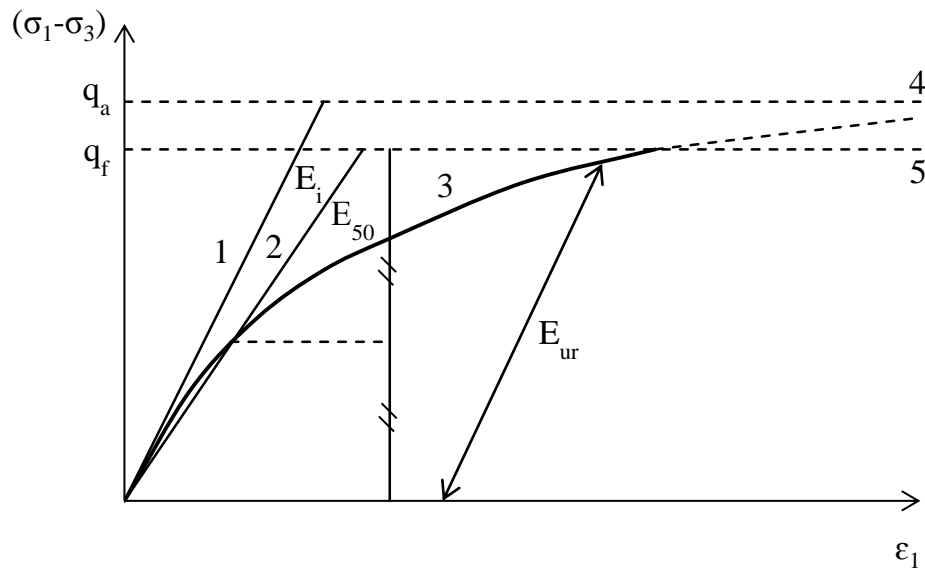


Рисунок 2.3. Зависимость между вертикальными относительными деформациями ε_1 и девиатором напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)$ по данным консолидировано–дренированных испытаний: 1 – касательная для определения начального модуля деформации E_i ; 2 – касательная для определения секущего модуля деформации E_{50} ; 3 – гиперболическая зависимость; 4 – асимптота q_a ; 5 – предельная девиаторная нагрузка q_f .

Параметр E_{50}^{ref} – секущий модуль деформации, определяемый по кривой нагружения в трёхосных испытаниях при нагрузке равной $0,5q_f$, он находится из уравнения:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m, \quad (2.19)$$

где m – показатель степени, показывающий нелинейность компрессионной кривой [93]; p^{ref} – вертикальное давление от собственного веса грунта на рассматриваемой глубине;

σ'_3 – наименьшее главное напряжение (боковое давление).

Пластические сдвиговые и объемные деформации описываются независимо двумя функциями текучести. Первая функция для девиаторного нагружения имеет вид:

$$f^s = \bar{f} - \gamma^p; \quad (2.20)$$

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}}; \quad (2.21)$$

$$\gamma^p = 2\varepsilon_1^p, \quad (2.22)$$

где γ^p – параметр упрочнения, при допущении, что изменения объемной пластической деформации мало;

ε_1^p – осевая деформация грунта.

Дополнительно к функциям текучести используется потенциал пластичности:

$$g^s = (\sigma'_1 - \sigma_3) - (\sigma'_1 + \sigma_3) \sin \psi_m, \quad (2.23)$$

где ψ_m – мобилизованный угол дилатансии, определяемый по закону P.W. Rowe [146].

Для девиаторного нагружения действует условие неассоциированного закона течения $f^s \neq g^s$.

Вторая функция для изотропного нагружения имеет вид:

$$f^c = \left(\frac{q^2}{\alpha^2} \right) - p^2 - p_p^2, \quad (2.24)$$

где α – коэффициент, зависящий от коэффициента бокового давления нормально–консолидированного грунта K_0^{NC} и от $E_{50}^{ref}/E_{oed}^{ref}$;

p_p – коэффициент, зависящий от коэффициента переуплотнения грунта OCR.

Коэффициент переуплотнения OCR, показывающий историю нагружения массива грунта, это отношение максимального вертикального напряжения за весь период существования массива к вертикальному напряжению от собственного веса грунта в настоящий период [13].

Для изотропного нагружения соблюдается условие ассоциированного закона течения $f^c = g^c$.

Для описания траектории разгрузки и повторного нагружения используется дополнительный модуль нагрузки–разгрузки:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m. \quad (2.25)$$

На этой траектории характерны упругие деформации, которые определяются из уравнений:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}}, \quad (2.26)$$

$$\varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \left(\frac{q}{E_{ur}} \right), \quad (2.27)$$

где ν_{ur} – коэффициент Пуассона при разгрузке и повторном нагружении.

Основные уравнения модели Hardening Soil в общей сложности требуют 10 характеристик грунта (таблица 2.2).

Таблица 2.2. Основные характеристики модели Hardening Soil

Характеристика	Обозначение	Единица измерения	Способ определения
Одометрический модуль деформации	E_{oed}^{ref}	кН/м ²	Компрессионные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Секущий модуль деформации при 50% предельного девиатора напряжений	E_{50}^{ref}	кН/м ²	Трехосные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Модуль нагрузки–разгрузки	E_{ur}^{ref}	кН/м ²	Трехосные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Коэффициент Пуассона	ν_{ur}	–	Трехосные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Коэффициент нелинейности компрессионной кривой	m	–	Расчетный параметр
Коэффициент бокового давления грунта	K_0	–	Расчетный параметр
Опорное давление	p^{ref}	кН/м ²	Расчетный параметр
Коэффициент переуплотнения	OCR	–	Метод Беккера [165] или Казагранде[116]
Эффективное сцепление	c'	кН/м ²	Трехосные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]
Эффективный угол внутреннего трения	φ'	град.	Трехосные испытания по ГОСТ 12248–2010 [18]

2.2.2 Определение характеристик грунтов основания свайных фундаментов

В качестве несущего слоя свайных фундаментов в центральной и южной частях г.Архангельска служат ледниковые и морские суглинки (рисунок 2.1). Доля испытанных свай в этих отложениях составляет примерно 75% и 25%, соответственно. Для определения необходимых характеристик описанных выше моделей были проанализированы данные ранее выполненных исследований и проведены лабораторные испытания по определению недостающих характеристик названных отложений.

Гранулометрический состав грунтов определялся ситовым способом и по методу седиментации (пипеточный метод) с предварительной подготовкой проб кипячением с аммиаком [19]. Результаты представлены на рисунке 2.4. Заметим, что для морских отложений характерно наличие прослоек пылеватого песка, при проведении исследований образцы суглинка вырезались без прослоек.

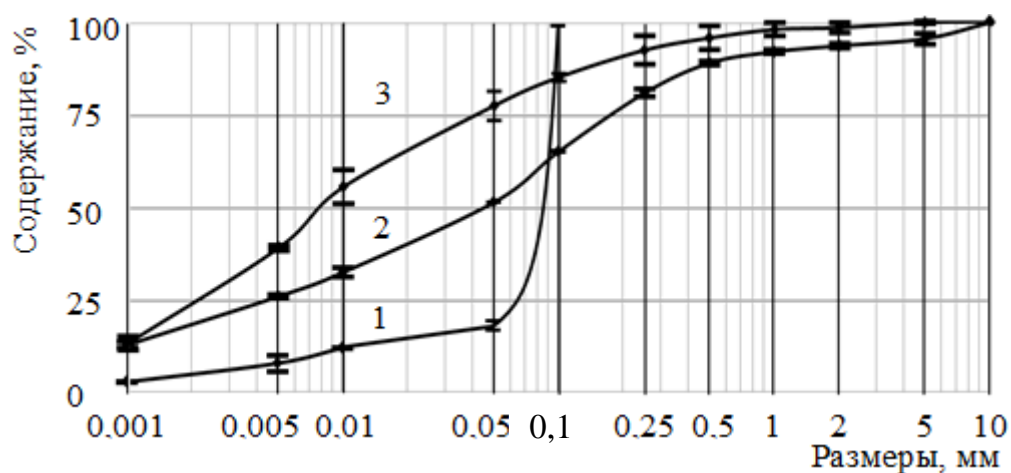


Рисунок 2.4. Гранулометрический состав грунтов
1 — морской суглинок; 2, 3 — ледниковые суглинки
верхнего и нижнего горизонтов соответственно

Минералогический состав определен путем рентгеновской дифрактометрии на приборе Shimadzu XRD-7000S и сравнения с базой данных PowderDiffractionFile™

PDF–2 Release 2010. Основные компоненты суглинков: кварц SiO_2 , полевой шпат (анортоклаз) $(\text{Na,K})(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_8$ и галлуазит $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$.

Деформационно–прочностные характеристики определялись в лаборатории механики грунтов кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов, оснащенной автоматизированными комплексами производства компании Geosomp Corporation, США (рисунок 2.5) Испытательная лаборатория имеет Аттестат о подтверждении компетентности, выданный руководящим органом Системы «Росдорстройсертификация».

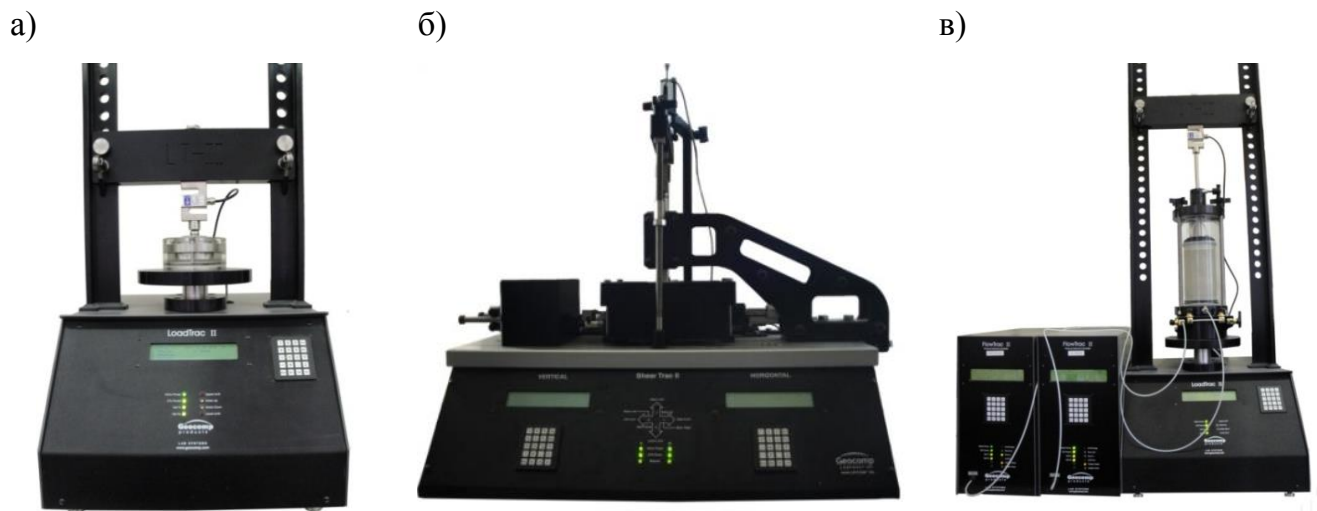


Рисунок 2.5. Приборы для определения деформационно–прочностных свойств грунтов:
а – компрессионный прибор; б – прибор одноплоскостного среза; в – стабилометр

Прочностные характеристики. В работах [51,54] на основании изучения данных, полученных при проходке 380 буровых скважин, расположенных на территории города, и путем статистической обработки информации были получены региональные таблицы прочностных свойств. В таблицах 2.3–2.4 представлены их нормативные значения. В связи с незначительными отличиями свойств ледниковых суглинков верхнего и нижнего горизонтов в таблице даны их общие средние значения.

Указанные в таблицах прочностные характеристики подтверждены многочисленными испытаниями на приборе одноплоскостного среза, проведенными автором во время подготовки данной работы.

Таблица 2.3. Нормативные значения прочностных характеристик ледниковых суглинков [51,54]

I_L	Коэффициент пористости							
	0,35–0,45		0,45–0,55		0,55–0,65		0,65–0,75	
	с, кПа	φ , °	с, кПа	φ , °	с, кПа	φ , °	с, кПа	φ , °
0,10	59,2	18,4	59,6	16,1	54,4	14,1	50,4	13,1
0,20	52,8	16,3	52,6	14,5	47,8	12,8	43,4	11,8
0,30	46,4	14,2	45,6	13,0	41,1	11,5	36,4	10,5
0,40	40,1	12,0	38,6	11,4	34,5	10,2	29,4	9,2
0,50	33,7	10,1	30,7	9,3	27,9	8,9	22,3	7,9
0,60	–	–	–	–	21,9	7,4	–	–

Таблица 2.4. Нормативные значения прочностных характеристик морских суглинков [51,54]

I_L	Коэффициент пористости					
	0,45–0,55		0,55–0,65		0,65–0,75	
	с, кПа	φ , °	с, кПа	φ , °	с, кПа	φ , °
–0,20	113,3	21,3	106,6	19,4	94,8	17,4
–0,10	105,1	20,2	98,5	18,4	87,1	16,7
0,00	96,8	19,1	90,3	17,5	79,4	15,9
0,10	88,5	18,0	82,2	16,6	71,7	15,2
0,20	80,3	16,9	74,0	15,7	63,9	14,5

Одометрический модуль деформации. При изучении отчетов по инженерно-геологическим изысканиям было выявлено, что во многих из них модуль деформации принимался не по данным полевых или лабораторных исследований, а по таблицам норм [86, 88], несмотря на то, что их применение имеет существенные ограничения, а экспериментальные значения этой характеристики грунтов получены при значениях напряжений гораздо меньших, чем требуется для решения поставленных задач по моделированию свай.

Для получения необходимых данных были выполнены компрессионные испытания 109 образцов ледниковых и 76 – морских суглинков диаметром 73 мм и высотой 21 мм. Согласно [80] для аппроксимации зависимостей механических свойств грунтов от тех или иных характеристик грунтов рекомендуется применять линейные уравнения. В таблице 2.5 приведены зависимости одометрического модуля E_{oed} от коэффициента пористости e и показателя текучести I_L для исследуемых грунтов. На рисунке 2.6–2.7 представлены те же данные в виде трехмерных моделей для ледниковых и морских суглинков, соответственно.

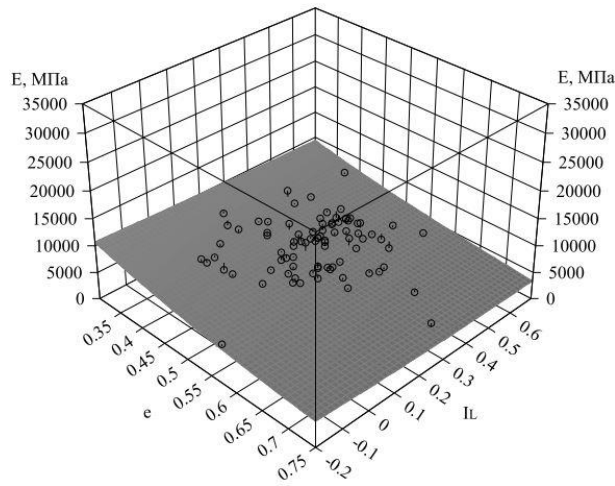
Таблица 2.5 – Зависимости одометрического модуля деформации от коэффициента пористости e и показателя текучести I_L исследуемых грунтов

Интервал напряжений, кПа	Ледниковые суглинки		Морские суглинки	
	E_{oed} , МПа	r	E_{oed} , МПа	r
100 – 200	$13,6 - 13,2e - 1,5I_L$	0,804	$11,7 - 8,2e - 1,1I_L$	0,707
200 – 300	$16,9 - 18,8e - 2,0I_L$	0,809	$16,5 - 12,4e - 0,9I_L$	0,737
300 – 400	$35,7 - 43,5e - 2,3I_L$	0,817	$23,2 - 19,0e - 2,0I_L$	0,718
400 – 500	$40,7 - 48,2e - 1,2I_L$	0,709	$31,9 - 28,7e - 1,1I_L$	0,787
500 – 600	$48,4 - 57,1e - 1,3I_L$	0,750	$36,3 - 32,0e - 1,2I_L$	0,789

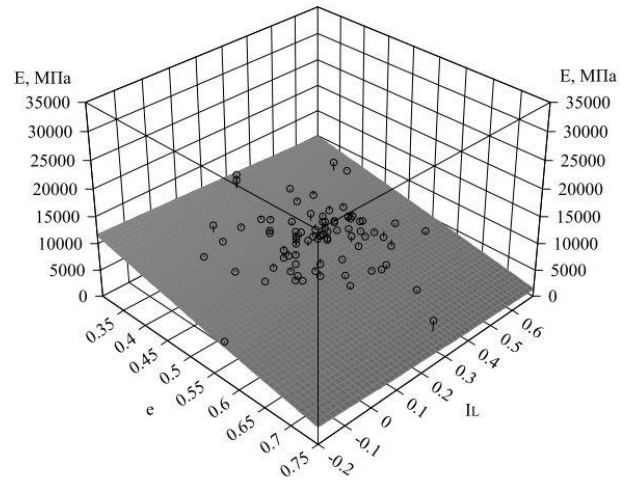
Примечание: r – коэффициент корреляции

Коэффициент Пуассона. Значения коэффициента Пуассона глинистых грунтов, по данным различных авторов, изменяются в широком интервале, и часто отличаются от рекомендованных нормативными документами [101,82,84,129,14]. По мнению Л.А. Строковой, эту характеристику целесообразно ввести в перечень для обязательного определения в ходе изысканий из-за ее существенного влияния на поведение грунта [92]. Это подтверждают и результаты анализа испытаний, выполненных Н.Н. Щетининой, о влиянии коэффициента Пуассона грунта основания на расчетную осадку труб [104]. Изучением этой характеристики занимались и зарубежные исследователи [156,114], которые установили, что имеет место зависимость коэффициента Пуассона от содержания в грунте глинистых и песчаных частиц, девиатора напряжений, скорости рассеивания порового давления и других факторов.

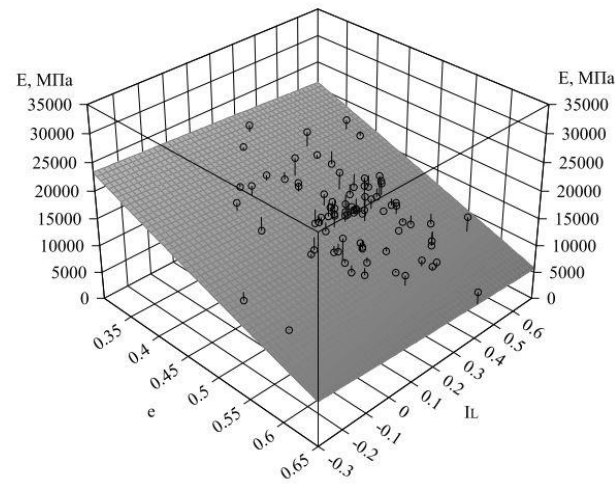
а)



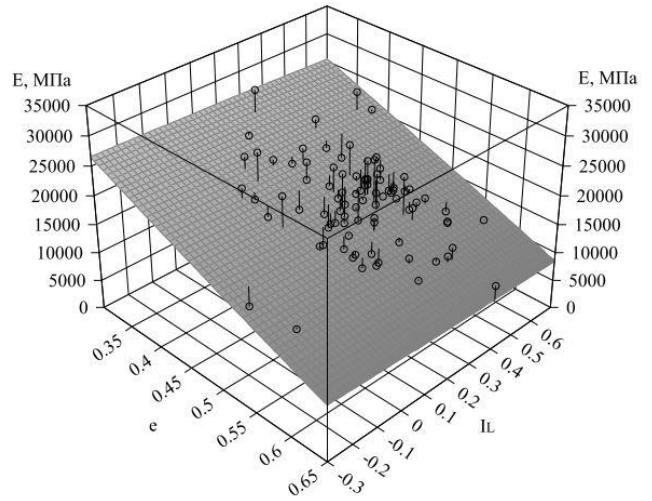
б)



в)



г)



д)

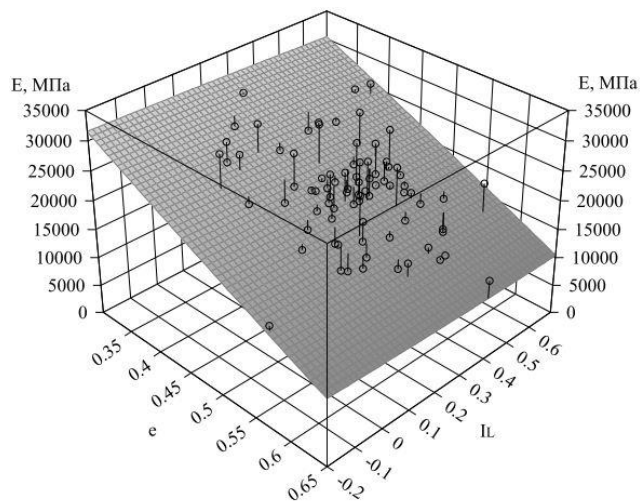
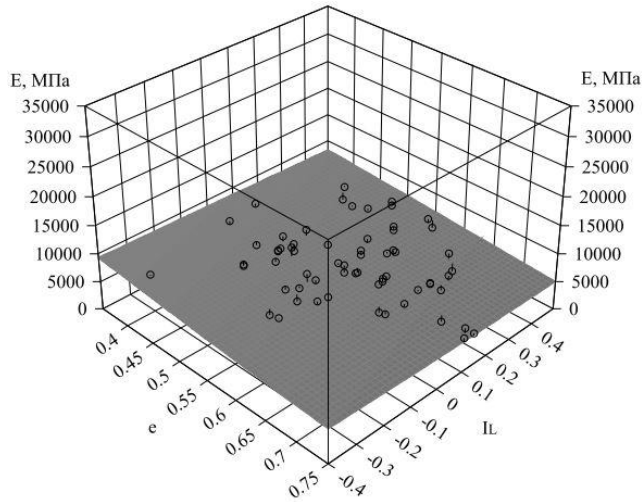
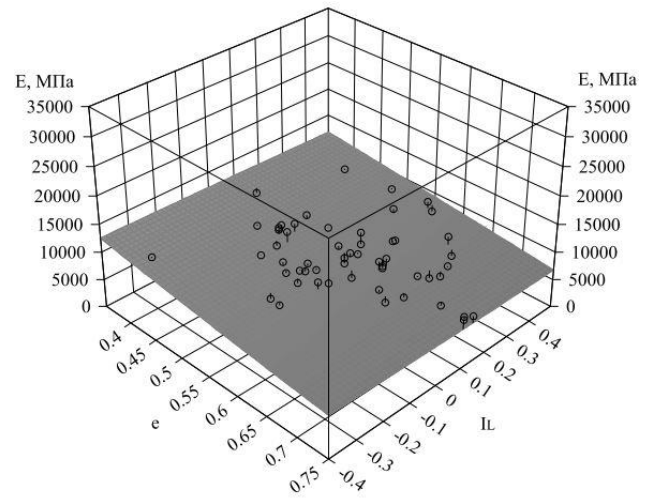


Рисунок 2.6. Зависимости
одеметрического модуля деформации
ледниковых суглинков от коэффициента
пористости e и показателя текучести I_L
для интервалов давлений:
а – 100–200 кПа;
б – 200–300 кПа;
в – 300–400 кПа;
г – 400–500 кПа;
д – 500–600 кПа

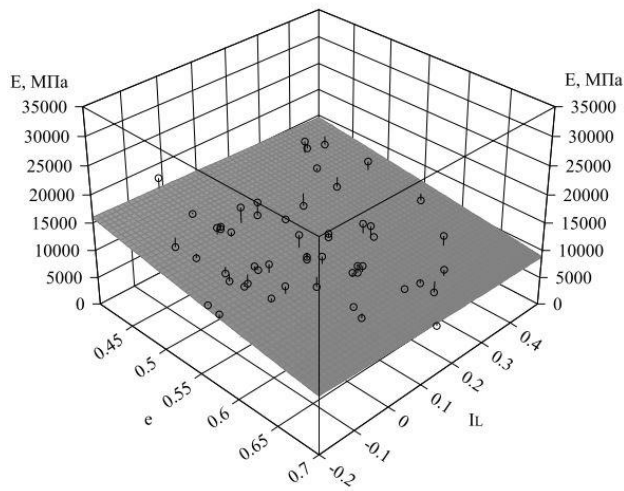
а)



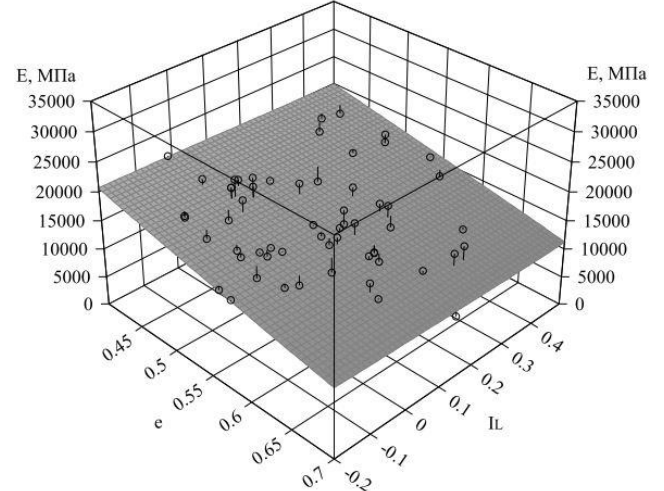
б)



в)



г)



д)

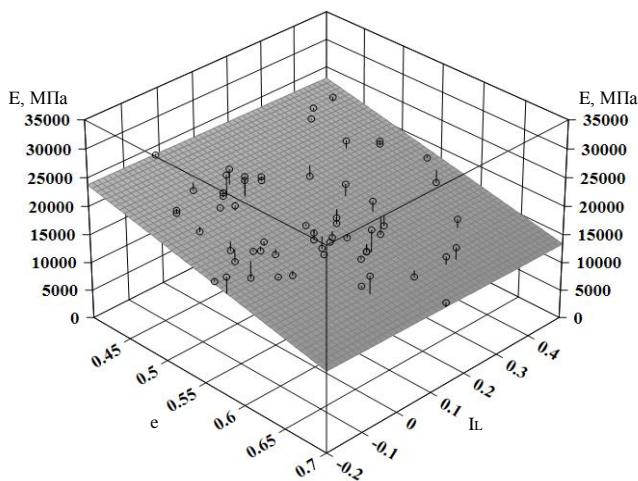


Рисунок 2.7. Зависимости

одометрического модуля деформации
морских суглинков от коэффициента
пористости и показателя текучести для
интервалов давлений:

а – 100–200 кПа;

б – 200–300 кПа;

в – 300–400 кПа;

г – 400–500 кПа;

д – 500–600 кПа

По действующим нормам [89–90] коэффициент поперечной деформации для суглинков составляет 0,35–0,37, однако в тех же нормах коэффициент Пуассона для глин возрастает с увеличением показателя текучести от 0,20 до 0,45.

Очевидно, что наиболее достоверные данные дают испытания на приборе трехосного сжатия. Недостатком при их проведении является неравномерное распределение горизонтальных деформаций по высоте образца из-за наличия трения между пористой поверхностью штампов и его торцами.

При отсутствии горизонтальных деформаций на контакте со штампами, изменение формы имеет место на некотором расстоянии h'' от них (рисунок 2.8,а), отсюда высота приведенного цилиндра составляет:

$$h' = h - 2h'', \quad (2.28)$$

где h – начальная высота образца, мм.

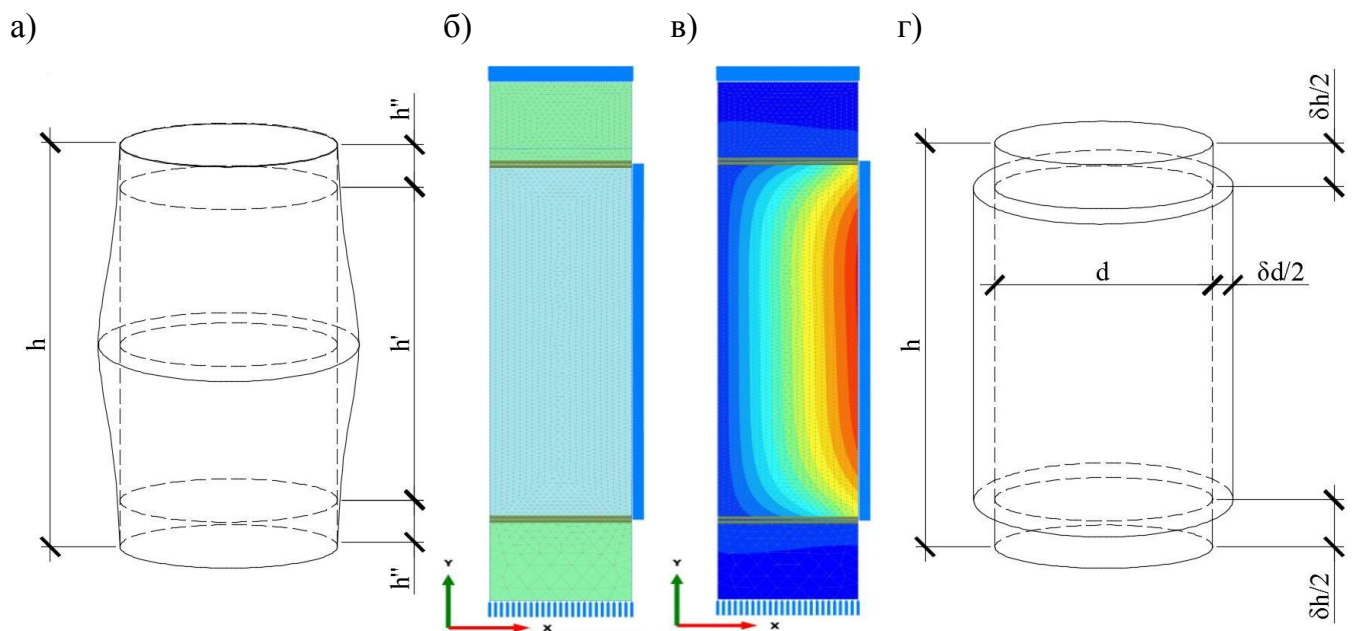


Рисунок 2.8. Численное моделирование трехосных испытаний:

- а – форма образца в камере трехосного сжатия; б – сетка конечных элементов;
в – горизонтальные деформации образца; г – форма приведенного цилиндра

Для расчета величины h'' проводилось численное моделирование трехосных испытаний в осесимметричной постановке в ПК PLAXIS 2D с применением модели грунта Мора–Кулона. Коэффициент взаимодействия R_{inter} между образцом грунта и металлическими штампами задавался 0,33 [46]. На рисунке 2.8,б представлена сетка

конечных элементов модели и эпюры горизонтальных деформаций при девиаторном нагружении. По результатам численного моделирования были найдены области малых горизонтальных деформаций образца.

При различных значениях девиатора напряжений величина h'' была примерно постоянной – 12–17 мм. Большие значения h'' наблюдались у грунтов с высокими прочностными характеристиками. Предполагая, что образец имеет форму приведенного цилиндра (рисунок 2.9,г) и его горизонтальные деформации равномерно распределяются по оставшейся высоте образца, относительные вертикальные ε_z и горизонтальные деформации ε_x определяли по следующим зависимостям:

$$\varepsilon_z = \frac{h - \delta h}{h}, \quad (2.29)$$

$$\varepsilon_x = \frac{d - \delta d}{d}, \quad (2.30)$$

где δh , δd – изменение высоты и диаметра образца на ступени нагружения.

Коэффициент Пуассона находился по общепринятой формуле:

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z}. \quad (2.31)$$

Испытания проводились на 6 образцах ледниковых и 6 образцах морских суглинков высотой $h = 145$ мм и диаметром $d = 73$ мм. На первой фазе образец насыщался водой по методу противодавления, затем его консолидировали при всестороннем давлении 100 или 200 кПа. Вертикальные напряжения наращивались ступенями через 20 кПа до деформаций равных 15% от начальной высоты образца. Для определения коэффициента Пуассона при нагрузке–разгрузке ν_{ur} образец разгружался при девиаторе напряжений 100 кПа до напряжений, равных началу нагружения. В ходе опыта в автоматическом режиме определялись относительные вертикальные деформации ε_z и объемные деформации образца ε_v .

На рисунке 2.9 представлены зависимости коэффициента Пуассона от девиатора напряжений с учетом корректировки высоты образца для ледниковых и морских суглинков.

Очевидно, что значение коэффициента Пуассона растет с увеличением девиатора напряжений, это обуславливается тем, что в образце появляются зоны пластических деформаций, у которых $\nu = 0,5$.

Согласно [13] в инженерных расчетах принимается коэффициент поперечной деформации при значении девиатора напряжений, составляющем 30–50% от

максимального. Зависимость коэффициента Пуассона ν от показателя текучести глинистых грунтов I_L показана на рисунке 2.10.

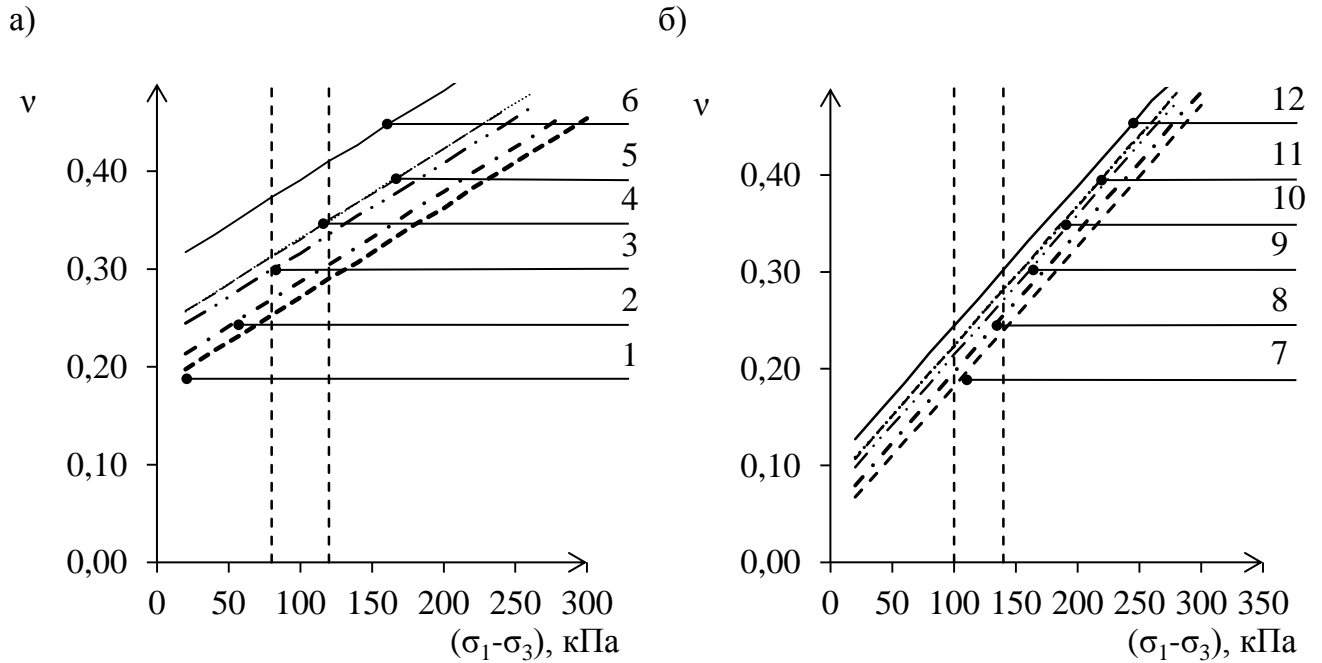


Рисунок 2.9. Зависимость коэффициента Пуассона ν от девиатора напряжений $(\sigma_1 - \sigma_3)$:

а – ледниковые суглинки; б – морские суглинки;

----- – девиатор напряжений, равный 30–50% от максимального;

1 – $I_L = 0,16$; 2 – $I_L = 0,23$; 3 – $I_L = 0,40$; 4 – $I_L = 0,42$; 5 – $I_L = 0,46$; 6 – $I_L = 0,65$;
7 – $I_L = -0,15$; 8 – $I_L = -0,09$; 9 – $I_L = -0,02$; 10 – $I_L = 0,01$; 11 – $I_L = 0,05$; 12 – $I_L = 0,16$

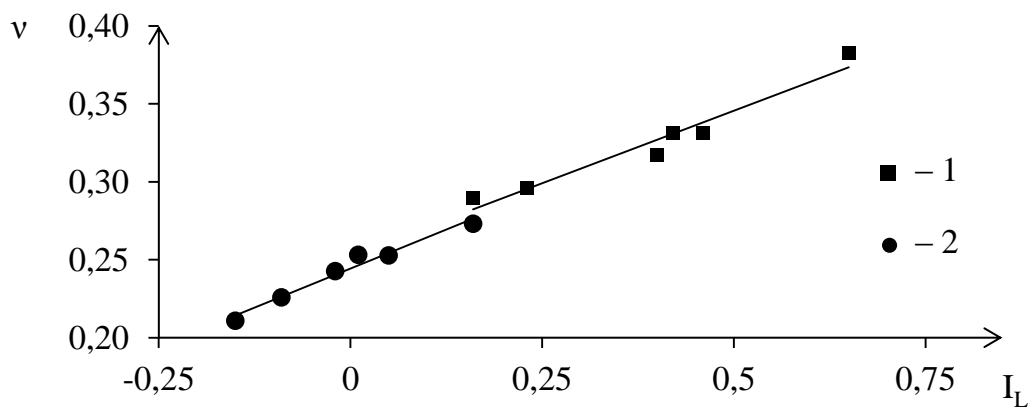


Рисунок 2.10. Зависимость коэффициента Пуассона, ν , от показателя текучести, I_L , морских и ледниковых суглинков:

1 – ледниковые суглинки; 2 – морские суглинки

Значения коэффициента Пуассона при нагрузке–разгрузке ν_{ur} изменяются в интервале 0,20–0,24 для ледниковых суглинков и 0,16–0,18 для морских. Корреляцию между коэффициентом ν_{ur} и показателем текучести I_L установить не удалось.

Детальное изучение особенностей деформирования образца будет возможно с использованием метода параметрической фотометрии, который основан на анализе изображения высокой четкости [164]. Этот способ используется в стабилometре, на конструкцию которого получен патент на изобретение [65] (рисунок 2.11).

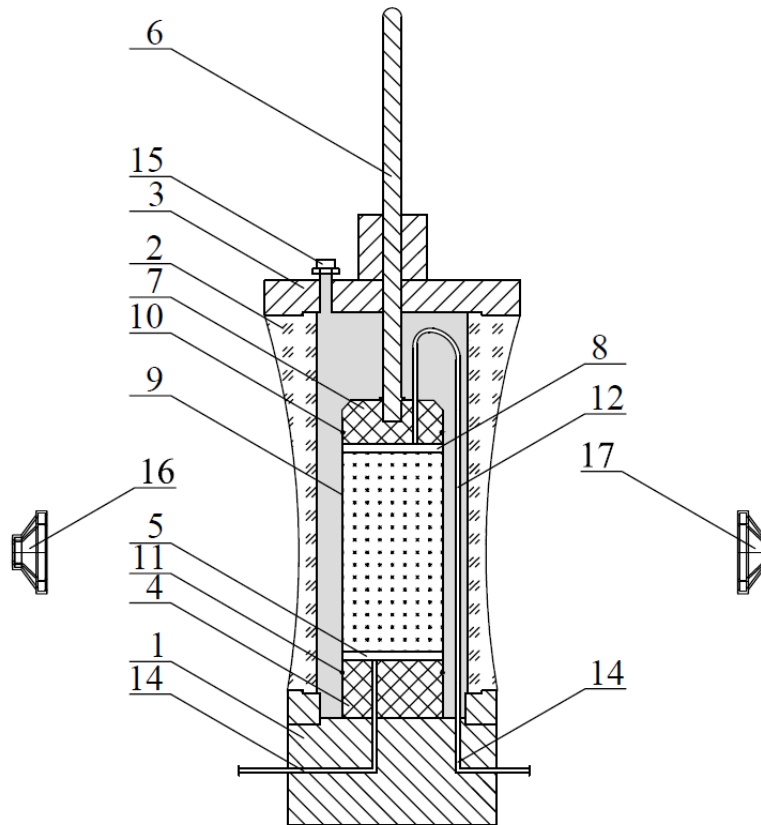


Рисунок 2.11. Стабилметр: 1 – основание, 2 – прозрачные боковые стенки, 3 – крышка, 4 – нижний штамп, 5 – перфорированный вкладыш, 6 – шток, 7 – верхний штамп, 8 – перфорированный вкладыш, 9 – эластичная оболочка, 10, 11 – кольца, 12 – дренажная трубка, 13, 14 – дренажные отверстия, 15 – штуцер, 16, 17 – фотокамеры

Принцип работы прибора заключается в том, что на оболочку наносится разметка, которая при деформировании образца искажается, что и фиксируется с заданной частотой, синхронно работающими фотокамерами. Для исключения искажения изображения, связанного с преломлением света, боковые стенки рабочей камеры собраны из плоско–вогнутых линз двойной кривизны (рисунок. 2.12). Радиус кривизны линз R определяется на основе метода оптически малых углов в зависимости от

расстояния от объектива до линзы L , толщины линзы δ_1 , толщины жидкости δ_2 и показателей преломления материала линзы n_1 и жидкости n_2 по зависимости:

$$R = (n_1 - 1) \cdot L \cdot \frac{\frac{\delta_1}{n_1} + \frac{\delta_2}{n_2}}{\left(1 - \frac{1}{n_1}\right) \cdot \delta_1 + \left(1 - \frac{1}{n_2}\right) \cdot \delta_2}. \quad (2.32)$$

Специальные плоско-вогнутые линзы двойной кривизны, из которых изготовлены стенки камеры, исключают искажение фотографического изображения образца, окруженного жидкостью, что позволяет без существенных погрешностей фиксировать его деформации по искажению сетки или смещению меток с любым интервалом времени.

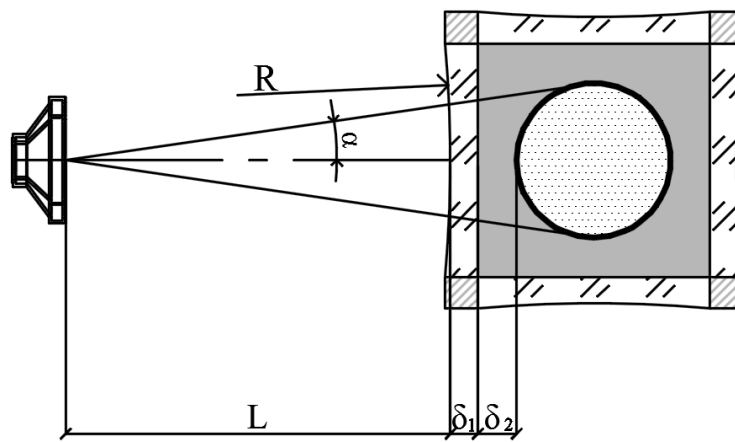


Рисунок 2.12. Поперечный разрез рабочей камеры стабилметра

В настоящее время ведется разработка конструкторской документации на прибор.

Угол дилатансии. Дилатансией называют изменение объема грунта при сдвиге. В работе J.S. Stenfeit [153] предложена зависимость:

$$\varphi_{max} - \varphi_{cr} = 0,8\psi_{max}, \quad (2.33)$$

где φ_{max} – угол внутреннего трения на пике напряжений;

φ_{cr} – критический угол внутреннего трения.

В результате испытаний более 1000 образцов, выполненных в приборе одноплоскостного среза, с постоянной скоростью деформации было выявлено, что при деформации сдвига равной 10% от диаметра образца для ледниковых и морских суглинков $\varphi_{max} \approx \varphi_{cr}$. Примеры характерных кривых «сопротивление сдвигу – деформация» для рассматриваемых грунтов представлена на рисунке 2.13.

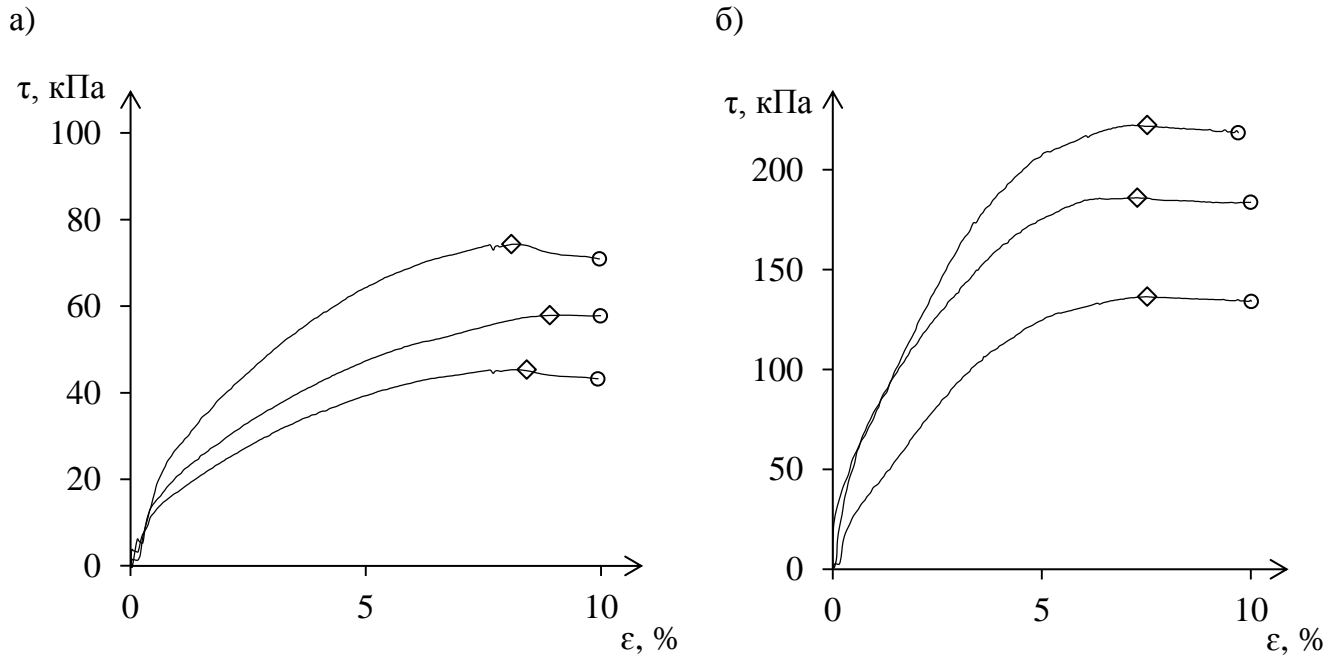


Рисунок 2.13 Кривая «сопротивление сдвигу – относительная деформация»:

◇ – пиковое значение касательных напряжений, τ_{max} ;

○ – критическое значение касательных напряжений, τ_{cr}

а – ледниковый суглинок, $I_L = 0,58$, $e = 0,524$; $\varphi_{max} = 8,2^\circ$; $\varphi_{cr} = 7,2^\circ$;

б – морской суглинок, $I_L = -0,09$, $e = 0,512$; $\varphi_{max} = 23,2^\circ$; $\varphi_{cr} = 23,2^\circ$

Эксперименты показывают, что представленный характер кривых «сопротивление сдвигу – относительная деформация» характерен для нормально уплотненных глинистых грунтов [13,47].

Отсюда можно сделать вывод о равенстве нулю угла дилатансии рассматриваемых отложений. Это также подтверждается в работе Р.А. Vermeer, R. De Borst [162] и руководством PLAXIS [157], которые устанавливают зависимости:

$$\psi_{max} = \varphi_{max} - 30^\circ. \quad (2.34)$$

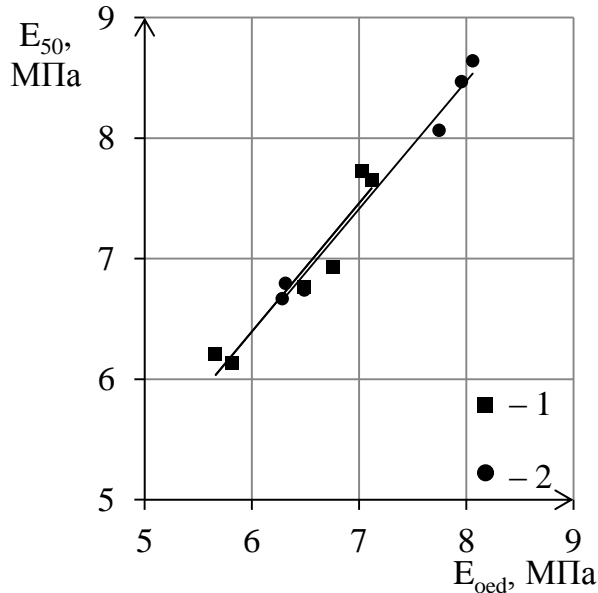
Секущий модуль деформации E_{50} , модуль нагрузки–разгрузки E_{ur} . Модули определялись по испытаниям в приборе трехосного сжатия в тех же экспериментах, что и коэффициент Пуассона. На рисунке 2.14 представлены значения отношения модулей E_{50} и E_{ur} к одометрическому модулю деформации E_{oed} .

Применение модели упрочняющегося грунта возможно с использованием следующих зависимостей:

– для ледниковых и морских суглинков $E_{50} = (1,02 \dots 1,07) \cdot E_{oed}$, коэффициент корреляции, $r = 0,92$;

- для ледниковых суглинков $E_{ur} = (8,0 \dots 9,0) \cdot E_{50}$, $r = 0,82$;
- для морских суглинков $E_{ur} = (6,11 \dots 6,56) \cdot E_{50}$, $r = 0,89$.

а)



б)

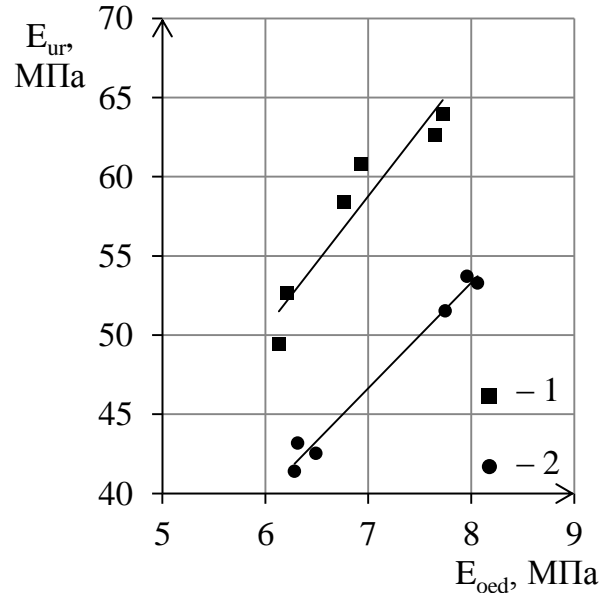


Рисунок 2.14. Результаты определения модулей E_{50} , E_{ur} :

а – секущий модуль деформации E_{50} , б – модуль нагрузки–разгрузки E_{ur} ,

1 – ледниковые суглинки; 2 – морские суглинки

Коэффициент переуплотнения – величина, позволяющая оценить историю нагружения массива грунта.

Для определения максимального вертикального напряжения $\sigma_{v\max}$ существует несколько методик. Первая была предложена А. Казагранде [116], согласно ей следует проводить компрессионные испытания образца ненарушенной структуры. Далее по графику $e - \log \sigma_v$ находить точку с максимальной кривизной и с помощью геометрических построений определять максимальное вертикальное напряжение $\sigma_{v\max}$. Для рассматриваемых ледниковых и морских суглинков при построении графиков $e - \log \sigma_v$ обнаружилось, что выраженный перегиб на кривой отсутствует.

В настоящей работе для определения $\sigma_{v\max}$ был использован альтернативный подход – энергетический метод Беккера [14,165]. Испытывалось по 6 образцов ледниковых и морских суглинков, диаметром 73 мм и высотой 21 мм, отобранных на различных площадках строительства. Нагрузка наращивалась ступенями по 100 кПа до 1500 кПа. По данным испытаний строился график зависимости суммарной энергии,

затраченной на деформирование W , от приложенного давления p . Указанная энергия вычислялась, как произведение давления на данной ступни на относительную деформацию (таблицы 2.6–2.7). Давление переуплотнения p_c определялось по точке резкого излома графика, а коэффициент переуплотнения – как отношение p_c/p_0 , где p_0 – давление от собственного веса грунта в точке отбора образца (рисунок 2.15).

Исследованные грунты являются незначительно переуплотненными, среднее значение коэффициента OCR для морских суглинков составило 1,17, для ледниковых – 1,56.

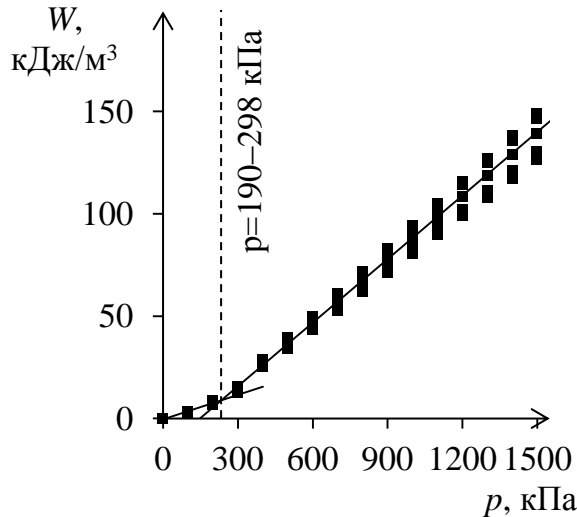
Таблица 2.6. Результаты определения OCR для ледниковых суглинков

№ обр.	Глубина отбора, м	e	I_L	σ_v , кПа	$\sigma_{v\ max}$, кПа	OCR
1	6,0–6,2	0,54	0,16	110	190	1,72
2	6,3–6,5	0,52	0,40	124	206	1,67
3	7,1–7,3	0,51	0,46	137	226	1,65
4	8,0–8,2	0,46	0,23	153	231	1,51
5	6,2–6,4	0,39	0,65	126	208	1,65
6	8,9–9,1	0,45	0,42	176	298	1,70

Таблица 2.7. Результаты определения OCR для морских суглинков

№ обр.	Глубина отбора, м	e	I_L	σ_v , кПа	$\sigma_{v\ max}$, кПа	OCR
1	11,2–11,4	0,48	0,12	225	250	1,11
2	14,7–14,85	0,65	0,17	268	321	1,2
3	15,0–15,2	0,58	0,25	305	339	1,11
4	7,2–7,5	0,40	–0,01	210	279	1,33
5	8,8–9,0	0,48	0,01	177	250	1,41
6	26,2–26,5	0,55	0,18	300	315	1,05

а)



б)

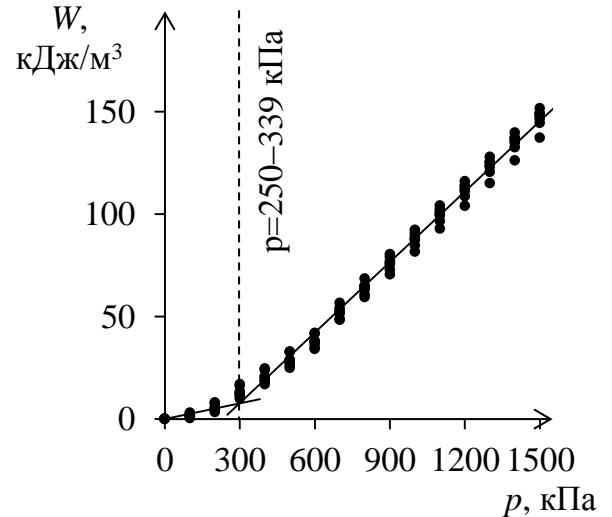


Рисунок 2.15. Определение коэффициента переуплотнения по методу Беккера:

а – ледниковые суглинки; б – морские суглинки;

----- – точка резкого излома графика

Расчетные параметры для модели Hardening Soil. Показатель степени m , показывающий нелинейность компрессионной кривой, определяется при значениях давления на образец, равных опорному p^{ref} и прогнозируемому на данной глубине, по формуле:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi + \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m, \quad (2.35)$$

Опорное всестороннее давление грунта p^{ref} определяется, как давление (напряжение) от собственного веса грунта в точке отбора образца.

При расчете величины m была выявлена существенная ее изменчивость по мере роста предполагаемого давления на заданной глубине (рисунок 2.16 и таблица 2.8). Выявить общую закономерность изменения параметра m от физико–механических свойств грунтов не удалось, что объясняется количеством параметров, входящих в формулу.

Таким образом, коэффициент m необходимо определять на образцах грунта для каждой строительной площадки с учетом действующего веса вышележащих слоев на образец и изменения напряженного состояния в месте отбора. При существующих объемах лабораторных исследований в ходе инженерно–геологических изысканий, устанавливаемых нормативными документами, этот параметр не определяется.

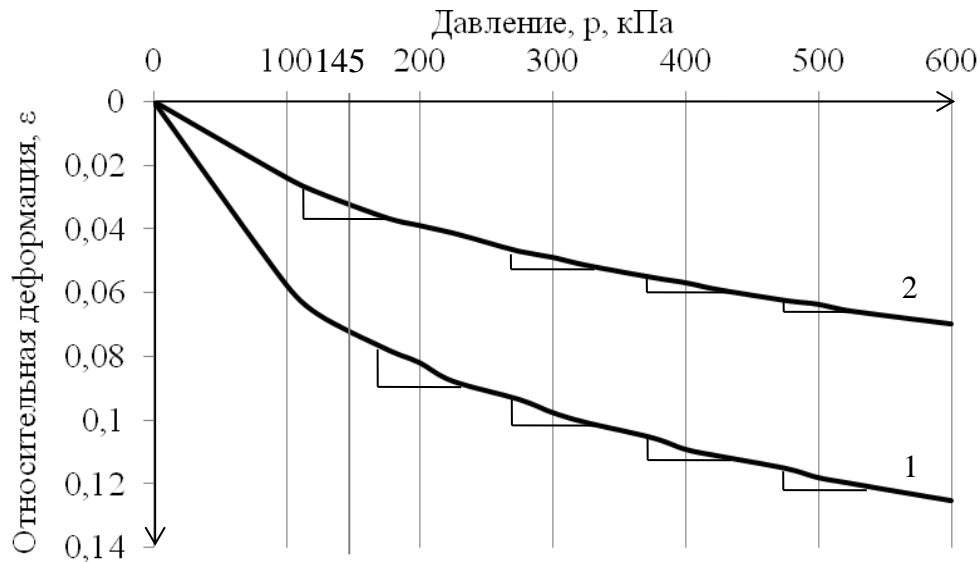


Рисунок 2.16 – Определение коэффициента m для модели Hardening Soil:

1 – ледниковый суглинок $p^{ref} = 145$ кПа, $c = 26$ кПа, $\varphi = 14^\circ$;

2 – морской суглинок $p^{ref} = 200$ кПа, $c = 79$ кПа, $\varphi = 20^\circ$

Таблица 2.8. Значения коэффициента m для модели Hardening Soil

Предполагаемое давление, кПа	Коэффициент m	
	Ледниковый суглинок	Морской суглинок
300	0,790	0,495
400	0,855	0,574
500	0,885	0,662

Коэффициент бокового давления грунта – отношение горизонтальных эффективных напряжений к вертикальным при отсутствии горизонтальных деформаций.

В расчетах широко применяется эмпирическое уравнение, применимое для нормально уплотненных грунтов [130]:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'. \quad (2.36)$$

Для переуплотненных пылевато–глинистых грунтов эта характеристика может быть найдена из условия [148]:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'}. \quad (2.37)$$

Для слегка переуплотненных грунтов, при $OCR < 2$ используется выражение [166]:

$$K_0 = OCR(1 - \sin \varphi') - \frac{(OCR - 1)v}{1 - v}. \quad (2.38)$$

Таким образом, для оснований свайных фундаментов, характерных для г.Архангельска, в модели Hardening Soil коэффициент бокового давления грунта можно вычислять по формуле (2.36), установленной по умолчанию в ПБК PLAXIS.

2.2.3 Выбор расчётной модели грунтов основания

В современной практике геотехнических расчетов с помощью ПБК PLAXIS, как правило, отдается предпочтение двум моделям грунтов: Мора–Кулона (Mohr–Coulomb) и упрочняющегося грунта (Hardening soil).

Преимущество первой модели заключается в меньшем количестве входных параметров, а также в простоте и ясности определяющих уравнений. Однако, модель не может объективно отразить поведение материала на фазах нагружения и нагрузки–разгрузки, так как в ней отсутствует модуль разгрузки, который, как известно, может отличаться от начального модуля в несколько раз. Вследствие этого, использование данной модели при моделировании, например, разработки котлована приводит к поднятию дна, из-за чего значения дополнительных осадок фундамента существующего здания уменьшаются, это перечеркивает возможность применения модели в данном классе геотехнических задач [103].

Основное преимущество второй модели – увеличение модуля деформации при росте напряжений. Кроме того, для получения необратимых деформаций в модель заложено независимое описание двух типов упрочнения: при сдвиге и сжатии. Первое применяется для описания деформаций, появившихся в результате первичного девиаторного нагружения; второе – обусловленных первичным сжатием при изотропном нагружении. За деформации, полученные в фазе разгрузки материала, отвечает модуль нагрузки–разгрузки. Модель точно описывает поведение грунта при устройстве подпорных стен и при экскавации грунта.

Сопоставление результатов лабораторных стабилометрических испытаний и их математического моделирования выполненных в работе [17] показало, что использование модели Мора–Кулона дает хорошее совпадение при больших относительных деформациях ($>3-4\%$), и плохое совпадение при средних деформациях ($0,3-1,5\%$), корректировка модуля деформации в модели Мора–Кулона, отражающая

линейное увеличение жесткости грунта с глубиной, позволяет нивелировать это отклонение.

Подводя итог по анализу модели упрочняющегося грунта, можно отметить перегруженность математическими зависимостями, при практическом применении это не всегда позволяет однозначно представить себе особенности поведения модели в различном напряженно–деформированном состоянии.

Кроме того, при определении коэффициента m , показывающего нелинейность компрессионной кривой, была выявлена его существенная изменчивость по мере роста предполагаемого давления на заданной глубине, а при решении поставленных задач в настоящей работе, определить предполагаемые напряжения, вызванные забивкой свай и дальнейшим ее нагружением не представляется возможным.

Модель Мора–Кулона соответствует области расчета несущей способности и устойчивости, однако при корректировке модуля деформации можно добиться хорошей сходимости и в деформационном расчете.

В связи со сложностью назначения параметров модели упрочняющегося грунта (Hardening soil) при многостадийном расчете напряжений в массиве околосвайного грунта было принято решение использовать более простую модель Мора–Кулона (Mohr–Coulomb).

2.3 Выводы по второй главе

1. Выполненные компрессионные испытания 109 образцов ледниковых и 76 – морских суглинков, используемых в качестве основания свайных фундаментов в г.Архангельске, позволили получить корреляционные уравнения их одометрического модуля деформации от коэффициента пористости e и показателя текучести I_L для напряжений, достигающих 600 кПа. Зависимости обеспечат выполнение деформационных расчетов с использованием модели Мора–Кулона без потери точности во всех диапазонах нагрузок. Применение предложенных коэффициентов для проектирования свайных фундаментов методом численного моделирования позволит существенно сократить стоимость инженерно–геологических изысканий.

2. В результате численного моделирования трехосных испытаний образцов определены размеры зон влияния сил трения на контакте торцов образца со штампами. С учетом данного фактора получена зависимость коэффициента поперечной деформации ν от показателя текучести глинистых грунтов I_L при значении девиатора напряжений 30–50% от максимального. Экспериментально установлено, что коэффициент Пуассона при нагрузке–разгрузке ν_{ur} находится в диапазоне 0,20–0,24 для ледниковых суглинков и 0,16–0,18 – для морских.

3. По результатам испытаний ледниковых и морских суглинков в приборе одноплоскостного среза с постоянной скоростью деформации подтверждены зависимости угла дилатансии от угла внутреннего трения, предложенные Р.А. Vermeer, R. De Borst [162]; угол дилатансии для рассматриваемых отложений может быть задан равным нулю.

4. По результатам испытаний в приборе трехосного сжатия установлено, что отношение E_{50}/E_{oed} находится в интервале (1,02 ... 1,07), модуль нагрузки–разгрузки для ледниковых суглинков следует принимать из зависимости $E_{ur} = (8,0 \dots 9,0) \cdot E_{50}$, для морских суглинков – $E_{ur} = (6,11 \dots 6,56) \cdot E_{50}$.

5. Экспериментально установлено, что исследуемые грунты являются незначительно переуплотненными, среднее значение коэффициента OCR для морских суглинков составило 1,17, для ледниковых – 1,56, в связи с чем использование более сложных моделей, которые позволяют учесть коэффициент переуплотнения является необязательным.

6. Изучение поведения образца грунта в условиях сложного напряженного состояния может выполняться с использованием метода параметрической фотометрии на специально сконструированном приборе, в котором линзы двойной кривизны, из которых изготовлены стенки камеры, исключают искажение фотографического изображения образца, окруженного жидкостью, что позволяет по искажению сетки или смещению меток, нанесенных на оболочку, покрывающую образец, регистрировать деформации с любым интервалом времени.

ГЛАВА 3 ОЦЕНКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ В ФУНДАМЕНТАХ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ

В данной главе рассмотрен алгоритм расчета свай в ПК PLAXIS 3D, а именно моделирование напряженно–деформированного состояния слоев околосвайного грунта при погружении свай, предложен способ учета изменения деформационных характеристик грунта в зонах различного напряженного состояния, позволяющий получить графики «нагрузка–осадка», схожие с экспериментальными графиками, полученными при статических испытаниях свай, в том числе в фундаментах существующих зданий с учетом времени эксплуатации сооружения и величины действующих нагрузок.

3.1 Определение зон деформирования околосвайного грунта при погружении свай

Основными проблемами при численном моделировании забивных свай являются определение размеров зон деформирования околосвайного грунта и оценка изменения его физико–механических свойств в этих зонах.

Как было отмечено в первой главе, наиболее перспективным способом решения поставленной задачи является численное моделирование с использованием метода заданных перемещений. Для проверки возможностей метода по расчету напряженно–деформированного состояния околосвайного грунта, его изменения по мере погружения свай и оценки соответствия получаемых результатов общим представлениям, основанным на экспериментах отечественных и зарубежных авторов, в первую очередь было выполнено численное моделирование свай сечением 30×30 см, длиной от 3 до 11 метров в одно– и двухслойном основании.

В качестве несущего грунта в однослойном основании был выбран ледниковый суглинок с наиболее характерным для г.Архангельска показателем текучести $I_L=0,30$ и

коэффициентом пористости $e=0,50$. Двухслойное основание представлено 2 метрами торфа и представленным выше ледниковым суглинком.

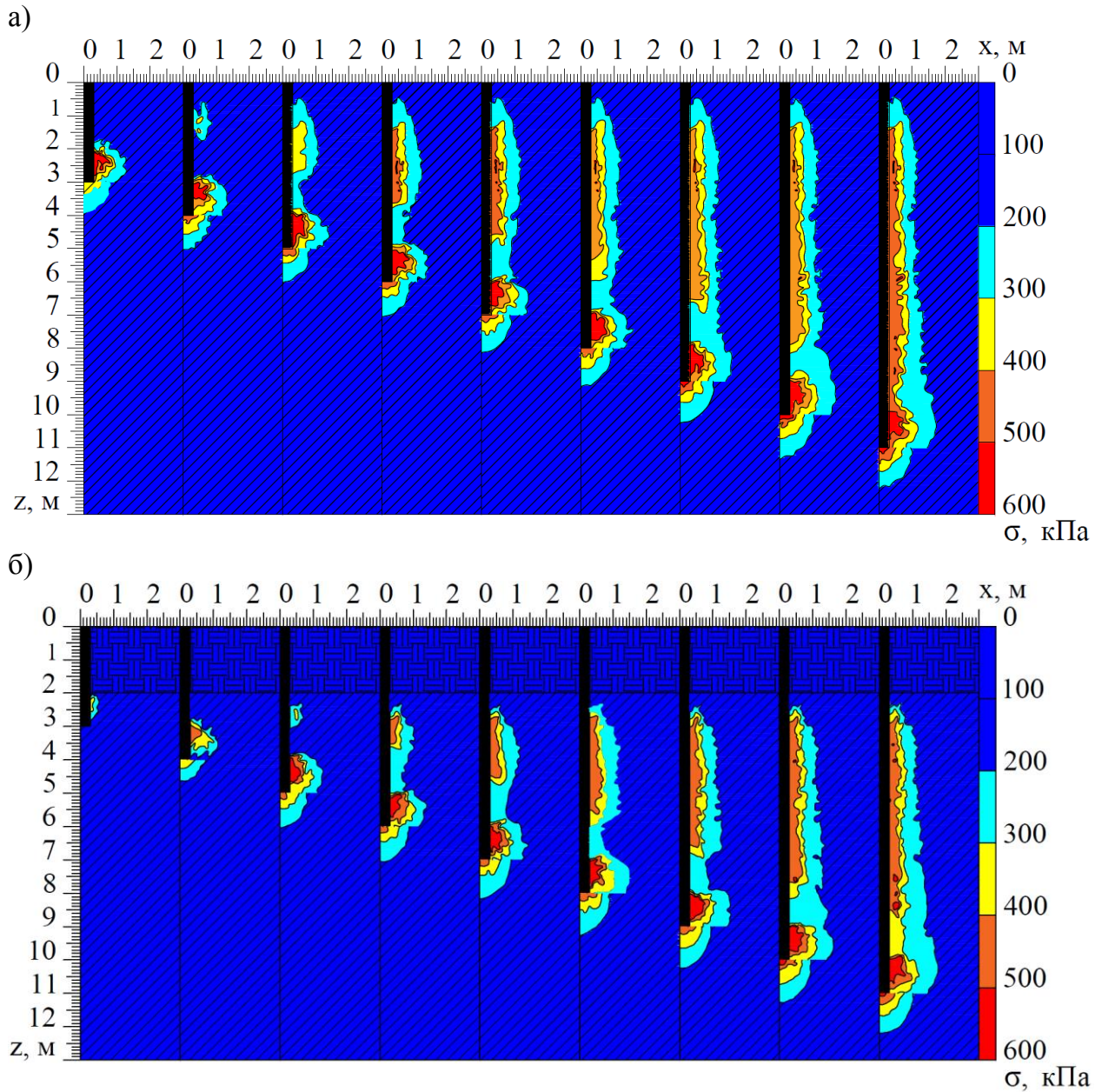
Для одиночной сваи задача решалась на трехмерной модели размером в плане 10х10 м. Слои грунта задавались с использованием модели Мора–Кулона, а свая – элементами Plate с абсолютно жесткими характеристиками. Для получения напряжений в околосвайном грунте четвертая часть ствола размещалась в углу модели. Расчет производился в три этапа: 1 – определение напряжений, создаваемых собственным весом грунта; 2 – расчет горизонтальных напряжений в околосвайном грунте; 3 – расчет вертикальных напряжений под концом сваи.

Горизонтальные напряжения получали путем «раздвижки» плоскостей боковой поверхности сваи на половину размера ее поперечного сечения. Вертикальные напряжения под концом сваи находили за счет перемещения ствола на 1 метр вниз, что составляет $(2,85...3,33)d$ в зависимости от сечения сваи. Величина перемещения была подобрана исходя из условия наиболее тесного совпадения результатов моделирования с экспериментальными данными различных авторов. Моделирование двух последних этапов велось с опцией обновления сетки конечных элементов, то есть с корректировкой ее геометрии в процессе расчета. На рисунке 3.1,а, и 3.2,б, показаны совмещенные эпюры горизонтальных напряжений вдоль ствола сваи и вертикальных напряжений под ее нижним концом для одно– и двухслойного основания соответственно.

Вычисления с использованием метода заданных перемещений показали, что горизонтальные напряжения достигают радиуса $(3,5...6)d$ в зависимости от длины погруженной части ствола сваи и жесткости грунта, задаваемой его прочностными и деформационными характеристиками. Под нижним концом сваи вертикальные напряжения распространяются на глубину $(2...4)d$. Уменьшение горизонтальных напряжений на высоте $(3...5)d$ от нижнего конца сваи связано с перемещением уплотненного грунтового ядра, с размером поперечного сечения большим сечения сваи.

Размеры зон эффективных напряжений вмещающего сваю грунта совпадают с опытными данными отечественных и зарубежных исследователей. Как отмечалось в п.1.1, по данным А.А. Бартоломея, И.М. Омельчака, Б.С. Юшкова и др. [9] для мягко– и тугопластичных суглинков радиус деформирования грунта в горизонтальном направлении достигает $(6...7)d$, а в плоскости острия образуются уплотненные зоны на глубину $(3...3,5)d$, где d – размер поперечного сечения сваи. По данным С.В. Ющубе

[105] горизонтальные напряжения у боковой поверхности сваи значительно больше вертикальных, причем их максимальные значения наблюдаются на уровне острия сваи. Снижение общих радиальных напряжений по мере погружения сваи подтверждено экспериментальными данными A.J. Bond и R.J. Jardine [113], B.M. Lehane и R.J. Jardine [135–136].



Апробировав метод расчета напряженно-деформированного состояния на тестовых примерах для простых одно- и двухслойных оснований, перешли к расчету многослойных оснований.

Последовательность расчета зон деформирования околосвайного грунта в многослойном основании по мере погружения сваи была такой же, как и в первых примерах. Общий вид модели представлен на рисунке 3.2,а, пример совмещенной эпюры напряжений – на рисунке 3.2,б.

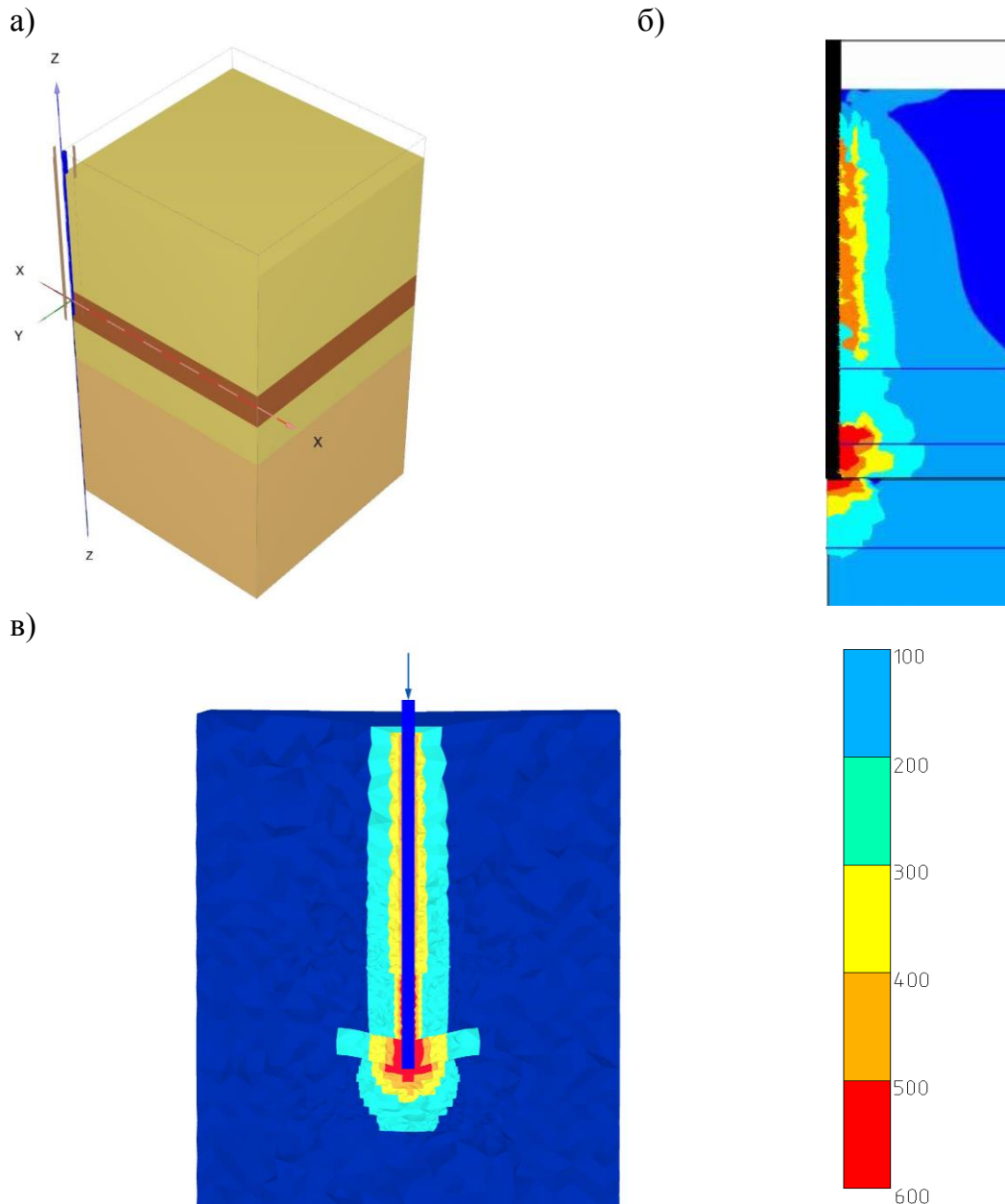


Рисунок 3.2. Определение зон деформирования околосвайного грунта:

а – общий вид модели; б – совмещенная эпюра горизонтальных напряжений от «раздвижки» плоскостей боковой поверхности и вертикальных напряжений от погружения сваи на 1 метр; в – идеализированная модель с зонами уплотнения грунта

С целью идеализации модели для последующих расчетов статических испытаний свай для каждого инженерно–геологического элемента через площади эпюр напряжений были найдены размеры зон напряженного состояния у боковой поверхности. Под концом сваи рассчитывались средние напряжения в слое толщиной 0,2 м (рисунок 3.2,в). Такая толщина выбрана для корректного построения сетки конечных элементов в программном комплексе PLAXIS 3D.

Для однорядного или кустового расположения свай, размеры трехмерной модели зависели от геометрических размеров фундамента (рисунок 3.3,а–б). Определение напряжений от забивки для испытываемой и соседних свай велось по принципу, как и для одиночной сваи, но «раздвижка» плоскостей и погружение ствола на 1 метр выполнялись одновременно для всех моделируемых свай.

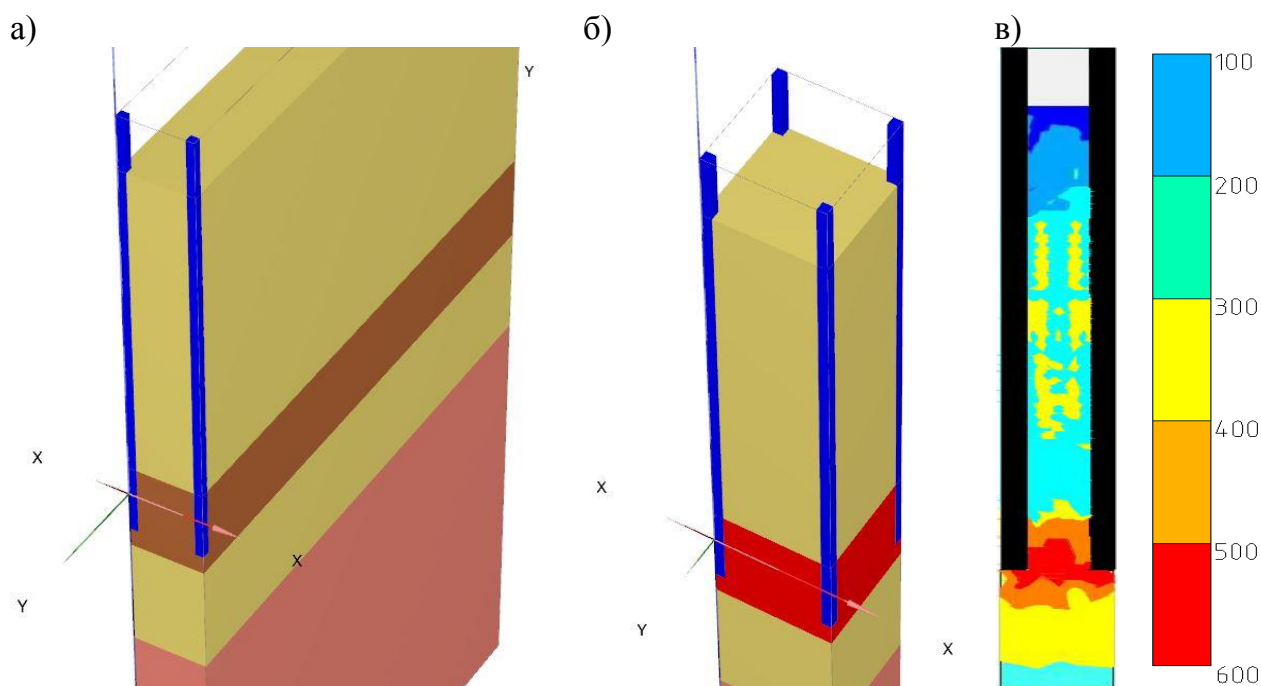


Рисунок 3.3. Определение зон деформирования околосвайного грунта:

а – общий вид модели при однорядном расположении свай; б – то же, для куста из четырех свай; в – совмещенная эпюра горизонтальных напряжений от «раздвижки» плоскостей боковой поверхности и вертикальных напряжений от погружения сваи на 1 м

Численными экспериментами установлено, что размер областей деформирования грунта зависит от его деформационно–прочностных характеристик. В грунтах с более высокими значениями модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления напряжения затухают на большем расстоянии.

Численные эксперименты показали, что при расстоянии между осями свай превышающем $(4...4,2)d$, где d – размер их поперечного сечения, влияние соседних свай друг на друга пренебрежимо мало и они работают как одиночные (рисунок 3.3в).

3.2 Алгоритм численного моделирования для определения несущей способности одиночных забивных свай через 25–30 дней после забивки

Исследуемые сваи были испытаны статическими вдавливающими нагрузками с 1971 по 1984 год Архангельским отделением «ЛенТИСИЗ» на 7 опытных площадках г.Архангельска.

Испытаниям подвергались железобетонные сваи сечением 35×35 см, длиной от 11 до 16 м, погруженные в ледниковые и морские суглинки.

Вблизи каждой опытной сваи выполнялась проходка скважины с определением физико–механических свойств грунтов (рисунок 3.3).

Упором для гидравлического домкрата служила система из трех металлических перекрестных балок с анкерной системой из четырех забивных свай, изготовленных по специальному заказу с усиленной продольной арматурой. Домкраты с максимальным усилием 2МН устанавливались на испытываемую сваю, которой задавливали равномерно ступенями по 100 кН.

Вертикальное перемещение сваи фиксировались двумя противоположно расположенными прогибомерами с точностью измерений 0,01 мм. Переходы на новую ступень нагрузки производились после достижения условной стабилизации осадки сваи, за которую принимали осадку сваи не превышавшую 0,1 мм за 2 часа, что соответствовало требованиям ГОСТ 5686–69 [22].

Кроме того, в ходе работ были выполнены динамические испытания опытных свай механическими молотами массой 4,8 т, с высотой падения 100 см двумя залогом из трех и пяти ударов. «Отдых» свай с момента забивки составлял 25–30 суток.

В алгоритме численного моделирования статических испытаний размеры трехмерной модели и характеристики сваи для получения графиков «нагрузка–осадка» были аналогичны применяемым в методе заданных перемещений. Нижняя граница модели задавалась согласно имеющимся данным инженерно-геологических изысканий на

5–10 м ниже конца сваи. Численными экспериментами установлено, что перемещение нижней границы модели на 20 м приводит к изменению расчетной осадки не более чем на 5%. Ствол сваи с коэффициентом контакта «плита–грунт» равным 0,67 [46,157] размещался по центру модели. Для глинистых грунтов задавалось недренированное состояние. Одометрический модуль деформации E_{oed} назначался переменным по мере удаления от сваи, исходя из радиусов зон напряженного состояния по таблице 2.5. Прочностные характеристики определялись по данным исследований [52, 54] (таблицы 2.3; 2.4).

Известно, что из-за особенностей отбора образцов и проведения компрессионных испытаний получаемый по их результатам, так называемый компрессионный модуль деформации, оказывается существенно меньше штампового, получаемого в полевых условиях. Его корректировку осуществляют умножением на коэффициент А.И. Агишева m_k . Необходимо заметить, что, во-первых, СП 22.13330.2011 [88] допускает применение коэффициента m_k при напряжениях от 100 до 200 кПа, при других значениях напряжений коэффициент будет отличаться от установленных нормами значений, во-вторых, указанный коэффициент зависит и от таких факторов, как состав и генезис грунта [39].

Для обеспечения сходимости результатов численного моделирования испытаний свай статической нагрузкой с данными полевых испытаний методом решения обратной задачи были подобраны поправочные коэффициенты m_k для основных несущих слоев грунтов оснований во всех требуемых интервалах напряжений (таблица 3.1). В интервале напряжений 100–200 кПа коэффициент m_k назначался по данным, полученным А.И. Агишевым [2].

Таблица 3.1. Значения коэффициента m_k для ледниковых и морских суглинков

Интервал напряжений, кПа	Значение коэффициента m_k при коэффициенте пористости e			
	менее 0,55	0,65	0,75	0,85
100 – 200	5	4,5	4	3
200 – 300	7	5,5	5	4
300 – 400	9	7	7	5
400 – 500	10	9	8	7
500 – 600	11	10	9	8

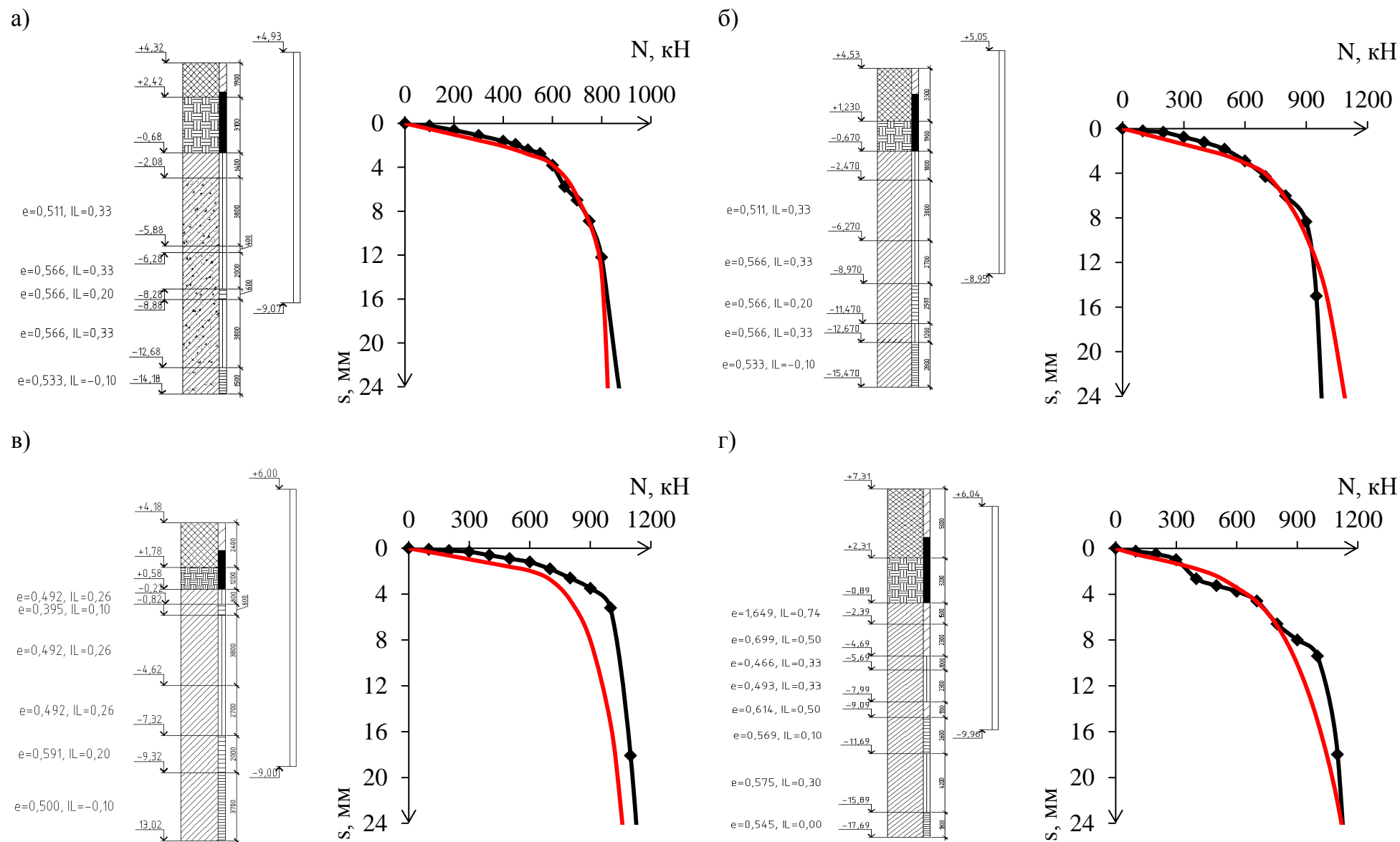


Рисунок 3.4. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
 а – свая №1; б – свая №2; в – свая №3; г – свая №4

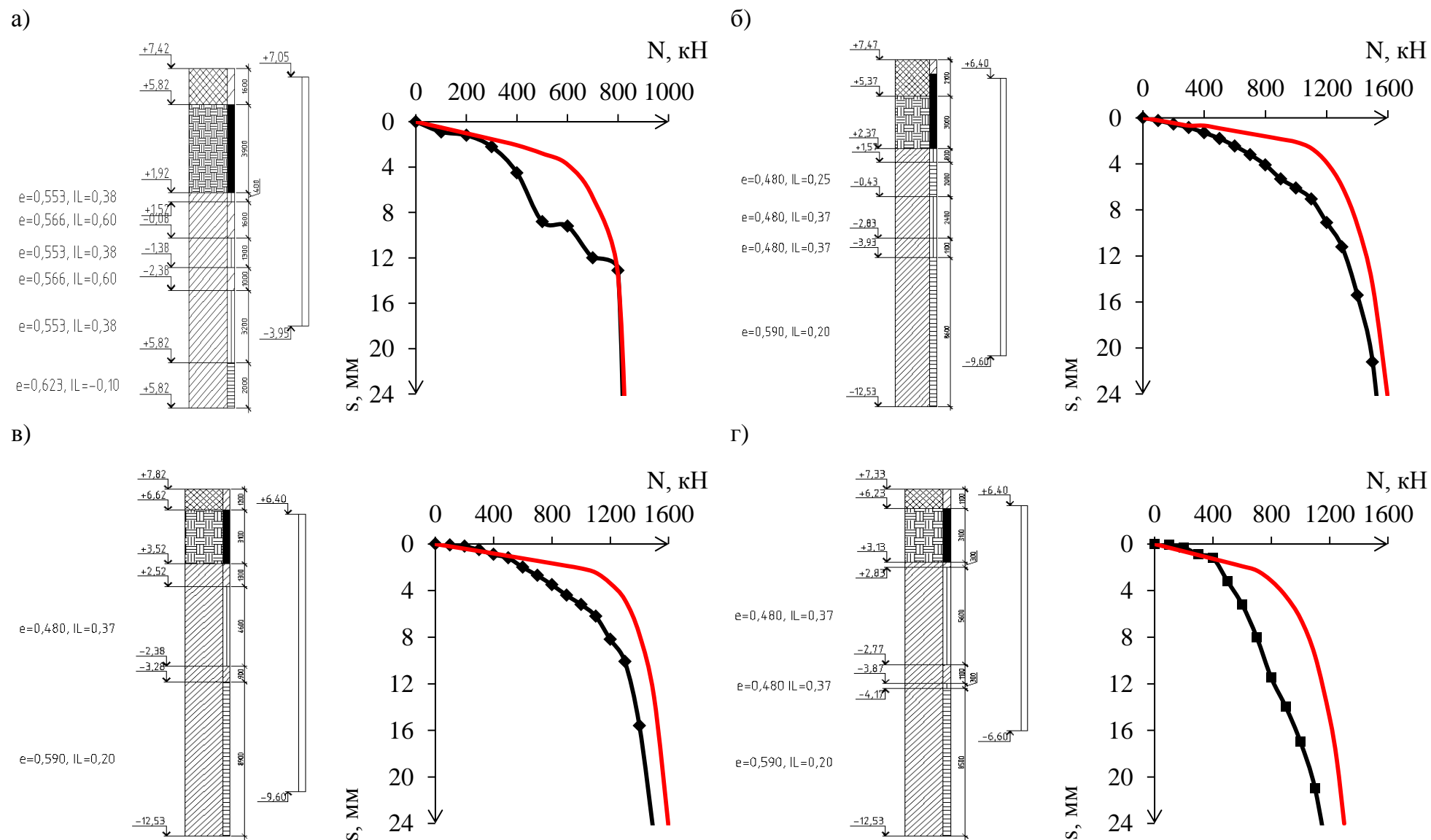


Рисунок 3.5. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования

а – свая №5; б – свая №6; в – свая №7; г – свая №8

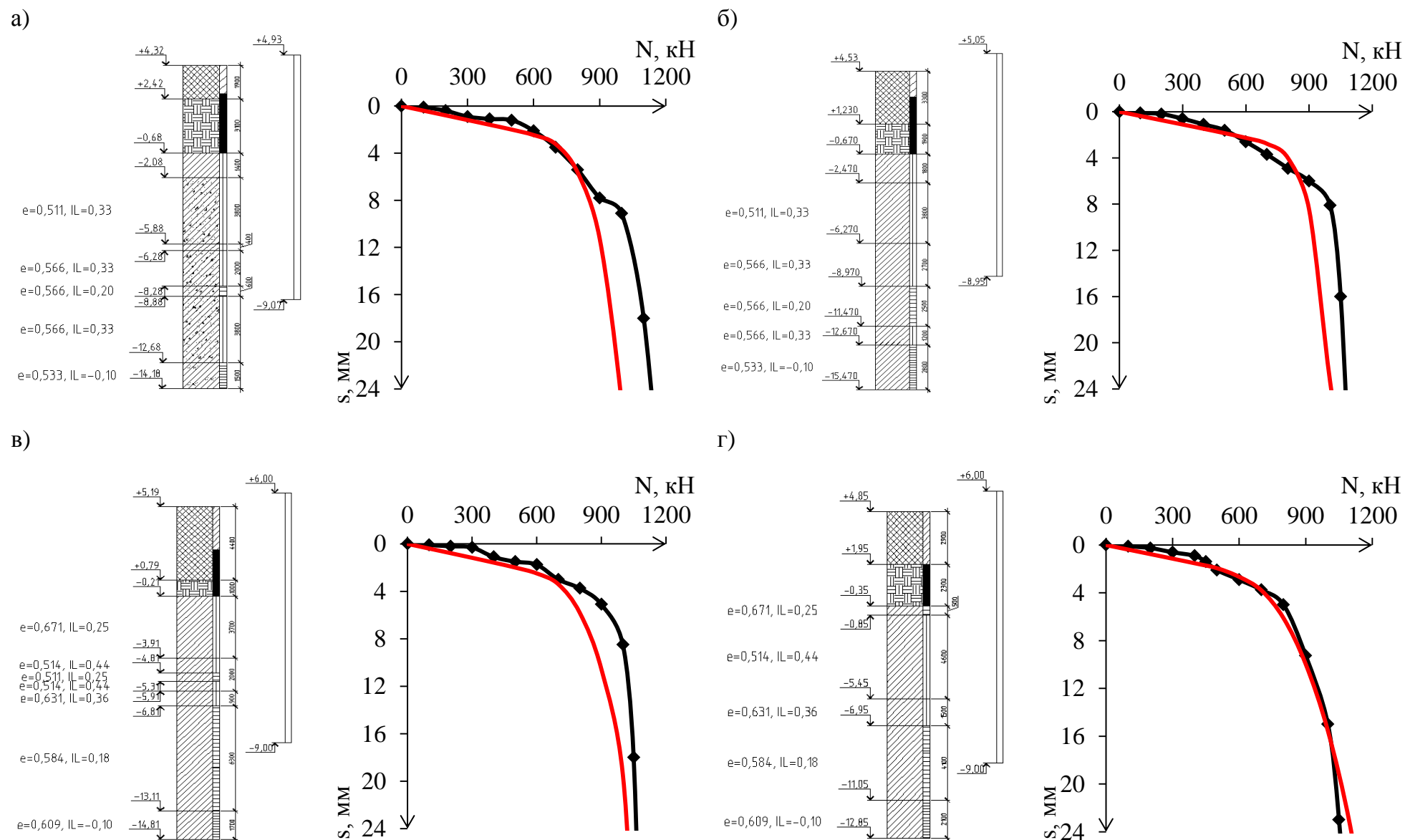


Рисунок 3.6. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
а – свая №9; б – свая №10; в – свая №11; г – свая №12

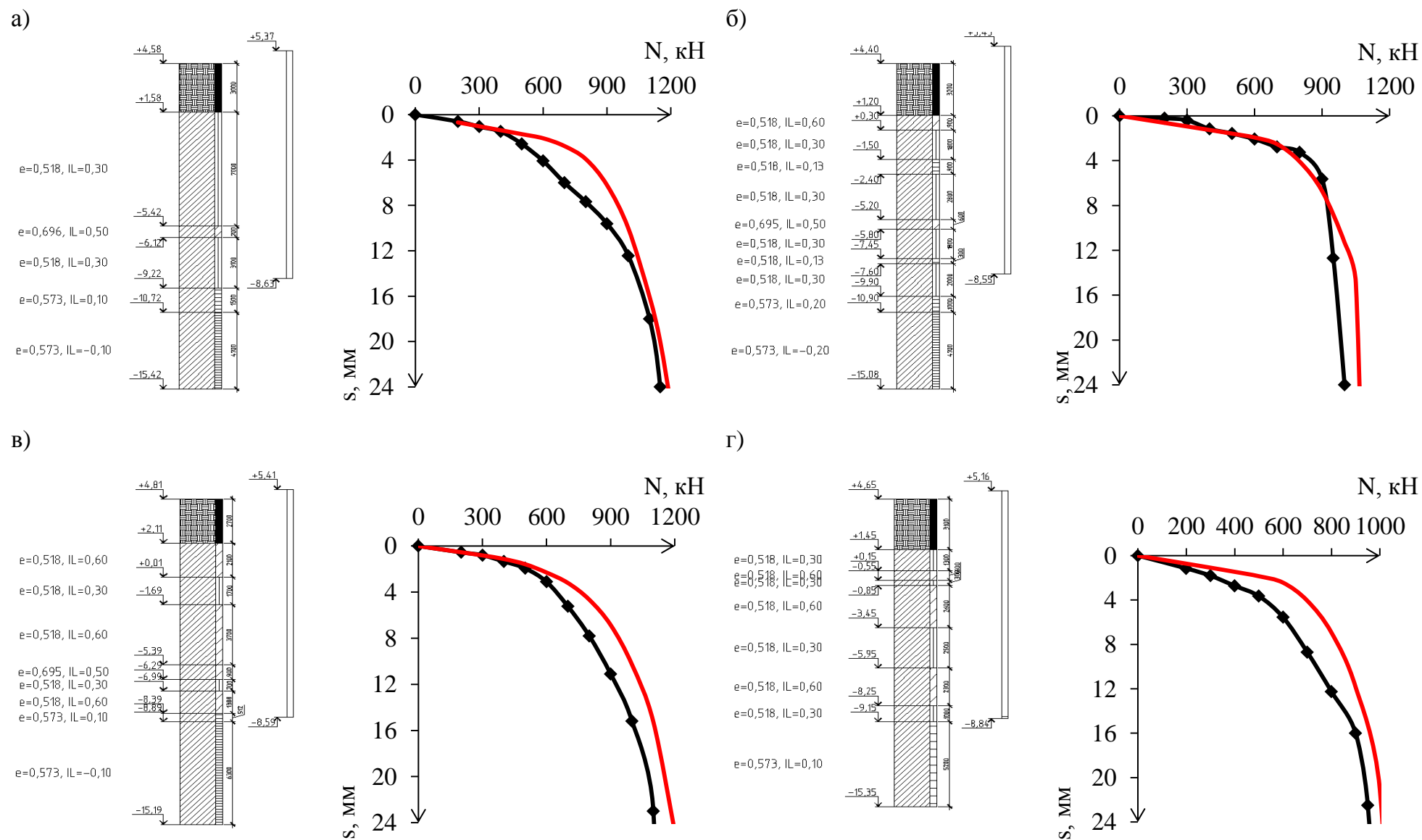


Рисунок 3.7. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
а – свая №13; б – свая №14; в – свая №15; г – свая №16

На рисунке 3.4–3.7 представлены графики «нагрузка–осадка», полученные по результатам полевых экспериментов (черная линия с экспериментальными точками) и по результатам численного моделирования (красная линия). Перемещение сваи при испытаниях доводилось до 24 мм, что составляло 20% от предельно допустимой осадки [90].

Как видим, графики, полученные численным моделированием, показывают хорошую сходимость с результатами натурных экспериментов.

Далее в работе приняты следующие обозначения несущей способности свай, полученной различными методами:

N_1 – статическими испытаниями по ГОСТ 5686–69 [22];

N_2 – расчетным методом по СП 24.13330.2011 [90];

N_3 – динамическими испытаниями свай по ГОСТ 5686–69 [22];

N_4 – численным моделированием по предлагаемому алгоритму расчета.

Допустимая нагрузка на сваю, найденная путем деления несущей способности на коэффициент надежности по грунту и обозначенная буквой P , приводится с аналогичными индексами.

На рисунке 3.8,а сравниваются значения несущей способности свай, найденные расчетным методом и по результатам испытаний динамической нагрузкой, с данными, полученными в испытаниях статической вдавливающей нагрузкой. Из рисунка 3.8,б видно, что предложенный алгоритм численного моделирования позволил повысить точность определения несущей способности свай.

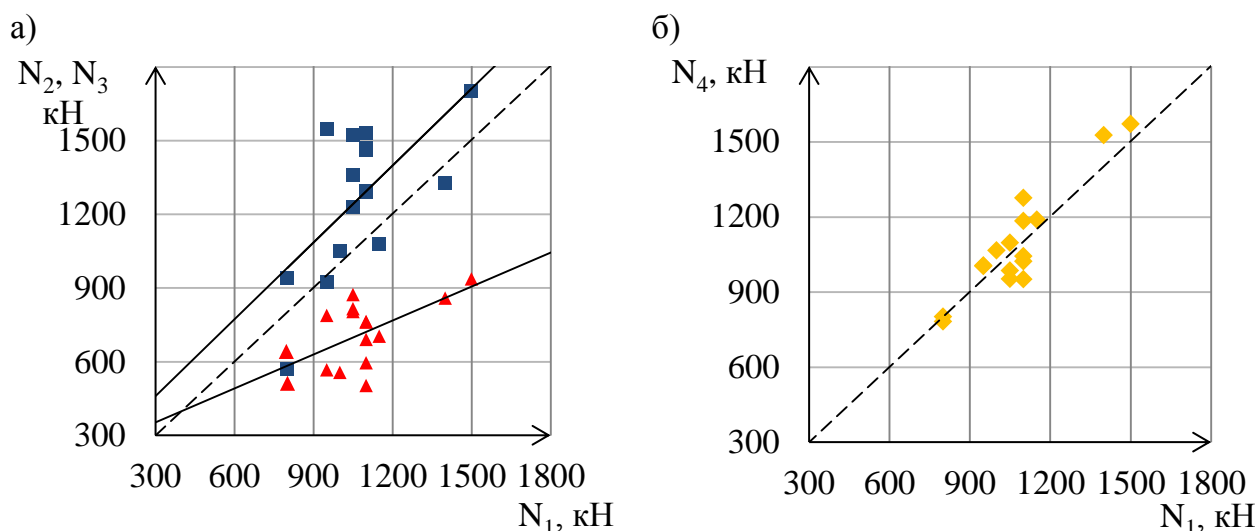


Рисунок 3.8. Значения несущей способности свай, полученные:

а – расчетным методом N_2 (■) и испытанием динамической нагрузкой N_3 (▲);

б – численным моделированием N_4 (◆)

Нормативные значения зависимостей несущей способности рассчитывались как среднеарифметические значения по формуле:

$$X_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i, \quad (3.1)$$

где n – число определений;

X_i – частные значения.

Исключение ошибочных отношений производилось для тех значений (максимальных и минимальных), для которых выполнялось условие:

$$|X_n - X_i| \geq \nu S, \quad (3.2)$$

где ν – статистический критерий, принимаемый в зависимости от числа определений;

S – среднеквадратическое отклонение характеристики, вычисляемое по формуле:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2}, \quad (3.3)$$

Коэффициент вариации зависимости несущей способности находился по формуле:

$$V = \frac{S}{X_n}, \quad (3.4)$$

Коэффициент вариации несущей способности, определенной расчетным методом и динамическими испытаниями составляет 19,2% и 15,9% соответственно.

Допустимая нагрузка на сваю P рассчитывалась путем деления несущей способности на коэффициент надежности, который принимался равным 1,2 для статических испытаний свай и численного моделирования, 1,4 – для расчетного метода и динамических испытаний (таблица 3.2).

Из таблицы 3.2 видно, что расчетный метод определения допустимой нагрузки на сваю P_2 в среднем показывает хорошие результаты, но характерным является разброс результатов, достигающий $\pm 39\%$. Динамические испытания дают заниженные в среднем на 43% значения допустимой нагрузки на сваю P_3 .

Таблица 3.2. Оценка способов получения несущей способности свай различными методами

№ п.п.	Размеры свай		I _L грунта под острием свай	Несущая способность свай, N, кН				$\frac{N_2}{N_1}$	$\frac{N_3}{N_1}$	$\frac{N_4}{N_1}$	Допустимая нагрузка на сваи, P, кН				$\frac{P_2}{P_1}$	$\frac{P_3}{P_1}$	$\frac{P_4}{P_1}$
	сечение, см	длина, м		N ₁ , кН	N ₂ , кН	N ₃ , кН	N ₄ , кН				P ₁ , кН	P ₂ , кН	P ₃ , кН	P ₄ , кН			
1	35	14	0,33	800	939	589	780	1,17	0,74	0,98	667	671	421	650	1,01	0,63	0,98
2	35	14	0,33	950	922	786	1000	0,97	0,83	1,05	792	658	561	834	0,83	0,71	1,05
3	35	15	0,20	1100	1467	594	1020	1,33	0,54	0,93	917	1048	424	850	1,14	0,46	0,93
4	35	16	0,10	1100	1459	759	1041	1,33	0,69	0,95	917	1042	542	868	1,14	0,59	0,95
5	35	11	0,38	800	569	556	799	0,71	0,70	1,00	667	406	397	666	0,61	0,60	1,00
6	35	16	0,20	1500	1698	934	1567	1,13	0,62	1,04	1250	1213	667	1306	0,97	0,53	1,04
7	35	16	0,20	1400	1324	856	1522	0,95	0,61	1,09	1167	946	611	1268	0,81	0,52	1,09
8	35	13	0,20	1100	1288	502	1272	1,17	0,46	1,16	917	920	359	1060	1,00	0,39	1,16
9	35	14	0,33	1100	1528	761	949	1,39	0,69	0,86	917	1091	544	790	1,19	0,59	0,86
10	35	14	0,33	1050	1518	870	950	1,45	0,83	0,91	875	1084	621	792	1,24	0,71	0,91
11	35	15	0,18	1050	1357	802	984	1,29	0,76	0,94	875	969	573	820	1,11	0,65	0,94
12	35	15	0,18	1050	1227	814	1094	1,17	0,78	1,04	875	876	581	912	1,00	0,66	1,04
13	35	14	0,30	1150	1074	702	1186	0,93	0,61	1,03	958	767	501	988	0,80	0,52	1,03
14	35	14	0,30	1000	1046	555	1063	1,05	0,56	1,06	833	747	396	886	0,90	0,48	1,06
15	35	14	–0,10	1100	1291	689	1181	1,17	0,63	1,07	917	922	492	985	1,01	0,54	1,07
16	35	14	0,10	950	1542	565	1004	1,62	0,59	1,06	792	1101	404	836	1,39	0,51	1,06
Средние значения:								1,18	0,66	1,01	Средние значения:				1,01	0,57	1,01

Численное моделирование с использованием простейшей модели грунта Мора–Кулона в ПК PLAXIS 3D и представленного алгоритма расчета позволяет получить значение несущей способности свай, близкое к данным натурных испытаний статической нагрузкой, разброс значений допустимой нагрузки не превышает 14...16%, с коэффициентом вариации 7,7%.

3.3 Алгоритм численного моделирования для определения несущей способности свай в фундаментах существующих зданий

В ходе подготовки данной работы была накоплена база данных испытаний свай статическими вдавливающими нагрузками в фундаментах существующих зданий.

Всего испытано 16 свай длиной 6...12 метров, сечением 30×30 или 35×35 см, погруженных в центральной части г.Архангельска на 10 объектах реконструкции. Исследуемые сваи находились в составе действующих фундаментов зданий в течение 2...39 лет.

Полевые испытания свай статической нагрузкой проводились в следующем порядке:

- верхнюю часть ствола сваи срезали и устанавливали гидравлический домкрат, упирая его в ростверк (рисунок 3.9);
- закрепляли прогибомеры, позволяющие измерять осадку свай с точностью до 0,01 мм;
- нагрузку на сваю прикладывали согласно ГОСТ 5686–94 [24] или ГОСТ 5686–2012 [21] равномерно ступенями по 1/10 предполагаемой несущей способности; за критерий стабилизации деформаций при каждой ступени принимали осадку, не превышающую 0,1 мм за 1 час.

В качестве исходных данных для расчета свай в ПК PLAXIS 3D использовались материалы инженерно–геологических изысканий, предшествовавших строительству или выполнявшихся в ходе предпроектных работ.



Рисунок 3.9. Испытание свай статической нагрузкой

Размеры зон напряженного состояния в околосвайном грунте задавались в зависимости от двух факторов, учитывающих взаимное расположение свай, время эксплуатации сооружения и значения действующих нагрузок: 1 – эффективных напряжений, вызванных забивкой испытуемой и смежных свай; 2 – эффективных напряжений, вызванных нагрузкой от здания.

Определение напряжений для испытуемой и соседних свай сразу после их погружения велось по алгоритму, представленному в п.3.1.

Эффективные напряжения, создаваемые нагрузкой от здания, были получены на основе консолидационного расчета в ПК PLAXIS 3D. Значения коэффициента фильтрации k_f принимались в пределах $10^{-5} \dots 10^{-6}$ м/сут по данным изысканий. Кроме того, была выполнена корректировка значений k_f с использованием известной формулы [95,101]:

$$k_f = \frac{c_v \gamma_w}{E_{oed}}, \quad (3.5)$$

где c_v – коэффициент консолидации, м²/сут;

γ_w – удельный вес воды, 10 кН/м³;

E_{oed} – одометрический модуль деформации, кПа.

Коэффициент консолидации определялся по данным испытаний в одометре по методу Тейлора [13,18] и был в диапазоне 0,4...1,5 м²/сут при давлении 100 кПа и 0,8...1,8 м²/сут при давлении 200 кПа вне зависимости от генезиса глинистого грунта.

Действующая нагрузка на сваю определялась путем сбора нагрузок по СП 20.13330.2011 [87].

Размеры трехмерной модели были, как и в предыдущем алгоритме. Для каждой зоны считалась средневзвешенная величина напряжений от действующей нагрузки на сваю и от ее погружения по принципу суперпозиции.

В тех случаях, когда величина напряжений в грунте превышала 600 кПа, одометрический модуль деформации определялся с помощью энергетического метода Беккера. По данным компрессионных испытаний с максимальным давлением под штампом 600 кПа строился график зависимости энергии, затраченной на деформирование, от приложенного давления.

Из рисунка 2.14 видно, что указанный график при давлении от 400 до 1500 кПа имеет линейный характер, поэтому для напряжений более 600 кПа одометрический модуль деформации находился методом экстраполяции прямой, проходящей через точки с напряжением 400...600 кПа.

Поправочные коэффициенты m_k (рисунок 3.10) для перехода от компрессионных к штамповым модулям деформации для давлений свыше 600 кПа назначались путем экстраполяции с помощью логарифмической кривой, построенной по начальным значениям (таблица 3.1).

Для обеспечения сходимости результатов численного моделирования с данными полевых опытов с учетом фактора времени методом решения обратной задачи были подобраны коэффициенты контакта ствола сваи с грунтом $R_{inter}=f(t)$, где t – время эксплуатации сооружения. Параметр R_{inter} используется следующим способом:

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{soil}; \quad (3.6)$$

$$tg\varphi_i = R_{inter} \cdot tg\varphi_{soil}, \quad (3.7)$$

где c_{soil} , φ_{soil} – удельное сцепление и угол внутреннего трения околоствайного грунта, соответственно;

c_i , φ_i – удельное сцепление грунта и угол внутреннего трения на контакте ствола сваи с грунтом, соответственно.

Полученная зависимость $R_{inter} = f(t)$ при $t \geq 2$ лет имеет следующий вид (рисунок 3.11):

$$R_{inter} = 0,603 + 0,094 \cdot \ln t. \quad (3.8)$$

Как сказано выше, для свай после «отдыха» в течение 25–30 суток принимался коэффициент $R_{inter}=2/3$ [46,157].

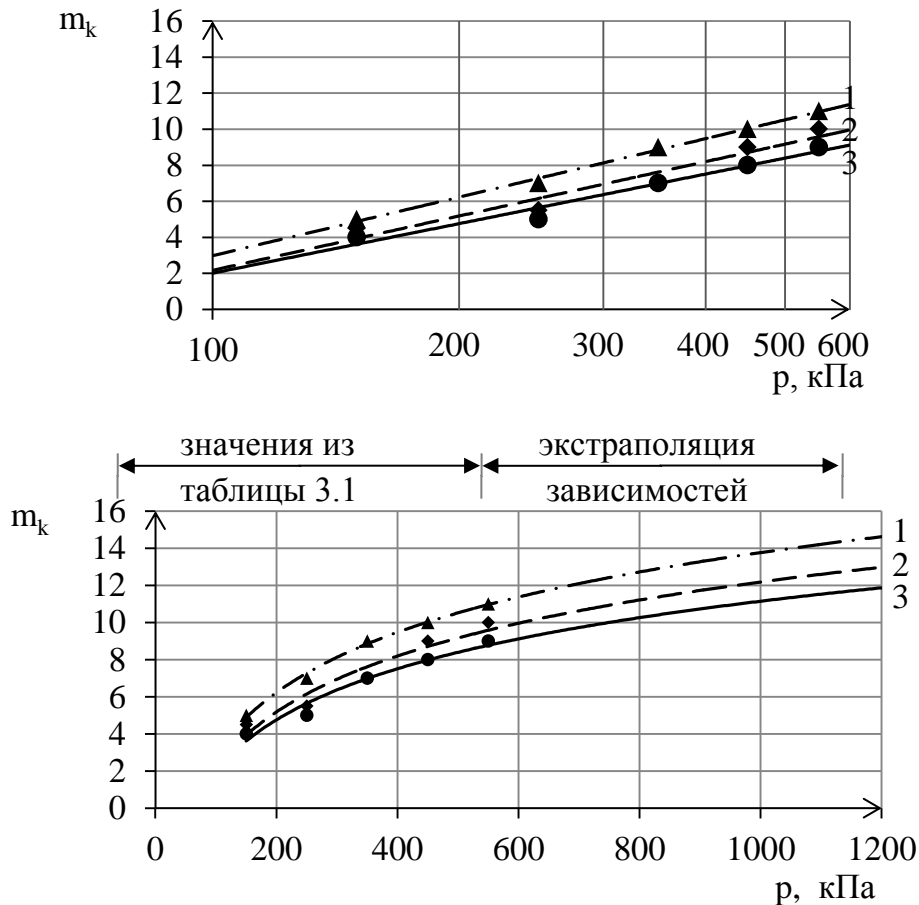


Рисунок 3.10. Зависимости коэффициента m_k от давления p для суглинков с различными коэффициентами пористости:

$$1 - e < 0,55; 2 - e = 0,65; 3 - e = 0,75$$

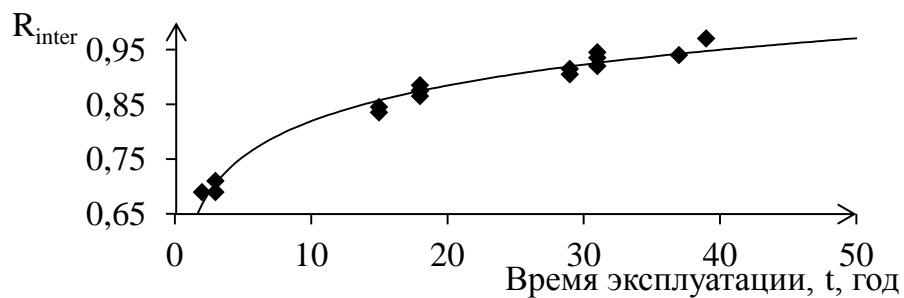


Рисунок 3.11. Значения коэффициента контакта ствола свай с грунтом R_{inter}

На рисунке 3.12–3.15 представлены графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай (черная линия с экспериментальными точками), по

результатам численного моделирования после забивки (красная линия) и на момент проведения испытаний (синяя пунктирная линия). Перемещение сваи при испытаниях и моделировании доводилось до 24 мм, что составляло 20% от предельно допустимой осадки [90].

Результаты определения несущей способности забивных свай в эксплуатируемых зданиях по предложенному алгоритму численного моделирования сравнивались с данными, полученными по методике А.И. Осокина [59]. По указанной методике при реконструкции здания расчетные сопротивления грунта под пятой R и на боковой поверхности сваи f определяются по формулам:

$$R' = k_{tr}R; \quad (3.9)$$

$$f' = k_{tf}f; \quad (3.10)$$

где k_{tr} и k_{tf} – повышающие коэффициенты;

R и f – расчетные сопротивления под концом сваи и на боковой поверхности соответственно, определяемые по таблицам СП 24.13330.2011 [90].

Коэффициенты k_{tr} и k_{tf} зависят от вида и показателя текучести глинистого грунта или гранулометрического состава песка, а также длительности работы сваи в основании эксплуатируемого сооружения, значения нагрузки на сваю не учитывалось.

Результаты вычислений приведены в таблице 3.4. В таблице использованы следующие обозначения несущей способности свай через 25–30 дней после забивки:

N_1 – полученные численным моделированием по методике из п.3.2;

N_2 – расчетным методом по СП 24.13330.2011 [90].

И свай в существующих зданиях:

N_3 – статическими испытаниями свай по ГОСТ 5686–2012 [21];

N_4 – численным моделированием по предлагаемому алгоритму расчета, с использованием зависимости $R_{inter}=f(t)$, показанной на рисунке 3.11;

N_5 – по методике А.И. Осокина [59].

Допустимая нагрузка, обозначенная буквой P , имеет индексы аналогичные значениям N .

Значения допустимой нагрузки на сваю P рассчитывались путем деления несущей способности на коэффициент надежности, который принимался равным 1,2 для статических испытаний свай и численного моделирования, 1,4 – для расчетного метода и значений полученных по методике А.И. Осокина [59].

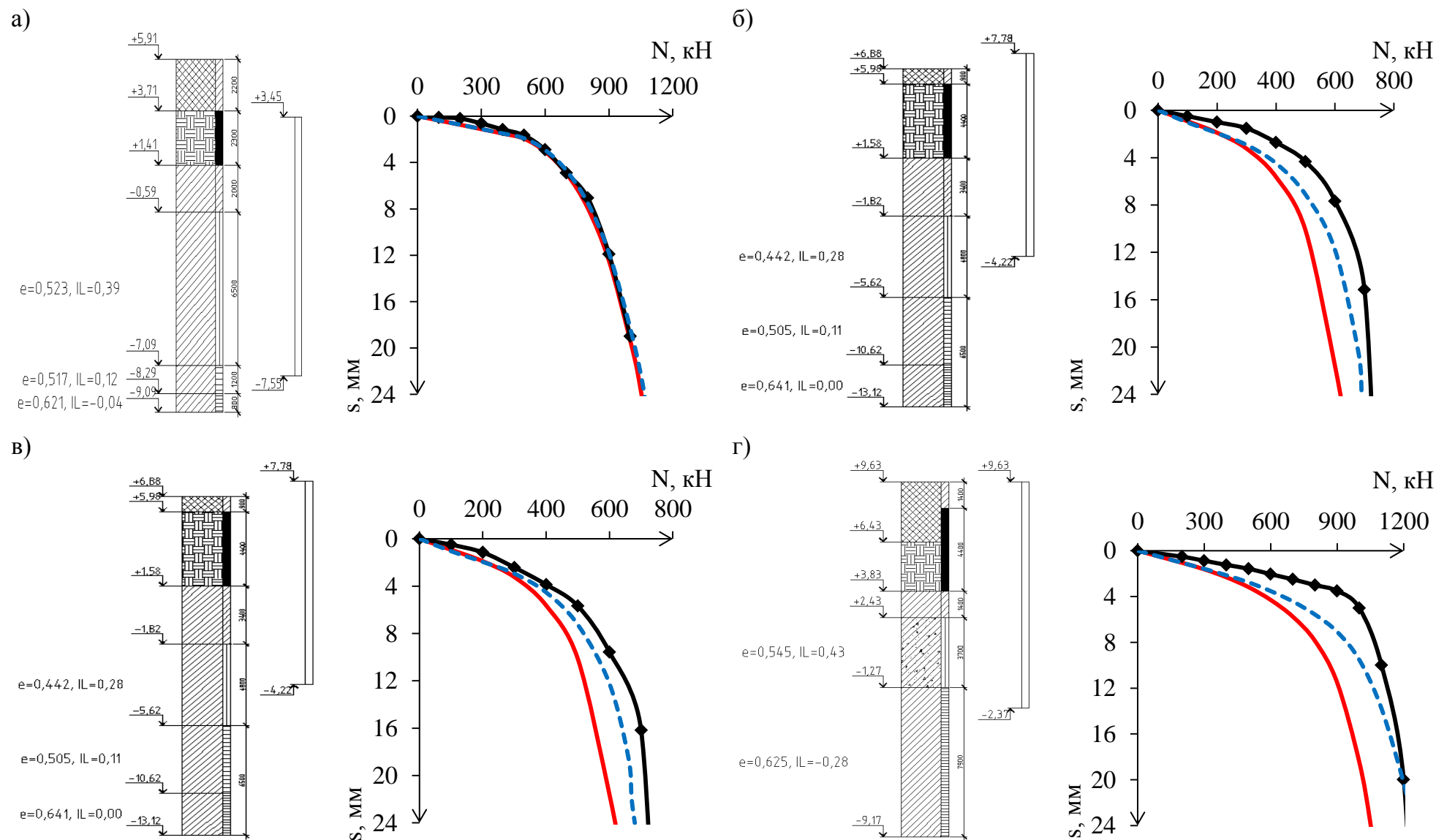


Рисунок 3.12. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
а – свая №1 (время эксплуатации 2 года); б – свая №2 (время эксплуатации 15 лет); в – свая №3 (время эксплуатации 15 лет); г – свая №4 (время эксплуатации 37 лет)

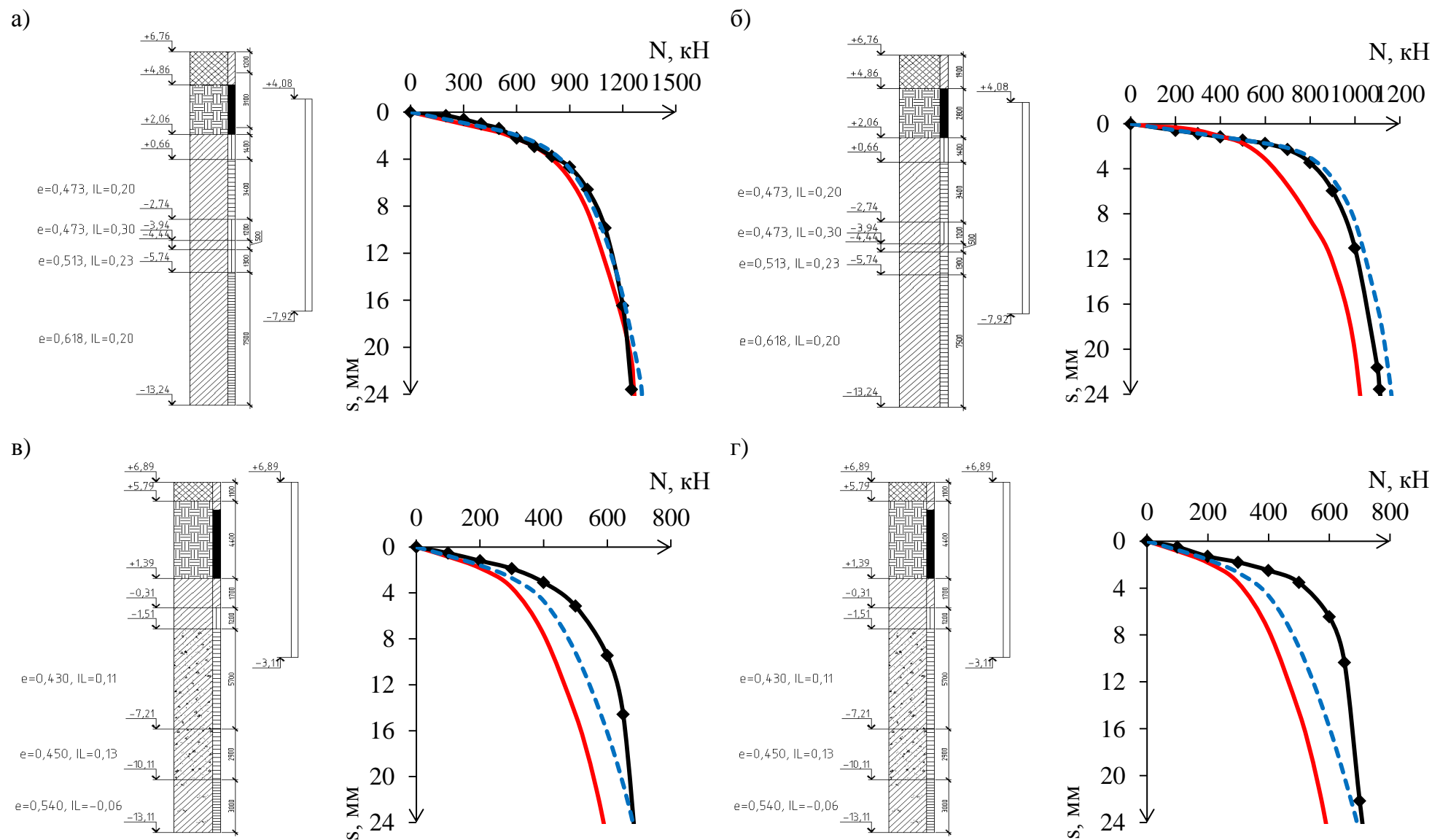


Рисунок 3.13. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
а – свая №5 (время эксплуатации 3 года); б – свая №6 (время эксплуатации 3 года); в – свая №7 (время эксплуатации 31 год); г – свая №8 (время эксплуатации 31 год)

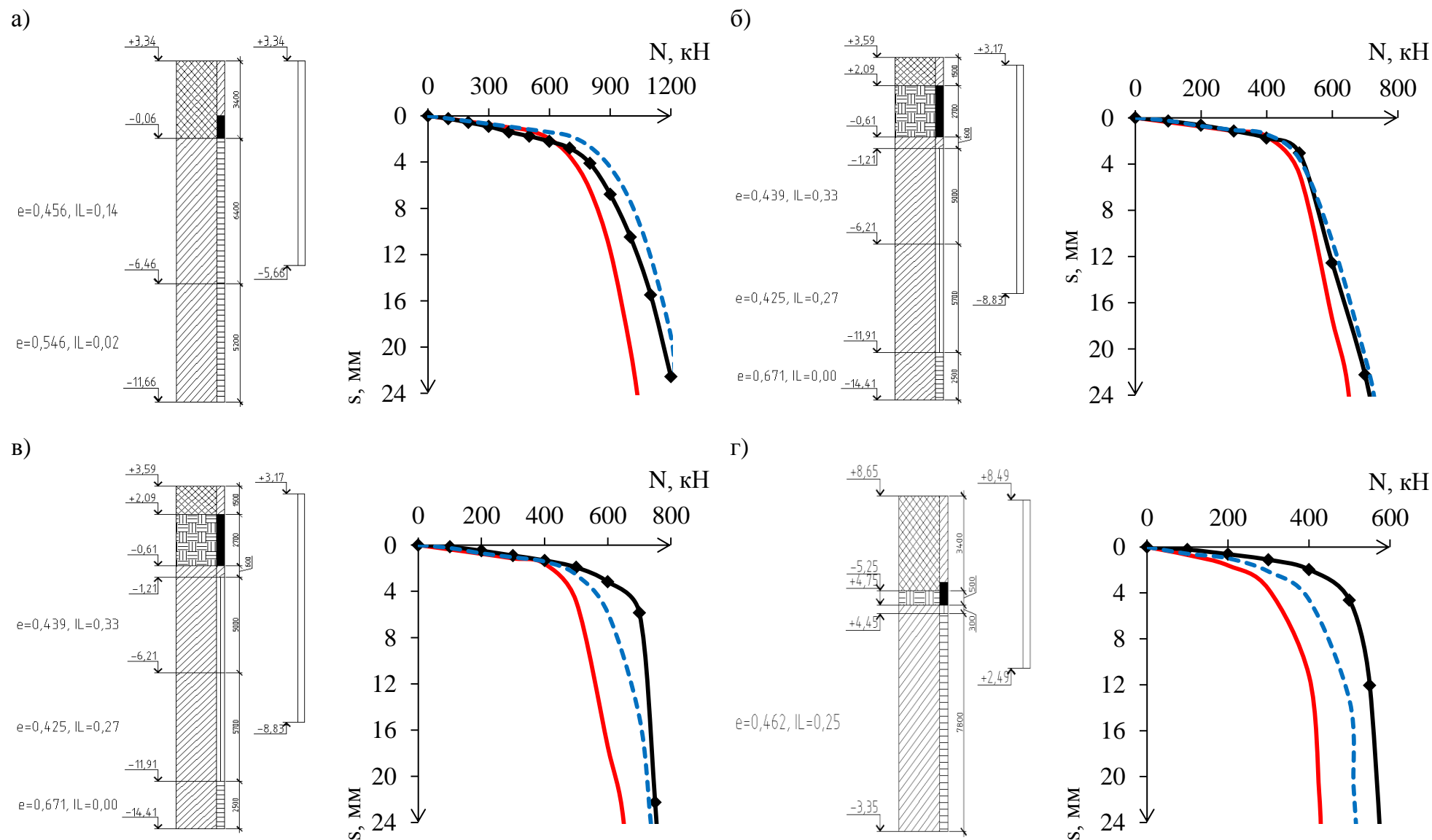


Рисунок 3.14. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
а – свая №9 (время эксплуатации 31 год); б – свая №10 (время эксплуатации 18 лет); в – свая №11 (время эксплуатации 18 лет); г –
свая №12 (время эксплуатации 39 лет)

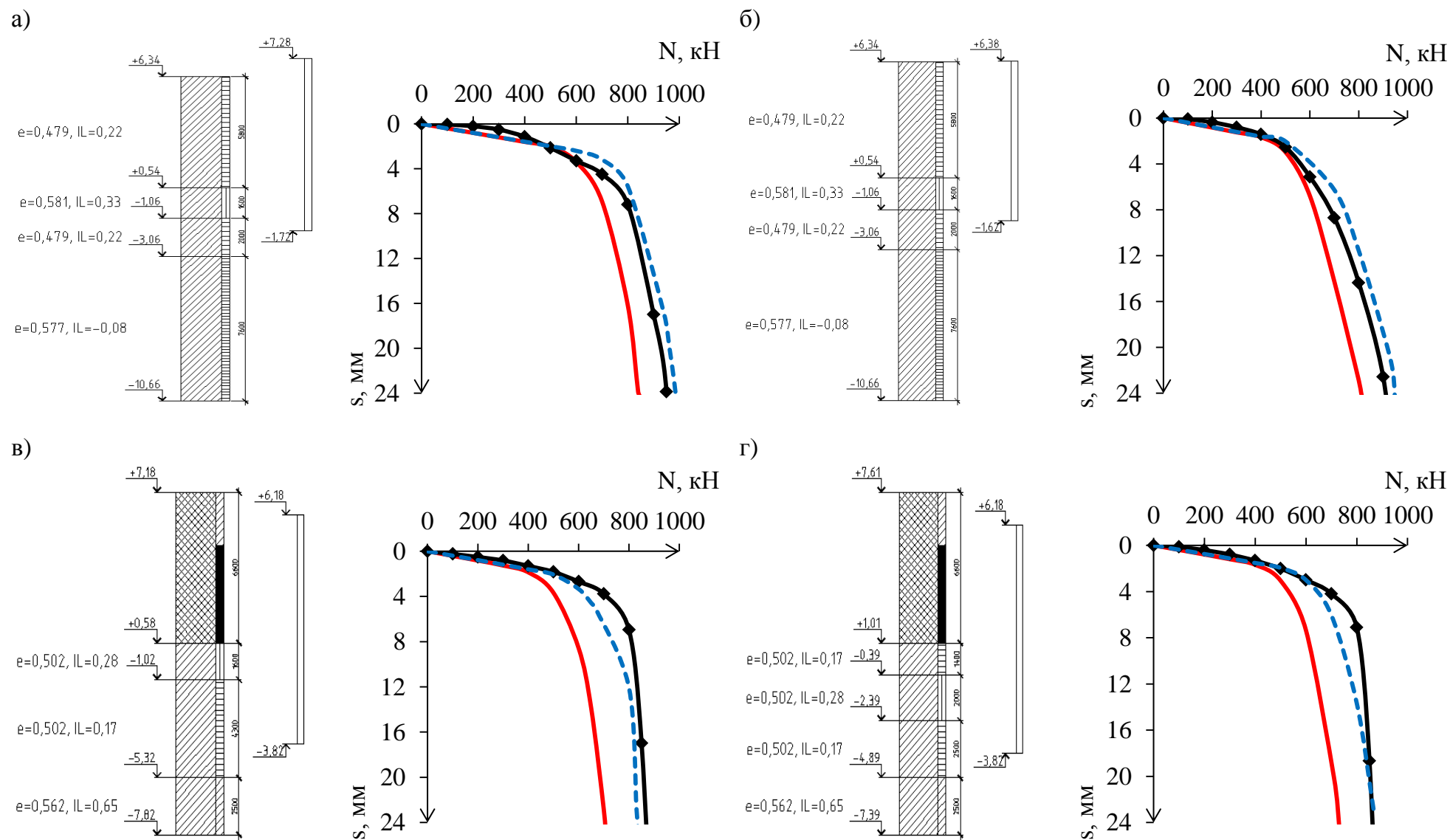


Рисунок 3.15. Графики «нагрузка–осадка» по результатам статических испытаний свай и по результатам численного моделирования
а – свая №13 (время эксплуатации 18 лет); б – свая №14 (время эксплуатации 18 лет); в – свая №15 (время эксплуатации 29 лет); г
– свая №16 (время эксплуатации 29 лет)

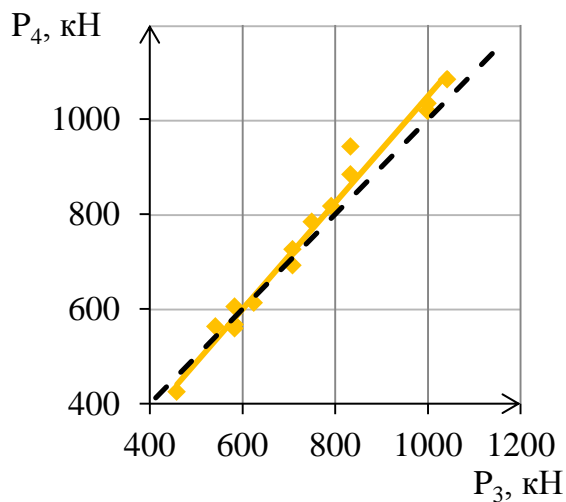
Таблица 3.4. Оценка способов получения несущей способности свай различными методами

№ п.п.	Размеры свай, см		I _L грунта под острием свай	Количество лет эксплуатации, год	Действующая нагрузка, кН	Несущая способность свай, N, кН					Допустимая нагрузка, кН				
	сечение, см	длина, м				N ₁ , кН	N ₂ , кН	N ₃ , кН	N ₄ , кН	N ₅ , кН	P ₁ , кН	P ₂ , кН	P ₃ , кН	P ₄ , кН	P ₅ , кН
1	35	11	0,12	2	145	1040	1309	1000	1060	1309	867	935	833	883	935
2	30	12	0,28	15	270	600	623	700	680	717	500	445	583	567	512
3	30	12	0,28	15	250	600	623	700	670	717	500	445	583	558	512
4	35	12	–0,28	37	330	1050	1629	1200	1240	1967	875	1163	1000	1033	1405
5	35	12	0,2	3	250	1260	1509	1250	1300	1509	1050	1078	1042	1083	1078
6	35	12	0,2	3	250	1110	1365	1000	1130	1365	925	975	833	942	975
7	30	10	0,11	31	250	580	868	650	675	1022	483	620	542	563	730
8	30	10	0,11	31	297	580	868	700	680	1022	483	620	583	567	730
9	35	9	0,14	31	294	1000	1285	1200	1220	1477	833	918	1000	1017	1055
10	30	12	0,27	18	185	650	808	700	725	921	542	577	583	604	658
11	30	12	0,27	18	215	650	808	750	735	921	542	577	625	613	658
12	30	6	0,25	39	303	425	462	550	510	552	354	330	458	425	395
13	30	9	0,22	18	273	840	862	950	980	948	700	616	792	817	677
14	30	8	0,22	18	207	810	852	900	940	937	675	609	750	783	669
15	30	10	0,17	29	267	700	1043	850	830	1197	583	745	708	692	855
16	30	10	0,17	29	267	720	1048	850	870	1204	600	749	708	725	860

Из рисунка 3.16 видно, что предложенный алгоритм численного моделирования с использованием модели грунта Мора–Кулона в ПК PLAXIS 3D позволяет получить значение допустимой нагрузки близкое к данным натурных испытаний.

Разброс результатов определения допустимой нагрузки на сваю по предлагаемому алгоритму расчета от значений, полученных при статических испытаниях, составляет от -12 до +8%, при коэффициенте вариации – 5% (рисунок 3.9,а). Допустимая нагрузка с учетом поправочных коэффициентов, предложенных Осокиным А.И., к тем же значениям, дает расхождение от -31 до +17%, с коэффициентом вариации 17% (рисунок 3.9,б).

а)



б)

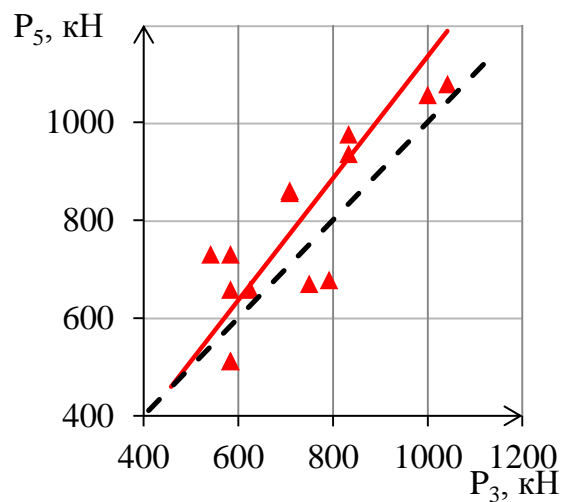


Рисунок 3.16. Значения допустимой нагрузки на сваю по данным:

а) численного моделирования P_4 ();

б) расчета по методике А.И. Осокина P_5 () [59]

Представленные алгоритмы определения размеров зон уплотнения околосвайного грунта и допустимой нагрузки на сваю после «отдыха» и свай в составе фундаментов зданий в ПК PLAXIS 3D позволяют определить прирост несущей способности Δ , за любой период времени с учетом нагрузки действующей на сваю (рисунок 3.17).

Увеличение несущей способности свай во времени Δ , при $t \geq 2$ лет можно описать зависимостью:

$$\Delta = -3,127 + 6,227 \cdot \ln t. \quad (3.11)$$

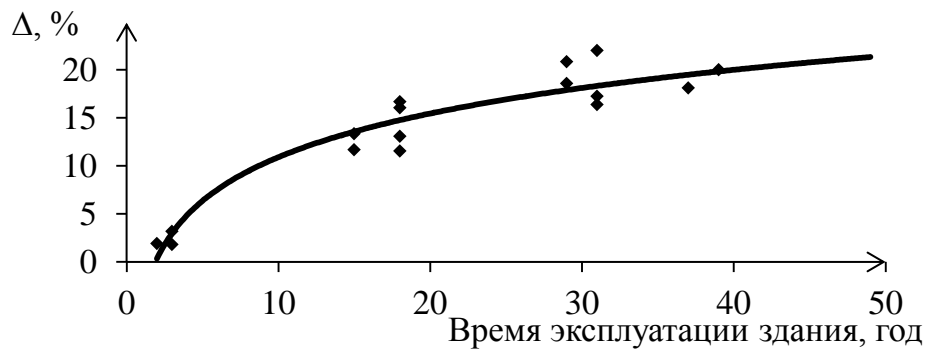


Рисунок 3.17. Увеличение несущей способности исследуемых свай во времени

Приведенная логарифмическая кривая увеличения несущей способности свай во времени подобна зависимостям, полученным в исследованиях других авторов и рассмотренных в п.1.3.

3.4 Анализ причин увеличения несущей способности свай во времени

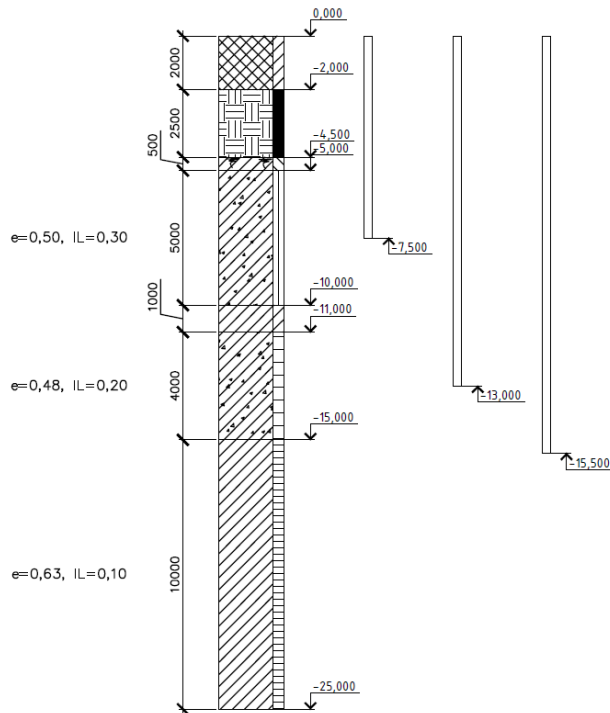
Для получения данных, позволяющих дифференцированно оценить увеличение несущей способности за счет фактора времени и нагрузки от здания, был выполнен расчет одиночных свай наиболее часто встречающихся в фундаментах существующих зданий г.Архангельска для двух характерных типов основания с помощью верифицированных алгоритмов численного моделирования.

В каждой инженерно–геологических условиях было рассмотрено три сваи, отметка острия выбиралась из наиболее часто встречающаяся значений, исходя из практики обследования фундаментов в городе (рисунок 3.18). Характеристики и мощность слоев грунта приняты равными средним значениям, приведенным в работах [50,51,54]. Описание типов грунтов представлено в п. 2.1.

Несущая способность свай определялась через 5, 10, 15, 25 и 50 лет эксплуатации и сравнивалась со значениями несущей способности после «отдыха» в течение 25–30 суток после забивки, полученными по алгоритму, приведенному в п.3.2.

Рассчитанная численным моделированием допустимая нагрузка после «отдыха» сопоставлялась с нагрузкой, вычисленной по СП 24.13330.2011 [90]. Результаты сравнения представлены в таблице 3.5.

а)



б)

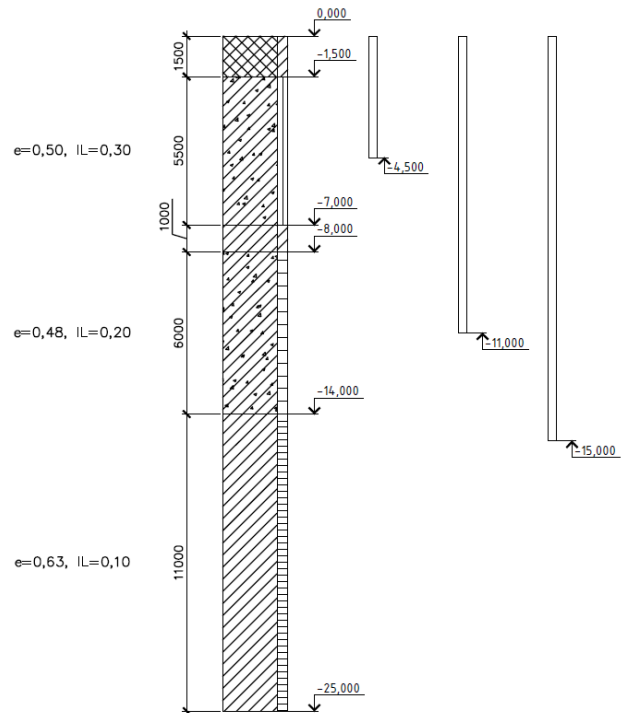


Рисунок 3.18. Расчетные схемы:

а – тип основания А; б – тип основания Б

Таблица. 3.5. Сопоставление результатов определения допустимой нагрузки на сваю

Тип основания	Отметка остря сваи, м	N_1 , кН	P_1 , кН	$N_{2 \text{ base}}$, кН	$N_{2 \text{ shaft}}$, кН	N_2 , кН	P_2 , кН
А	-7,5	365	304	300	132	432	308
	-13,0	735	613	482,4	485	968	691
	-15,5	1010	842	724	724	1447	1034
Б	-4,5	370	308	239	155	393	281
	-11,0	830	692	461	576	1036	740
	-15,0	1245	1038	675	945	1620	1157

Примечание: N_1 и N_2 – несущая способность сваи, полученная численным моделированием по методике из п.3.2 и расчетным методом по СП 24.13330 [90] соответственно; $N_{2 \text{ base}}$ и $N_{2 \text{ shaft}}$ – сопротивление сваи под нижним концом сваи и на боковой поверхности согласно СП 24.13330 [90]; P_1 и P_2 – допустимая нагрузка на сваю, полученная численным моделированием по методике из п.3.2 и расчетным методом по СП 24.13330 [90], соответственно.

Для дифференцированного анализа влияния факторов времени и нагрузки от здания на несущую способность для каждого срока эксплуатации задавалась внешняя нагрузка на сваю, которая составляла 50, 75 и 100% от допустимой нагрузки, найденной путем численного моделирования по методике из п.3.2. Увеличение несущей способности свай во времени Δ рассчитывалось как разность несущей способности в рассматриваемое время и через 25–30 дней после забивки. Результаты анализа показаны на рисунке 3.19.

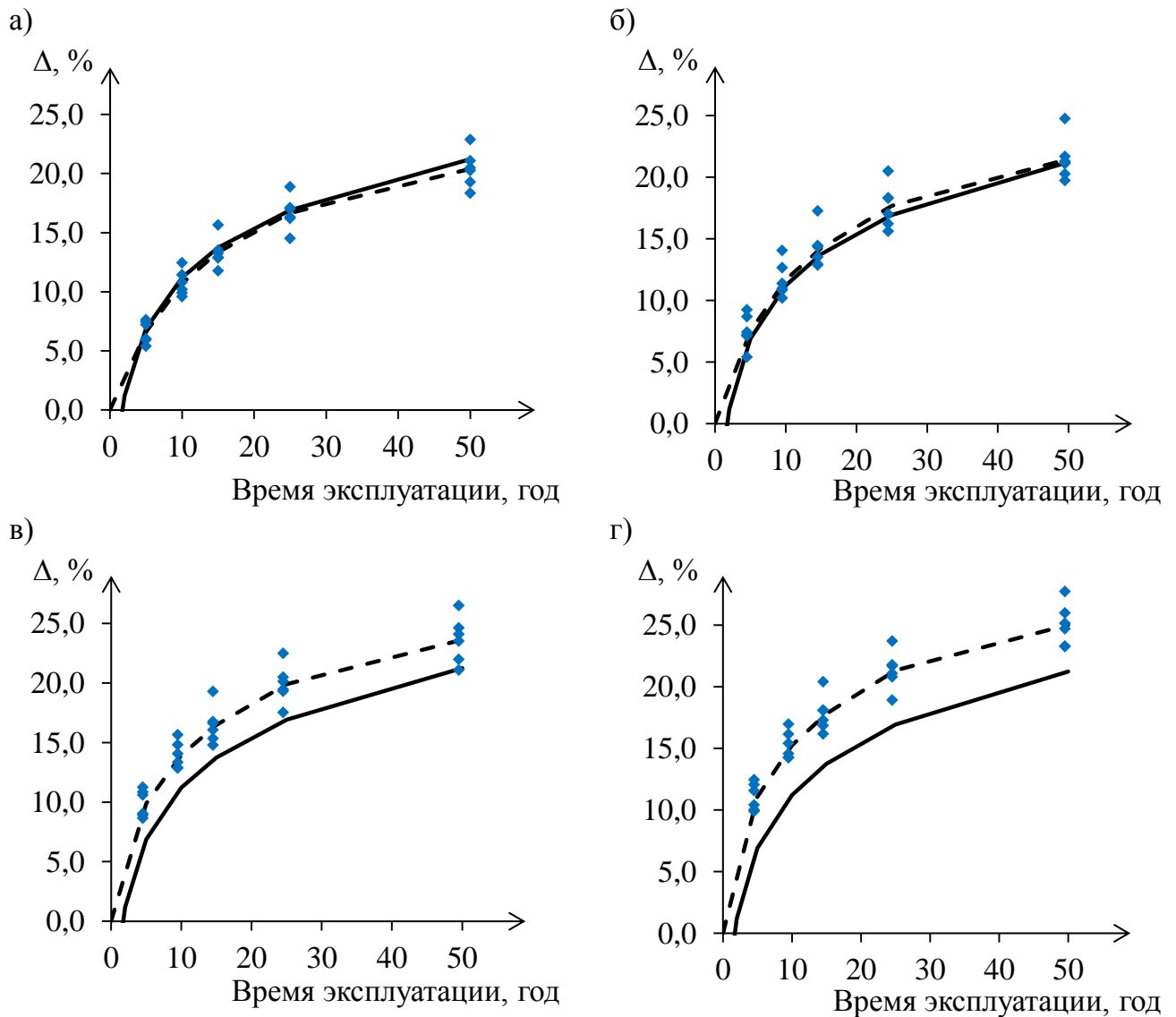


Рисунок 3.19. Анализ факторов времени и нагрузки от здания на несущую способность свай:

а – незагруженная свая; б – свая под нагрузкой, равной 50% от допустимой;

в – то же при 75%; г – то же при 100%

- ◆— — суммарное увеличение несущей способности;
- — экспериментально полученная зависимость увеличения несущей способности свай по формуле (3.11)

Прирост несущей способности сваи за счет консолидации грунта под нижним концом определялся как разность значений, полученных при моделировании сваи с рассматриваемой внешней нагрузкой и незагруженной сваи. Результаты вычислений показаны на рисунке 3.20.

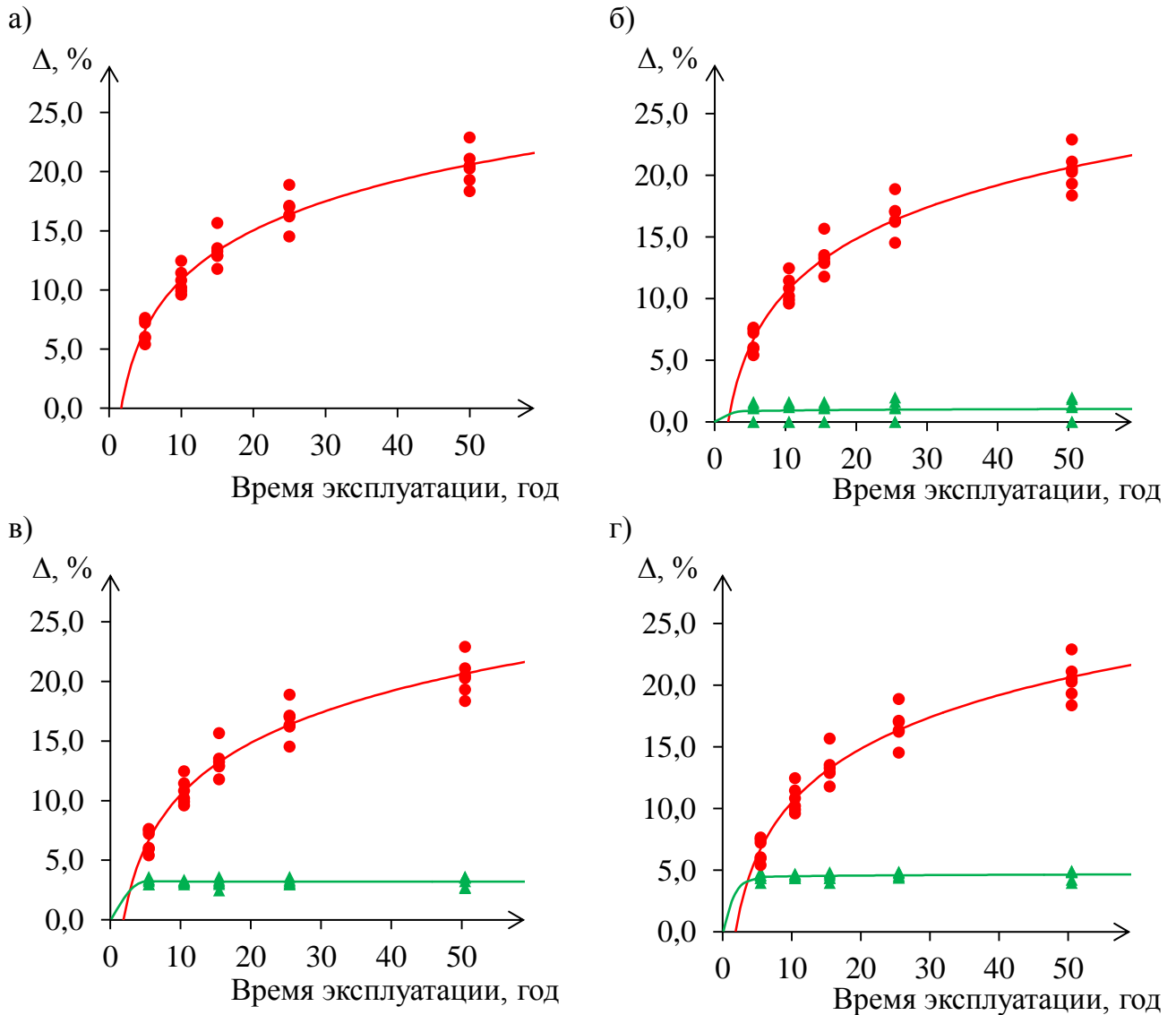


Рисунок 3.20. Анализ факторов времени и нагрузки от здания на несущую способность сваи:

а – незагруженная свая; б – свая под нагрузкой, равной 50% от допустимой;

в – то же при 75%; г – то же при 100%

▲ – увеличение сопротивления грунта под нижним концом сваи;

● – увеличение сопротивления грунта на боковой поверхности сваи;

Из рисунков 3.19–3.20 можно сделать вывод, что увеличение несущей способности сваи происходит главным образом за счет роста сопротивления на боковой

поверхности, которое обусловлено рядом факторов, подробно рассмотренных в п.1.5., а именно, ростом эффективных напряжений во вмещающем сваю грунте, усилением структурных связей между глинистыми частицами и увеличением эффективного радиуса сваи.

Расчеты показали, что консолидация грунта под нижним концом сваи по истечению 5 лет завершается на 80% 20 лет – на 95%. Таким образом, для грубой оценки несущей способности свай, находящихся в эксплуатации более 5 лет или отсутствия данных по фильтрационным свойствам грунтов консолидацию можно считать завершённой. Данное обстоятельство подтверждается равным увеличением сопротивления грунта под нижним концом сваи во всех рассматриваемых интервалах времени.

Увеличение несущей способности грунта под нижним концом сваи происходит при внешней нагрузке, превышающей сопротивление на боковой поверхности ствола сваи. При нагрузке на сваю, составляющей 25% от допустимой, осадка сваи пренебрежимо мала и дополнительные напряжения под концом сваи не возникают. Увеличение несущей способности за счёт консолидации грунта от нагрузки, равной 50, 75 и 100% от допустимой составляет в среднем 1,0, 3,2 и 4,5% соответственно.

Полученные в ходе анализа результаты прироста несущей способности позволяют сделать предварительную оценку увеличения несущей способности наиболее часто встречающихся свай в фундаментах существующих зданий г.Архангельска в любой период времени и с учетом нагрузки, действующей на сваю, например, при обосновании инвестиционной привлекательности проекта.

3.5 Выводы по третьей главе

1. Разработан алгоритм численного моделирования свай, включающий расчет напряженного состояния околосвайного грунта и зональное изменение его деформационных характеристик, повышающий точность расчета их несущей способности и позволяющий получить графики «нагрузка–осадка», схожие с результатами статических испытаний свай через 25–30 дней после забивки. Отклонение результатов вычислений от экспериментальных данных не превышает 15%.

2. Предложен алгоритм, позволяющий получить графики «нагрузка–осадка» схожие с результатами статических испытаний в фундаментах существующих зданий с учетом нагрузки на сваи и продолжительности их действия. Верификация численного расчета производилась путем сопоставления с данными натурных экспериментов. Отличие значений несущей способности свай, найденных с помощью предлагаемого численного алгоритма, от результатов натурных испытаний составляет от -12 до $+8\%$, с коэффициентом вариации 5% .

3. Применение предложенных алгоритмов численного моделирования позволило выполнить анализ прироста во времени сопротивления грунта под нижним концом и на боковой поверхности свай, в результате чего было выявлено следующее:

- наибольшее увеличение несущей способности свай происходит за счет прироста сопротивления на боковой поверхности свай;
- увеличение несущей способности грунта за счет сопротивления под нижним концом свай имеет место при внешней нагрузке, превышающей сопротивление на боковой поверхности ствола свай, и составляет не более 5% от несущей способности через $25\text{--}30$ дней после погружения свай;

4. Построены зависимости увеличения несущей способности забивных свай за счет фактора времени и нагрузки от здания, для наиболее характерных для г.Архангельска фундаментов и типов основания; их применение позволит выполнить предварительную оценку увеличения несущей способности в любой период времени и с учетом нагрузки, действующей на сваю, например, при обосновании инвестиционной привлекательности проекта.

ГЛАВА 4 СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДИКИ ИСПЫТАНИЯ СВАЙ В ФУНДАМЕНТАХ РЕКОНСТРУИРУЕМЫХ ЗДАНИЙ

В данной главе дано описание разработанных способов испытания свай в фундаментах существующих зданий и приводятся результаты опытной апробации одного из них. Выполнено теоретическое обоснование результатов, полученных при испытаниях по запатентованной методике, путем численного моделирования этапов загрузки свай. Намечены направления дальнейших исследований.

4.1 Способ испытания свай без снятия с них действующей нагрузки

Необходимость определения несущей способности свай в фундаментах существующих зданий путем статических испытаний без снятия с них действующей нагрузки обусловлена влиянием на результаты неконтролируемого перемещения ствола вверх после отделения головы сваи от ростверка, вследствие чего повторное нагружение домкратом происходит при измененном напряженно-деформированном состоянии вмещающего сваю грунта, кроме того, при обследовании зданий, особенно претерпевших деформации, вывести из работы сваю иногда не представляется возможным. Представляет проблему и срезка одной из трех свай в кусте.

На предложенный способ, в котором испытываемая свая в составе фундамента не исключается из работы, получен патент на изобретение [64].

При проведении испытаний выполняются следующие операции:

- обнажение низа ростверка и головы испытываемой сваи;
- выполнение с одного из углов сваи прорези и установка в нее домкрата;
- нагнетание рабочей жидкости в домкрат для обеспечения усилия распора:

$$N = \frac{Fa}{A}, \quad (4.1)$$

где F – расчетная нагрузка на сваю,

a – площадь поперечного сечения прорези,

A – площадь поперечного сечения ствола сваи;

- выполнение второй прорези с противоположного угла с установкой в нее второго домкрата;
- нагнетание рабочей жидкости во второй домкрат, с усилием распора, равным N ;
- подрезка рабочей арматуры в двух других углах поперечного сечения сваи;
- нагнетание рабочей жидкости с помощью одной насосной станции в два домкрата одновременно, до разрыва бетона в ослабленном сечении ствола сваи;
- наращивание ступенями нагрузки на сваю, с попутным измерением осадки.

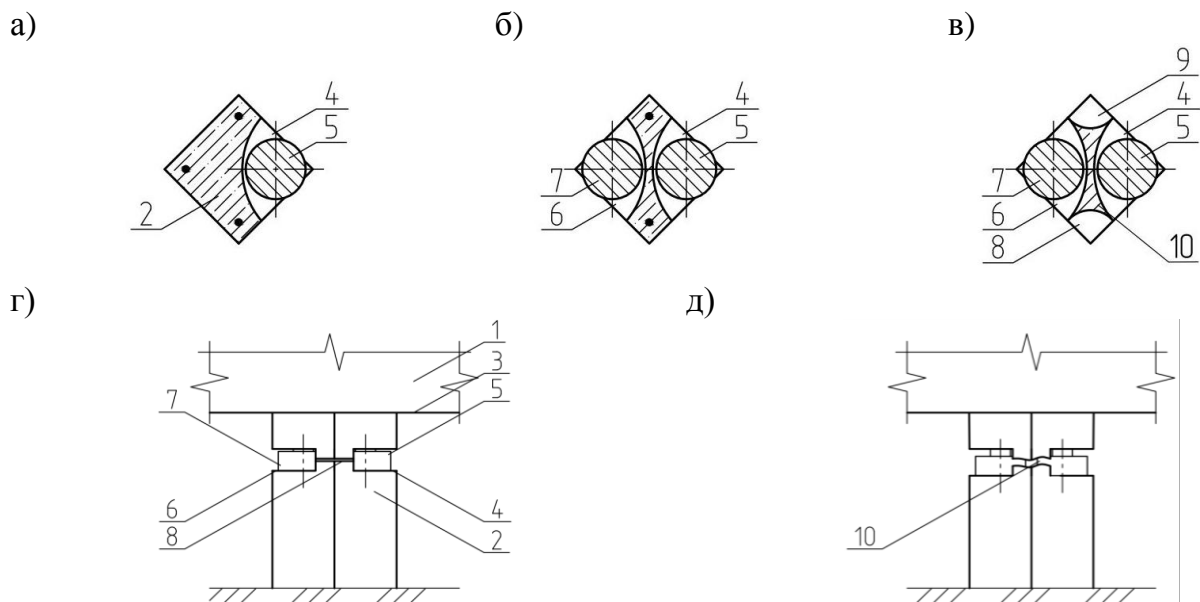


Рисунок 4.1. Схема испытаний сваи:

а – поперечное сечение сваи после выполнения первой прорези и установки в нее домкрата;

б – поперечное сечение сваи после выполнения второй прорези и установки в нее второго домкрата; в – поперечное сечение сваи после подрезки арматуры в углах;

г – вид спереди до начала нагружения сваи; д – вид спереди в ходе нагружения

1 – ростверк; 2 – свая; 3 – низ ростверка; 4,6,8,9 – прорези; 5,7 – домкраты; 10 – ослабленное сечение ствола сваи

Испытания завершают при достижении нагрузки, заданной программой испытаний, или предельных перемещений сваи. Разгрузку сваи проводят в следующем порядке:

- снижают давление рабочей жидкости в домкратах до величины N ;

- сохраняя давление в одном из домкратов, сбрасывают давление во втором и извлекают его из прорези;
- расклинивают сваю в освобожденной от домкрата прорези путем установки в нее металлических стальных вкладышей и клиньев, сбрасывают давление в оставшемся домкрате и извлекают его из прорези;
- заполняют прорезь бетонной смесью, приготовленной на быстротвердеющем цементе;
- после набора бетоном прочности убирают расклинивающий элемент и заполняют бетоном вторую прорезь.

Предлагаемый способ дает возможность проводить статические испытания сваи в составе фундамента без снятия и передачи на соседние сваи действующей на нее нагрузки. До начала испытаний напряженно-деформированное состояние вмещающего сваю массива грунта остается неизменным, благодаря чему ее несущая способность определяется с большей достоверностью.

4.2 Способ статических испытаний с учетом влияния соседних свай

Согласно действующим нормам [21] при испытании свай статической нагрузкой для исключения влияния анкерных свай расстояние от них до оси испытываемой сваи должно быть не менее $5d$ и не менее 2 м, где d – размер поперечного сечения сваи. Однако, фактически при устройстве фундаментов сваи могут размещать, на меньших расстояниях – до $3d$ [90]. В связи с этим необходимо принять во внимание возможное влияние смежных свай при проведении статических испытаний в фундаментах существующих зданий.

С учетом этого фактора предложен способ испытания статической нагрузкой, на который получен патент на изобретение [66].

Предлагаемый способ реализуется следующим образом:

- после отрывки грунта рядом с фундаментом, обнажаются низ ростверка и головы испытываемой и смежных свай;

- на расстоянии не менее $5d$ от оси испытуемой сваи устанавливается реперная система с прогибомерами;
- на испытуемой и смежных сваях крепятся приборы для измерения деформаций ствола – экстензометры [16, 33, 68];
- выполняется отделение верха испытуемой сваи от ростверка;
- в пространство между испытуемой свайей и ростверком устанавливается домкрат;
- производится нагружение сваи домкратом до момента достижения исходного напряженного состояния, что определяется по показаниям экстензометров и датчиков перемещений, тем самым определяется фактическое усилие, действовавшее на сваю до начала испытаний;
- ступенями наращивается нагрузка на испытуемую сваю, при этом регистрируются осадка сваи и изменение напряжений в ее стволе, а также в стволах смежных свай.

Испытания завершают при достижении нагрузки, заданной программой испытаний, или предельных перемещений сваи. Схема испытаний свай представлена на рисунке 4.2.

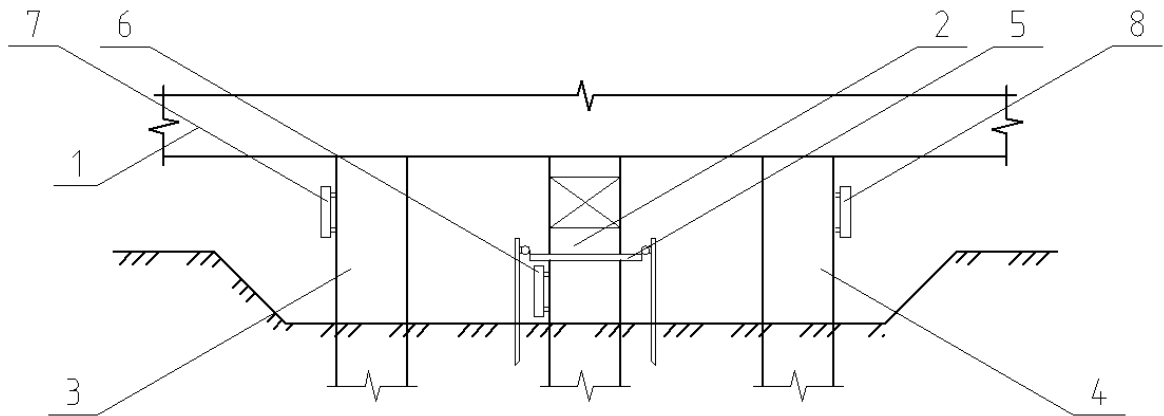


Рисунок 4.2. Схема испытаний свай

1 – ростверк; 2 – испытуемая свая; 3,4 – смежные сваи; 5 – реперная система;
6,7,8 – экстензометры

По данным испытаний строят график «нагрузка–осадка» и определяют несущую способность сваи с учетом влияния соседних свай, F_u^* , а также резерв несущей способности ΔV :

$$F_u^* = F_u - \sum_{i=1}^n \Delta N_i, \quad (4.2)$$

$$\Delta V = F_u^* - N_0, \quad (4.3)$$

где F_u – нагрузка заданная программой испытаний или полученная при предельных перемещениях сваи;

ΔN_i – разница между конечным и начальным усилием в смежных сваях;

N_0 – фактическое усилие, действовавшее на сваю до начала испытаний.

Дозагрузка смежных свай, то есть часть усилия, переданное домкратом воспринимают смежные сваи, а значит, несущая способность окажется меньше на величину нагрузки, переданную соседним сваям (рисунок 4.3).

а)

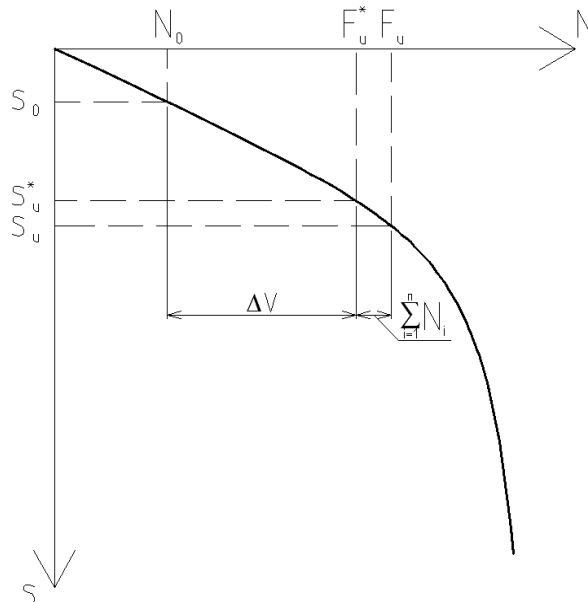


Рисунок 4.3. Результаты испытаний в виде графика зависимости осадки сваи от нагрузки

Предлагаемый способ испытания свай статической нагрузкой позволяет определять их несущую способность в фундаментах существующих зданий с учетом влияния на испытываемую сваю соседних свай. Кроме того, в ходе испытаний определяют фактическую нагрузку, действующую на испытываемую сваю в составе фундамента, что является необходимым условием разработки проекта реконструкции сооружения.

4.3 Применение способа статических испытаний свай без снятия с них действующей нагрузки

Первый из способов испытания свай был апробирован в ходе предпроектных работ по реконструкции трех кирпичных зданий в г.Архангельске и г.Северодвинске. На каждом объекте проведены статические испытания двух свай. Испытания первой сваи проводились согласно ГОСТ 5686–2012 [21]. Перед проведением испытаний выполнялась срубка головы сваи на высоту 200 мм. Испытания прекращали при достижении осадки свай, превышающей 24 мм, что соответствует требованиям СП 24.13330.2011 [90]. Испытания второй сваи выполнялись по методике, описанной в п. 4.1, критерии стабилизации и максимальная осадка были, приняты как и для первой испытываемой сваи

Первый объект: административное кирпичное здание 1976 года постройки в г.Северодвинске. Сваи сечением 30×30 см, длиной 7 метров.

Испытание первой сваи по ГОСТ 5686–2012 [21] представлено на рисунке 4.4.



Рисунок 4.4. Испытания первой сваи по ГОСТ 5686–94 [21]

Этапы испытания по методике, описанной в п. 4.1, представлены на рисунке 4.5. Усилие распора N , вычисленное по формуле (4.1) составляло 125 кН.

При проведении испытаний сваи №2 по предлагаемой методике ее перемещение до момента достижения нагрузки 300 кН составляло 0 мм, при дальнейшем нагнетании рабочей жидкости в домкраты произошел разрыв бетона в ослабленном сечении ствола.

а)



б)



в)



г)



Рисунок 4.5. Проведение испытаний сваи без снятия действующей нагрузки:

а – выполнение первой прорези; б – установка первого домкрата;

в – установка второго домкрата; г – разрыв бетона в ослабленном сечении при выполнении испытаний

В ходе испытаний предельное сопротивление свай №1 и №2 составило 950 и 1000 кН соответственно. Кривые «нагрузка–осадка» представлены на рисунке 4.6.

Допустимая нагрузка на сваю P_d определялась по формуле:

$$P_d = \frac{F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_{c,g}}, \quad (4.4)$$

где F_d – несущая способность свай,

γ_n – коэффициент надежности по назначению здания, 1,0;

γ_k – коэффициент надежности по грунту, 1,2.

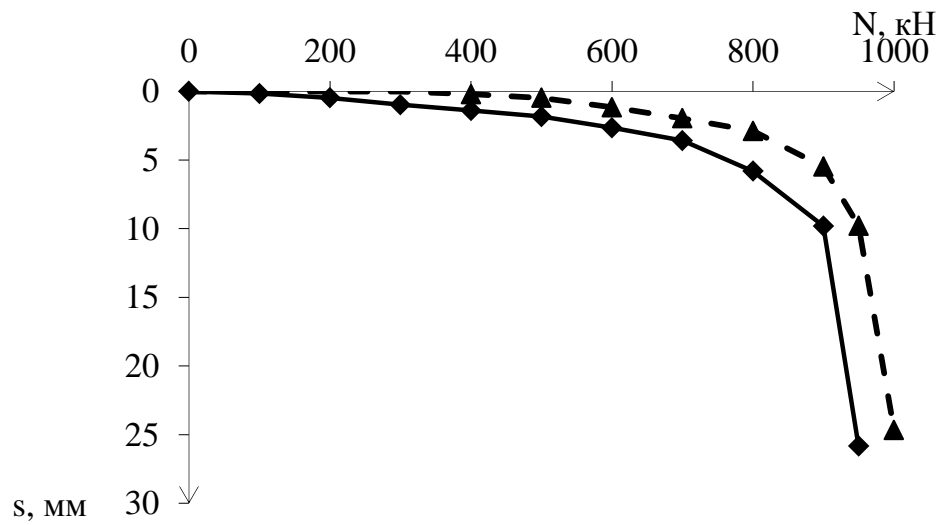


Рисунок 4.6. Результаты испытания свай

—◆— свая №1 -▲- свая №2

Допустимая нагрузка на сваи №1 и 2 составила 750,0 и 791,7 кН соответственно.

Второй объект: административное кирпичное здание 1970 года постройки в г.Архангельске. Сваи сечением 30×30 см, длиной 5 метров,.

а)



б)



Рисунок 4.9. Испытания свай статической вдавливающей нагрузкой:

а – по ГОСТ 5686–2012 [21]; б – по методике [64]

Испытания свай по ГОСТ 5686–2012 [21] и методике, описанной в п. 4.1, представлены на рисунках 4.7,а и 4.7,б, соответственно.

Усилие распора N , вычисленное по формуле (4.1) составляло 275 кН. Разрыв в ослабленном сечении бетона сваи произошел при достижении нагрузки 500 кН.

В ходе испытаний предельное сопротивление свай №1 и №2 составило 800 и 850 кН, соответственно. Кривые «нагрузка–осадка» представлены на рисунке 4.10.

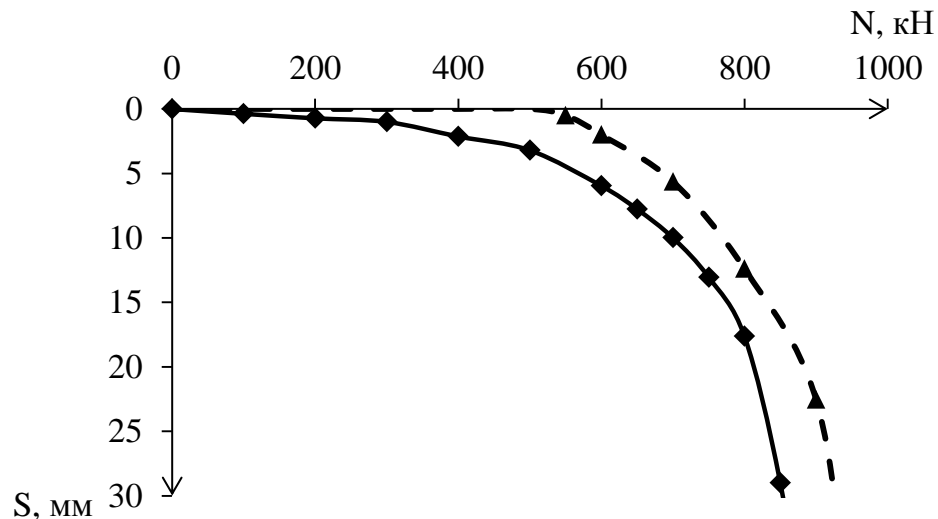


Рисунок 4.10. Результаты испытания свай

—◆— свая №1 -▲- свая №2

Допустимая нагрузка на сваи №1 и №2, найденная по формуле (4.4), составила 666,6 и 708,3 кН, соответственно.

Третий объект: административное кирпичное здание 2003 года постройки в г.Архангельске. Сваи сечением 30×30 см, длиной 12 метров.

Испытания свай по ГОСТ 5686–2012 [21] и методике, описанной в п.4.1, представлены на рисунках 4.11,а и 4.11,б, соответственно.

Усилие распора N , вычисленное по формуле (4.1) составляло 250 кН. Разрыв в ослабленном сечении бетона сваи произошло при достижении нагрузки 500 кН.

В ходе испытаний предельное сопротивление свай №1 и №2 составило 650 и 700 кН, соответственно. Кривые «нагрузка–осадка» представлены на рисунке 4.12.

Допустимая нагрузка на сваи №1 и 2, рассчитанная по формуле (4.4), составила 541,7 и 583,3 кН, соответственно.

а)



б)



Рисунок 4.11. Испытания свай статической вдавливающей нагрузкой:

а – по ГОСТ 5686–2012 [21]; б – по методике [64]

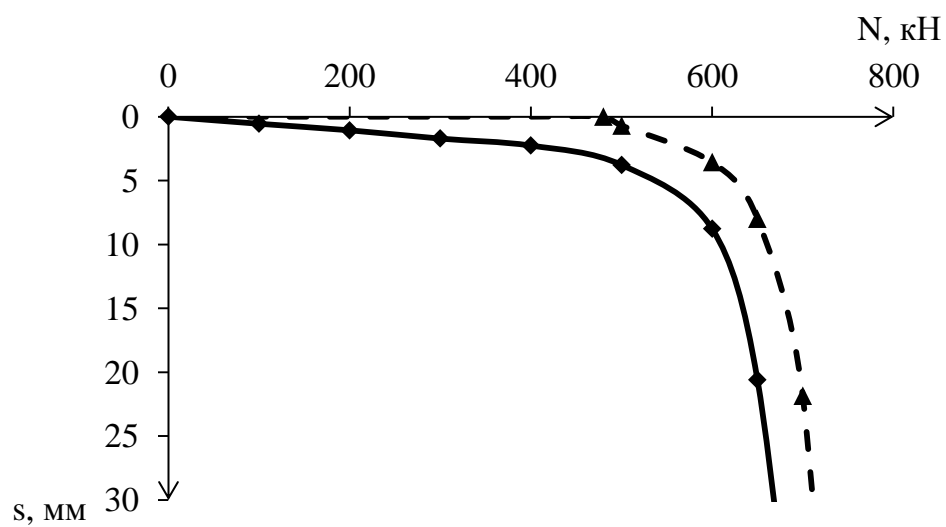


Рисунок 4.12. Результаты испытания свай

—◆— свая №1 -▲- свая №2

Предельное сопротивление свай, испытанной по предложенному способу [64], оказалось от 5 до 7,1% больше, чем для свай, испытанных по ГОСТ 5686–2012 [21].

4.4 Численное моделирование испытаний свай без снятия с них действующей нагрузки

Для теоретического обоснования и дальнейшего использования результатов, полученных при испытаниях свай в фундаментах существующих зданий по запатентованной методике [64], и стандартными испытаниями по ГОСТ 5686–2012 [21] выполнено численное моделирование этапов загрузки сваи в программном комплексе PLAXIS 3D.

На рисунке 4.13 представлены инженерно–геологические условия на рассматриваемых объектах. Для г.Северодвинска (объект №1) характерно чередование мелких и пылеватых заиленных песков различной плотности с прослойками слабых грунтов (рисунок 4.13,а).

Согласно п.2.1 объекты №2 и №3 расположены на типах основания А и Б, соответственно, сваи погружены в ледниковые суглинки верхнего горизонта (рисунок 4.13,б–в). Характеристики грунтов основания определены в ходе инженерно–геологических изысканий.

Из–за существенного отличия инженерно–геологических условий г.Северодвинска, расчет производился лишь для объектов №2 и №3, находящихся в г.Архангельске. На указанных объектах расстояние между сваями составляло 1,40 и 1,55 м, соответственно. Ранее выполненные численные эксперименты показали, что при расстоянии между осями свай превышающем $(4...4,2)d$, где d – размер поперечного сечения сваи, влияние соседних свай друг на друга пренебрежимо мало, поэтому влияние смежных свай в расчете не учитывалось. Результаты численного моделирования для объекта №2 и №3 представлены на рисунке 4.14.

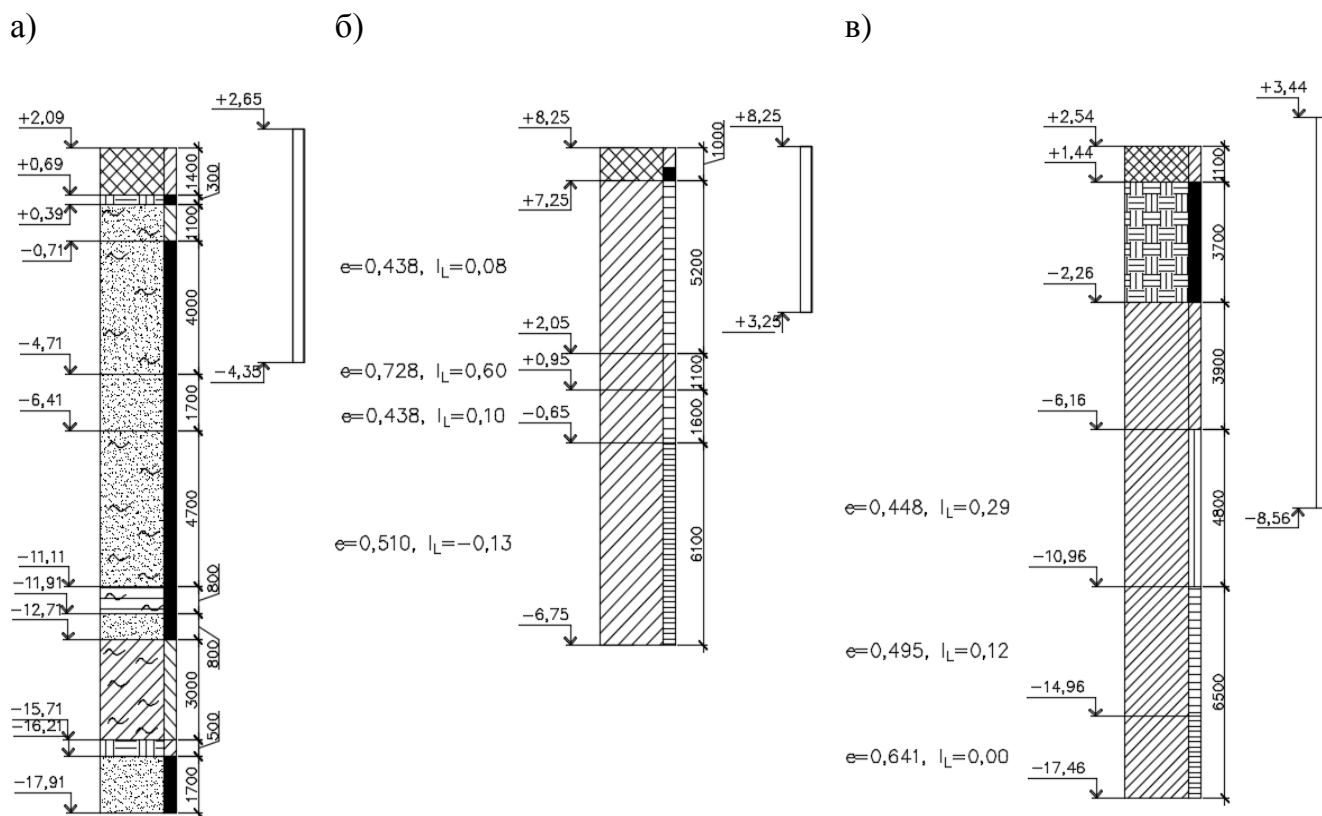


Рисунок 4.13. Инженерно–геологические условия на объектах реконструкции:

а – объект №1; б – объект №2; в – объект №3

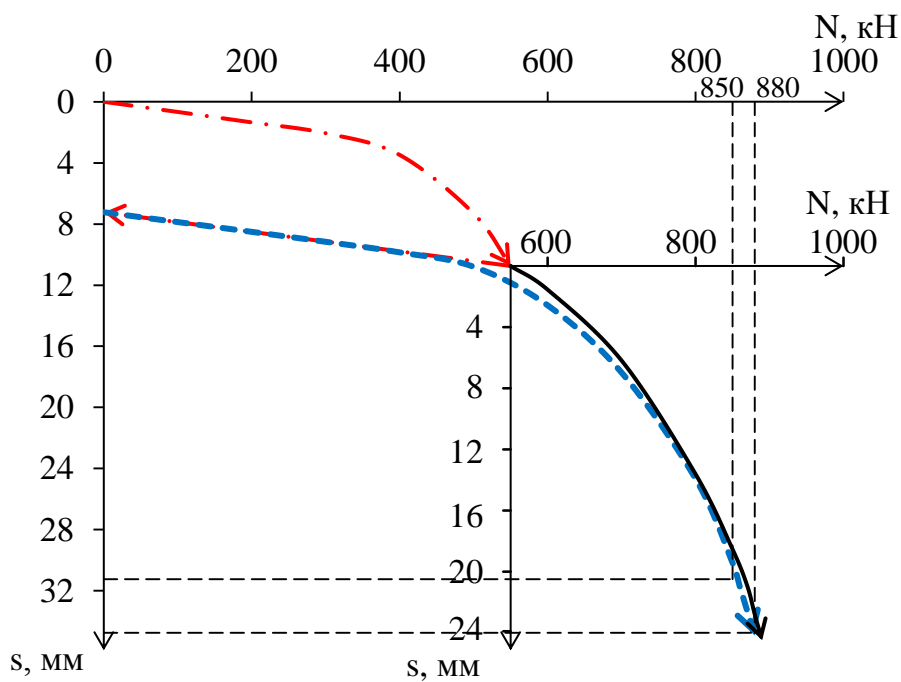
Для оценки перемещения сваи от нагрузки, действующей от здания, до момента срезки был применен алгоритм численного моделирования, описанный в п.3.2, то есть осадка сваи определялась путем определения напряженного состояния околосвайного грунта и зонального изменения его деформационных характеристик. Коэффициент контакта ствола сваи с грунтом R_{inter} был задан равным 0,66.

Остаточные и упругие деформации после срезки головы сваи в численной модели были определены путем применения значений коэффициента R_{inter} , найденные по полученной ранее зависимости (3.8), которая учитывала время эксплуатации здания.

Начальная загрузка и разгрузка сваи на рисунке 4.14 показана красной штрихпунктирной линией.

Очевидно, что при испытаниях по ГОСТ 5686–2012 [21] перемещения, зафиксированные прогибомерами, будут откладываться по оси ординат от точки со значением осадки, равным остаточной деформации после разгрузки сваи. График «нагрузка–осадка» был получен по алгоритму, описанному в п.3.3, на рисунке 4.14 кривая нагружения показана, синей пунктирной линией.

а)



б)

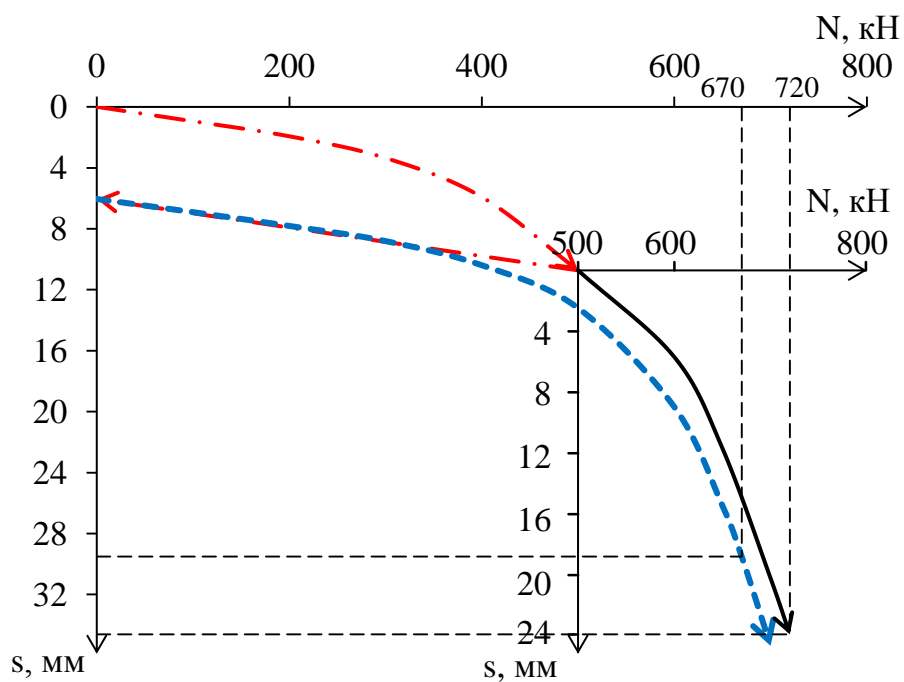


Рисунок 4.14. Численное моделирование испытаний свай:

- · — · — кривая «нагрузка–осадка–разгрузка»;
- — — — кривая «нагрузка–осадка», полученная по ГОСТ 5686–2012 [21] при проведении испытаний в фундаменте существующего здания
- — — — кривая «нагрузка–осадка», полученная при проведении испытаний в фундаменте существующего здания по методике [64]

а – объект №2; б – объект №3

Запатентованная методика испытаний свай [64] позволяет определять несущую способность без перемещений, возникающих при снятии нагрузки. Для учета этого фактора деформации от нагрузки, действующей на сваю при численном расчете, обнулялись. На графиках, показанных на рисунке 4.14, построена новая система координат с началом в точке, находящейся на графике начальной загрузки сваи и значением по оси абсцисс, равным действовавшей на сваю нагрузке.

Во всех случаях за значение предельного сопротивления сваи была принята нагрузка, под воздействием которой испытываемая свая получила осадку 24 мм в новой системе координат. По графикам видно, что для перемещения сваи на 24 мм по методике [64] необходимо приложить к свае большее усилие, которое и следует принять за несущую способность сваи.

Очевидно, что эффект от применения запатентованной методики [64] выше в тех случаях, когда испытания свай проводят после длительного периода эксплуатации здания, так как за это время происходит значительный рост прочностных и деформационных свойств околосвайного грунта. Вероятно, что разгрузка сваи и неконтролируемое перемещение ее вверх после отделения от ростверка снижает силы трения на контакте ствола сваи с грунтом. В случаях, когда большая часть действующей нагрузки передается через нижний конец сваи, после разгрузки происходит разуплотнение грунта, а, значит, повторное загрузке сваи происходит в несколько худших условиях, по сравнению со сформировавшимися за время эксплуатации фундамента.

Несущая способность свай, полученная численным моделированием этапов загрузке по методике [64] и по ГОСТ 5686–2012 [21] на втором объекте составила 880 и 850 кН, на третьем объекте – 720 и 670 кН, соответственно. Максимальные величины нагрузки, полученные в ходе статических испытаний свай по тем же методикам, на втором объекте составили 800 и 850 кН, на третьем объекте – 680 и 700 кН, соответственно.

Небольшое расхождение опытных и расчетных данных можно объяснить допущениями модели Мора–Кулона, применяемой в численном расчете, которая не позволяет получить остаточные деформации, вызванные упрочнением грунта, а также погрешностью в определении несущей способности в полевых экспериментах, обусловленные пределом точности измерений давления манометром.

Представленное численное моделирование этапов испытаний свай статической вдавливающей нагрузкой по ГОСТ 5686–2012 [21] и по запатентованной методике [64] в ПБК PLAXIS 3D позволило теоретически обосновать экспериментальные зависимости, полученные в ходе полевых работ.

4.5 Перспективы дальнейшей разработки темы

Учитывая результаты представленных исследований, можно сформулировать возможные направления будущей научной работы:

1. Экспериментальные исследования физических явлений, приводящих к увеличению несущей способности свай в глинистых грунтах в течение десятилетий, а именно, уплотнения и консолидации грунта вмещающего сваю, усиления в нем структурных связей, а также геохимических реакций протекающих на контакте «ствол сваи – грунт».
2. Практическая проверка эффективности использования представленного в работе численного алгоритма расчета в различных инженерно–геологических условиях и калибровка поправочных коэффициентов.
3. Разработка единого корреляционного уравнения для определения несущей способности свай длительное время находящихся под нагрузкой, погруженных в глинистые грунты любого генезиса, с учетом времени эксплуатации сооружения и величины действующих в здании нагрузок.

4.6 Выводы по четвертой главе

1. Разработан и запатентован способ испытаний свай статической нагрузкой в фундаментах существующих зданий, позволяющий определять их несущую способность, не выключая испытываемую сваю из работы и не допуская ее перемещений

вверх, сохраняя тем самым напряженное состояние вмещающего сваю массива грунта, сформировавшееся за время эксплуатации здания.

2. Экспериментально доказано и подтверждено путем численного моделирования большее предельное сопротивление сваи при статических испытаниях в фундаментах существующих зданий по методике, исключающей разгрузку сваи. Предельное сопротивление сваи, испытанной по предложенному способу, оказалось на 5–7% выше, чем по ГОСТ, что в пересчете на все свайное поле может дать существенный экономический эффект.

3. Разработан и запатентован способ испытаний свай статической нагрузкой в фундаментах существующих зданий, позволяющий определять фактическую нагрузку на испытываемую сваю в составе фундамента и учитывать влияние соседних свай.

4. В результате анализа и обобщения результатов, выполненных экспериментальных и теоретических исследований сформулированы возможные направления дальнейших исследований по рассматриваемой тематике.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам выполненного диссертационного исследования сделаны следующие выводы:

1. Лабораторные исследования ледниковых и морских суглинков, используемых в качестве основания свайных фундаментов в г. Архангельске, позволили выявить корреляционные зависимости одометрического модуля деформации для напряжений до 600 кПа и коэффициента Пуассона от показателя текучести грунтов и коэффициента пористости; использование указанных зависимостей делает возможным сократить продолжительность и стоимость инженерно-геологических изысканий при проектировании свайных фундаментов методом численного моделирования.

2. Экспериментально доказано, что грунты основания свайных фундаментов в г. Архангельске являются незначительно переуплотненными и при расчете их напряженно-деформированного состояния может использоваться модель Мора–Кулона, применение более сложных моделей, которые учитывают коэффициент переуплотнения, является необязательным.

3. Разработан и верифицирован алгоритм численного моделирования напряженно-деформированного состояния вмещающего сваю массива грунта, позволяющий получить зависимости «нагрузка–осадка», схожие с результатами натурных экспериментов по статическим испытаниям свай для свай через 25–30 дней после погружения; погрешность прогноза несущей способности свай не превышает $\pm 15\%$.

4. Разработан и верифицирован алгоритм численного моделирования статических испытаний свай в фундаментах существующих зданий, в котором кроме свойств грунтов основания, размеров свай и расстояния между ними, учитываются нагрузки на сваи и продолжительность их действия; верификация результатов моделирования производилась путем их сопоставления с данными испытаний свай, находящихся в составе действующих фундаментов зданий в течение 2...39 лет; погрешность прогноза несущей способности находится в интервале от -12 до +8%. Внедрение в практику предложенных алгоритмов расчета позволит получить для забивных свай зависимости «нагрузка–осадка», близкие к данным полевых

исследований, повысить надежность реконструируемых сооружений и выполнить предварительную оценку увеличения несущей способности в любой период времени и с учетом нагрузки, действующей на сваю, например, при обосновании инвестиционной привлекательности проекта.

5. Численными экспериментами на основе апробированных алгоритмов установлено, что наибольшее увеличение несущей способности свай в фундаментах существующих зданий происходит за счет прироста сопротивления грунта на боковой поверхности, увеличение сопротивления грунта под нижним концом сваи происходит лишь при внешней нагрузке, превышающей сопротивление на боковой поверхности ствола сваи.

6. Разработан и апробирован способ испытания свай в составе существующего фундамента, позволяющий сохранить сформировавшееся за время эксплуатации здания напряженное состояние вмещающего сваю массива грунта и тем самым повысить достоверность определения несущей способности; эффективность применения предложенного способа испытаний подтверждена численным моделированием и натурными экспериментами. Разработан способ испытаний свай статической нагрузкой в фундаментах существующих зданий, позволяющий определять несущую способность с учетом влияния соседних свай.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Абелев, М. Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М. Ю. Абелев. – Москва : Стройиздат, 1983. – 248 с.
2. Агишев, А. И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми испытаниями глинистых грунтов / А. И. Агишев // Основания и фундаменты. – 1957. – № 20. – С. 3–6
3. Алексеев, С. А. Оценка результатов определения расчётной нагрузки на сваю, работающую в составе несущей конструкции / С. А. Алексеев, Л. К. Тихомирова // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2002. – № 5. – С. 120–124.
4. Анненков, А. П. Исследование работы свай в условиях заторфованных грунтов и торфов / А. П. Анненков, А. Н. Тетиор // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях : тез. докл. науч.-техн. семинара. – Ленинград : Изд-во НТО ЖТ, 1974. – С. 5–8.
5. Бахолдин Б. В. Исследование природы увеличения несущей способности свай, погруженных в глинистые грунты / Б. В. Бахолдин, А. В. Бессмертный, П. И. Ястребов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. – № 2. – С. 18–21.
6. Бахолдин Б. В. Исследование особенностей сопротивления грунтов в основании збивных свай / Б. В. Бахолдин, П. И. Ястребов, Л. П. Чащихина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. – № 2. – С. 2–6.
7. Бартоломей, А. А. Аналитическое и экспериментальное определение соотношения между несущей способностью боковой поверхности и сопротивлением подошвы ленточных свайных фундаментов / А. А. Бартоломей // Проектирование, строительство и эксплуатация зданий и сооружений : сб. науч. тр. – Пермь, 1970. – С. 20–31.
8. Бартоломей, А. А. Осадки однорядных свайных фундаментов / А. А. Бартоломей, Н. М. Дорошкевич // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. – № 5.
9. Бартоломей, А. А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А. А. Бартоломей, И. М. Омельчак, Б. С. Юшков. – Москва : Стройиздат, 1994. – 384 с.

10. Бекбасаров, И. И. Оценка влияния параметров свай и штампов на их погружаемость и несущую способность фундаментных конструкций / И. И. Бекбасаров, Г. И. Исаков, А. Аманбай. – Тараз : [б.и.], 2014. – 146 с.
11. Бекбасаров, И. И. Погружаемость и энергоёмкость забивки свай и штампов / И. И. Бекбасаров, Г. И. Исаков, А. Аманбай. – Саарбрюккен : [б.и.], 2014. – 199 с.
12. Березанцев, В. Г. Несущая способность и деформации свайных фундаментов / В. Г. Березанцев, В. С. Христофоров, В. Н. Голубков // Докл. к V междунар. конгр. по механике грунтов и фундаментостроению. – Москва : Строиздат, 1961. – С. 141–149.
13. Болдырев, Г. Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса : монография / Г. Г. Болдырев. – Пенза : ПГУАС, 2008. – 696 с.
14. Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений / Е. Н. Беллендир [и др.]. – Санкт–Петербург : ОАО ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 2003. – Т. 1. – 553 с.
15. Веселов, В. А. Проектирование оснований и фундаментов : (основы теории и примеры расчета) : учеб. пособие / В. А. Веселов. – 2–е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1978. – 215 с.
16. Втюрин, М. Ю. Экспериментальные исследования при обосновании прочностных и ресурсных характеристик элементов конструкций / М. Ю. Втюрин [и др.] // Тр. науч. конгр. 13–го российского архитектурно–строительного форума. – Нижний Новгород : НГАСУ, 2016. – С. 33–35.
17. Голубев, А. И. Выбор модели грунта и её параметров в расчетах геотехнических объектов [Электронный ресурс] \ А. И. Голубев, А. В. Селецкий \ Режим доступа: <http://www.nipinfor.ru/publications/10063>
18. ГОСТ 12248–2010. Грунты. Методы лабораторного определения характеристик прочности и деформируемости. – Введ. 2012–01–01. – Москва : Стандартиформ, 2011. – 77 с.
19. ГОСТ 12536–2014. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. – Введ. 2015–07–01. – Москва : Стандартиформ, 2015. – 18 с.
20. ГОСТ 20522–2012. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. – Введ. 2013–07–01. – Москва : Стандартиформ, 2013. – 16 с.

21. ГОСТ 5686–2012. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – Введ. 2013–07–01. – Москва : Стандартинформ, 2014. – 42 с.
22. ГОСТ 5686–69. Сваи и сваи оболочки. Методы полевых испытаний. – Введ. 1970–01–01. – Москва : Издательство стандартов, 1980. – 24 с.
23. ГОСТ 5686–78. Сваи. Методы полевых испытаний. – Введ. 1979–01–01. – Москва : Издательство стандартов, 1978. – 24 с.
24. ГОСТ 5686–94. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – Введ. 1996–01–01. – Москва : Межгосударственная научно–техническая комиссия по стандартизации и техническому нормированию в строительстве, 1996. – 51 с.
25. Джанузаков, Б. Б. К вопросу моделирования сейсмических колебаний грунтов для изучения взаимодействия системы «грунт – фундамент – сооружение» / Б. Б. Джанузаков // Основания и фундаменты : межведомств. сб. науч. тр. – Пермь, 1979. – С. 62–68.
26. Джанузаков, Б. Б. О методике экспериментальных исследований моделей ленточных свайных фундаментов с имитацией сейсмических нагрузок микровзрывами / Б. Б. Джанузаков // Строительные конструкции : сб. науч. тр. – Пермь, 1975. – С. 34–38.
27. Джанузаков, Б. Б. Об изменчивости декремента затухания пригоризонтальных колебаний свай / Б. Б. Джанузаков, М. Н. Байтемиров // Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР : тр. 2–й Всесоюз. конф. – Пермь, 1991. – С. 53–54.
28. Дзагов, А. М. Совершенствование методики испытаний свай статическими нагрузками / А. М. Дзагов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2004. – № 4. – С. 29–31.
29. Димов, Л. А. Несущая способность свай в глинистых грунтах по результатам расчетов и полевых испытаний / Л. А. Димов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 3. – С. 26–29.
30. Дорошкевич, Н. М. Результаты экспериментальных исследований работы длинных свай на моделях в эквивалентных смесях / Н. М. Дорошкевич, О. К. Югай // Совершенствование технологии работ нулевого цикла с использованием средств механизации и авторизации : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Уфа, 1981. – С. 101–104.

31. Дроневи́ч, А. Ю. Особенности учета изменчивости свойств грунтов в процессе погружения забивных свай на их несущую способность / А. Ю. Дроневи́ч, П. С. Пойта, П. В. Шведовский // Вестник Брестского государственного университета. – 2012. – № 1. – С. 77–83.
32. Дыба, В. П. Оценка несущей способности забивных свай по результатам решения задачи о расширении цилиндрической полости ОФМГ / В. П. Дыба, Е. Г. Скрибин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 6. – С. 10–13.
33. Ершова, А. Ю. Экспериментальные исследования полимерных композитов с мелкодисперсным наполнителем (испытания на растяжение – сжатие) / А. Ю. Ершова, М. М. Мартиросов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2014. – № 5. – С. 61–69.
34. Жусупбеков, А. Ж. К расчёту одиночной сваи в водонасыщенных грунтах / А. Ж. Жусупбеков, А. С. Жабулин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2006. – № 1. – С. 7–10.
35. Знаменская, Е. П. О влиянии вертикальной пригрузки на работу горизонтально нагруженных кустов свай / Е. П. Знаменская, А. В. Коннов // Совершенствование технологии работ нулевого цикла с использованием средств механизации и автоматизации : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Уфа, 1981. – С. 98–100.
36. Знаменский, В. В. Сравнение результатов натурных экспериментов с расчетами, выполненными при помощи конечноэлементной программы PLAXIS 3D Foundation для забивных свай в глинистых грунтах / В. В. Знаменский, А. М. Рузаев, И. Н. Полинков // Вестник МГСУ. – 2008. – № 2. – С. 3–14.
37. Инженерная геология СССР : в 8 т. / ред. И. С. Коморова. – Москва : Изд-во МГУ, 1978. – 8 т.
38. Исследования на моделях забивных свай : состояние вопроса / И. И. Бекбасаров [и др.] // Геотехника. – 2016. – № 3. – С. 50–59.
39. Каширский, В. И. Сравнительный анализ деформационных характеристик грунтов, получаемых лабораторными и полевыми методами / В. И. Каширский // Геотехника. – 2014. – № 5–6. – С. 32–44.
40. Коваленко, Н. М. Осадка территории г. Архангельска от осушения. / Н. П. Коваленко, Я. Ю. Марко // Социально–экологические проблемы Европейского севера : сб. ст. – Архангельск, 1991. – С. 64.

41. Коваленко, Н. П. Особенности организации строительства в сложных инженерно–геологических условиях г. Архангельска / Н. П. Коваленко, А. Н. Федотов // Комплексное использование лесных ресурсов и их воспроизводство на Европейском Севере : тез. докл. к науч.–техн. конф. – Архангельск, 1979. – С. 72
42. Коваленко, Н. П. Предпостроечное уплотнение торфяной залежи / Н. П. Коваленко, А. Д. Худяков, В. С. Гореликов. – Архангельск : Сев.–Зап. кн. изд–во, 1971. – 97 с.
43. Кулиев, Р. Ш. Исследование работы кустов свай в песчаных грунтах / Р. Ш. Кулиев // Совершенствование технологии работ нулевого цикла с использованием средств механизации и автоматизации : тез. докл. и сообщ. Всесоюз. конф. – Уфа, 1981. – С.83–84.
44. Кушмир, С. Я. Закономерности деформирования грунтов в околосвайном пространстве / С. Я. Кушмир, Н. Ю. Стефлюк // Тр. IV Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Пермь, 1994. – Ч. 2. – С. 46–50.
45. Мангушев, Р. А. Разработка информационно–поисковой системы определения несущей способности свай на базе данных полевых статических испытаний / Р. А. Мангушев // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 4 (45). – С. 63–65.
46. МГСН 2.07–01. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – Введ. 2003–04–22. – Москва : [б.и.], 2003. – 56 с.
47. Месчан, С. Р. Начальная и длительная прочность глинистых грунтов / С. Р. Месчан. – Москва : Недра, 1978. – 207 с.
48. Метс, М. Определение несущей способности свай с помощью статических и динамических испытаний / М. Метс, Е. Мусатова // Геотехника Беларуси : наука и практика : материалы междунар. науч.–техн. конф., посвящ. 60–летию каф. оснований и фундаментов и инженерной геологии и 90–летию со дня рождения проф. Юрия Александровича Соболевского. – Минск : БНТУ, 2013. – Ч. 2. – С. 178–194.
49. Натуральные исследования влияния вдавливания свай на массив грунта и ранее погруженные сваи / Е. М. Парлей [и др.] // Тр. V Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Москва, 1996. – С. 127–130.
50. Невзоров, А. Л. Город на болоте : монография / А. Л. Невзоров, А. В. Никитин, А. В. Заручевных. – Архангельск : ИПЦ САФУ, 2012. – 157 с.

51. Невзоров, А. Л. Обеспечение устойчивого функционирования системы «основание – техногенная среда» в сложных инженерно–геологических условиях : дис. ... докт. техн. наук / А. Л. Невзоров. – Архангельск, 2004. – 252 с.
52. Невзоров, А. Л. Опыт устройства свайных фундаментов в инженерно–геологических условиях Архангельска / А. Л. Невзоров, В. И. Раковский // Тр. V Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Москва, 1996. – Т. 3. – С. 98–103.
53. Несмелов, Н. С. Применение метода эквивалентных материалов к моделированию системы «свая – грунт» / Н. С. Несмелов // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях : тез. докл. науч.–техн. семинара. – Ленинград, 1974. – С. 77–79.
54. Никитин, А. В. Геотехническое обеспечение проектирования объектов городской инфраструктуры на заторфованных основаниях : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / А. В. Никитин; Перм. гос. техн. ун–т. – Пермь 2006. – 24 с.
55. Новожилов, Г. Ф. Исследование характера деформирования различных глинистых грунтов при ударном погружении свай / Г. Ф. Новожилов // Проектирование и возведение фундаментов транспортных зданий и сооружений из свай и оболочек в сложных грунтовых условиях : тез. докл. науч.–техн. семинара. – Ленинград, 1974. – С. 25–31.
56. Новский, А. В. О повышении несущей способности свай во времени / А. В. Новский, Л. А. Логинова // Геотехника Беларуси : наука и практика : материалы междунар. науч.–техн. конф., посвящ. 60–летию каф. оснований и фундаментов и инженерной геологии и 90–летию со дня рождения проф. Юрия Александровича Соболевского. – Минск : БНТУ, 2013. – Ч. 1. – С. 328–333.
57. Обследование свайных фундаментов при надстройке зданий / А. В. Улыбин [и др.] // Инженерно–строительный журнал. – 2014. – № 4. – С. 17–27.
58. Особенности возведения зданий на свайных фундаментах в инженерно–геологических условиях Архангельска : сб. науч. тр. / В. И. Раковский [и др.] // Тр. IV Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Пермь : ПГТУ, 1994. – С. 127–130.

59. Осокин, А. И. Передача на сваи дополнительной нагрузки в условиях реконструкции : автореф. дис. ... канд. тех. наук : 05.23.02. / А. И. Осокин. – Санкт–Петербург, 1995. – 19 с.
60. Оффрихтер, В. Г. Численное моделирование взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом / В. Г. Оффрихтер // Труды V Междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Москва, 1996. – Т 1. – С.124–126.
61. Оценка несущей способности свай при строительстве и реконструкции зданий в г. Архангельске / А. Л. Невзоров [и др.] // Развитие городов и геотехническое строительство : тр. междунар. конф. по геотехнике. – Санкт–Петербург : Георекострукция–Фундаментпроект, 2008. – Т.4. – С. 431–434.
62. Парамонов, В. Н. Изменение несущей конструкции забивных свай во времени на открытых площадках и нагруженных конструкциями / В. Н. Парамонов, Т. А. Дунаевская // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2004. – № 8. – С. 102–106.
63. Парамонов, В. Н. Изменение несущей конструкции забивных свай во времени / В. Н. Парамонов // Развитие городов и геотехническое строительство : тр. междунар. конф. по геотехнике. – Санкт–Петербург : Георекострукция–Фундаментпроект, 2008. – Т. 3. – С.131–133.
64. Пат. 2557277 Российская Федерация, МПК E02D 33/00. Способ испытания свай статической нагрузкой / Невзоров А. Л., Саенко Ю. В.; заявитель и патентообладатель ФГАОУ ВПО Север. (Аркт.) фед. ун–т им. М. В. Ломоносова. – № 2014121977/03; заявл. 29.05.14; опубл. 20.07.15, Бюл. № 20. – 6 с.
65. Пат. 2579538 Российская Федерация, МПК G01N 3/10. Стабилометр / Невзоров А. Л., Саенко Ю. В., Ворожцова Л. А.; заявитель и патентообладатель ФГАОУ ВПО Север. (Аркт.) фед. ун–т им. М. В. Ломоносова. – № 2014152306; заявл.23.12.14; опубл. 10.04.2016, Бюл. № 10. – 7 с.
66. Пат. 2583806 Российская Федерация, МПК E02D 33/00. Способ испытания свай статической нагрузкой / Невзоров А. Л., Саенко Ю. В.; заявитель и патентообладатель ФГАОУ ВПО Север. (Аркт.) фед. ун–т им. М. В. Ломоносова. – № 2015112422/03; заявл. 06.04.15; опубл. 10.05.16, Бюл. № 13. – 7 с.

67. Пилягин, А. В. Напряженно–деформированное состояние оснований свай при испытании статическим загрузением / А. В. Пилягин, А. В. Шукенбаев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – № 3. – С. 2–6.
68. Плевков, В. С. Расчетные диаграммы нелинейного деформирования базальтофибробетона при статических и кратковременных динамических воздействиях / В. С. Плевков, С. Н. Колупаева, К. Л. Кудяков // Вестник Томского государственного архитектурно–строительного университета. – 2016. – №3 (56). – С. 95–110.
69. Пойта, П. С. Оценка методов несущей способности забивных свай / П. С. Пойта, П. В. Шведовский // Строительство и архитектура. – 2009. – № 1 (55). – С. 30–32.
70. Полищук, А. И. Результаты моделирования процессов взаимодействия фундаментов с глинистым грунтом основания / А. И. Полищук, Д. Г. Самарин, А. А. Филиппович // Вестник ТГАСУ. – 2013. – № 1. – С. 253–259.
71. Полищук, А. И. Результаты моделирования процессов взаимодействия фундаментов с глинистым грунтом основания : инженерные подходы к решению геотехнических задач : сб. науч. тр., посвящ. 80–летию К. Ш. Шадунца. – Краснодар : КубГАУ, 2013. – 212 с.
72. Пономарев, А. Б. Изменение во времени несущей способности и осадок свай / А. Б. Пономарев, Л. В. Сосновский // Опыт строительства и реконструкции зданий и сооружений на слабых грунтах : материалы междунар. науч.–техн. конф. – Архангельск, 2003. – С. 137–140.
73. Пономарев, А. Б. К вопросу влияния фактора времени на несущую способность свай / А. Б. Пономарев, А. В. Захаров, М. А. Безгодов // Современные геотехнологии в строительстве и их научно–техническое сопровождение : материалы междунар. науч.–техн. конф., посвящ. 80–летию образования каф. геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, оснований и фундаментов) и 290–летию российской науки. – Санкт–Петербург, 2014. – Ч. II. – С. 44–51.
74. Пономарев, А. Б. К вопросу прогноза осадки свай на аргиллитоподобной глине численными и аналитическими методами / А. Б. Пономарев, Е. Н. Сычкина, Н. Л. Волгарева // Вестник МГСУ. – 2016. – № 6. – С. 34–45.
75. Пономарев, А. Б. Сопоставление результатов натурных испытаний свай с результатами статического зондирования в слабых водонасыщенных грунтах с учетом

- фактора времени / А. Б. Пономарев, М. А. Безгодов // Вестник гражданских инженеров. – 2014. – № 2 (43). – С. 103–109.
76. Прогноз поведения свай в полевых испытаниях при помощи центрифуги / А. Ж. Жусупбеков [и др.] // Современные геотехнологии в строительстве и их научно–техническое сопровождение : материалы междунар. науч.–техн. конф., посвящ. 80–летию образования каф. геотехники СПбГАСУ (механики грунтов, основания и фундаментов) и 290–летию российской науки. – Санкт–Петербург, 2014. – Ч. II. – С. 58–64.
77. Развитие свайного фундаментостроения в г.Архангельске / А. Л. Невзоров [и др.] // Геотехника Беларуси : Наука и практика : сб. ст. междунар. науч.–техн. конф. – Минск, 2003. – С. 308 – 315.
78. Реологические эффекты в процессе «отдыха» свай / Г. Б. Кузнецов [и др.] // Тр. Междунар. семинара по механике грунтов, фундаментостроению и транспортным сооружениям. – Москва : ПГТУ, 2000. – С. 189–191.
79. Руководство по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н. М. Герсегова Госстроя СССР. – Москва : Стройиздат, 1980. – 151 с.
80. Руководство по составлению региональных таблиц нормативных и расчетных показателей свойств грунтов / ПНИИИС Госстроя СССР. – Москва : Стройиздат, 1981. – 55 с.
81. Сбитнев, А. В. Несущая способность свай, выполненных по технологии вытеснения в слабых грунтах : автореф. дис. ... канд. тех. наук / А. В. Сбитнев; С.–Петербург. гос. архитектур.–строит. ун–т. – Санкт–Петербург, 2009. – 21с.
82. Семашко, Е. Н. Коэффициент Пуассона, пористость и раскрытие микротрещин в глубинных частях земной коры / Е. Н. Семашко // Известия Тульского государственного университета. Науки о земле. – 2010. – № 4. – С. 35–37.
83. Сернов, В. А. Исследование напряженно–деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве / В. А. Сернов // Геотехника Беларуси : Наука и практика : сб. ст. междунар. науч.–практ. конф. – Минск, 2008. – С. 239–246.
84. Сибиряков, Е. Б. Зависимость между коэффициентом Пуассона и микроструктурой в микронеоднородной среде / Е. Б. Сибиряков // Физическая мезомеханика. – 2004. – № 1. – С. 63–68.

85. Смиренский, Г. М. Свайные фундаменты гражданских зданий : (Опыт строительства в Рязани) / Г. М. Смиренский, Л. А. Нудельман, А. Е. Радугина. – Москва : Стройиздат, 1970. – 138 с.
86. СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений. – Введ. 1985–01–01. – Москва : ФГУП ЦПП, 2006. – 48 с.
87. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. – Введ. 2011–05–20. – Москва : Минрегион, 2011. – 80 с.
88. СП 22.13330.2011. Основания зданий и сооружений. – Введ. 2011–05–20. – Москва : Минрегион, 2010. – 161 с.
89. СП 23.13330.2011. Основания гидротехнических сооружений. – Введ. 2011–05–20. – Москва : Минрегион, 2010. – 111 с.
90. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. – Введ. 2011–05–20. – Москва : Минрегион, 2010. – 85 с.
91. Степанищев, К. Ю. Экспериментальные и численные исследования напряженно-деформированного состояния однородного грунтового массива при взаимодействии с одиночной барретой / К. Ю. Степанищев, В. В. Сидоров // Геотехника. – 2017. – № 2. – С. 50–55
92. Строкова, Л. А. Анализ чувствительности параметров при численном моделировании поведения грунтов / Л. А. Строкова // Известия ТПУ. – 2008. – № 1. – С. 64–68.
93. Строкова, Л. А. Научно–методические основы численного прогноза деформирования грунтовых оснований : дис. ... д–ра геол.–минерал. наук : 25.00.08 / Л. А. Строкова. – Томск, 2011. – 265 с.
94. Тер–Мартirosян, З. Г. Взаимодействие сваи большой длины с неоднородным массивом грунта / З. Г. Тер–Мартirosян, Занг Нам Нгуен // Вестник МГСУ. – 2008. – № 2. – С. 3–14.
95. Тер–Мартirosян, З. Г. Механика грунтов / З. Г. Тер–Мартirosян. – Москва : Изд–во Ассоциации строительных вузов, 2005. – 488 с.
96. Тер–Мартirosян, З. Г. Теоретические основы расчёта фундаментов глубокого заложения – сваи и баррет / З. Г. Тер–Мартirosян, В. В. Сидоров, П. В. Струнин // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. – № 5. – С. 190–206.

97. Трошкова, Н. Д. О моделировании работы свай в глинистом водонасыщенном грунте / Н. Д. Трошкова // Основания и фундаменты : межведомств. сб. науч. тр. – Пермь, 1979. – С. 69–74.
98. Улицкий, В. М. Несущая способность свай при различных технологиях изготовления / В. М. Улицкий, В. В. Конюшков // Известия Петербургского университета путей сообщения. – 2007. – № 3 (12). – С. 202–212.
99. Федоров, В. И. Экспериментальное обоснование закономерностей моделирования несущей способности свай в глинистых грунтах / В. И. Федоров // Проблемы свайного фундаментостроения : тр. 4-й междунар. конф. – Пермь, 1994. – Ч. 2. – С. 99–103.
100. Худяков, А. Д. Предпостроечное уплотнение торфяных грунтов : автореф. дис. канд. техн. наук / А. Д. Худяков; Ленингр. инж.-строит. ин-т. – Ленинград : [б. и.], 1970. – 22 с.
101. Цытович, Н. А. Механика грунтов (краткий курс) : учеб. для строит. вузов / Н. А. Цытович. – 4-е изд., перераб. и доп. – Москва : Высшая школа, 1983. – 288 с.
102. Цытович, Н. А. Основания и фундаменты (краткий курс) : учеб. для строит. вузов. / Н. А. Цытович. – Москва : Высшая школа, 1970. – 384 с.
103. Шашкин, А. Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта \ А.Г. Шашкин \ \ Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – Вып.2. – С. 1–32
104. Щетинина, Н. Н. О влиянии коэффициента Пуассона грунта основания фундаментов водопропускных труб на их осадки / Н. Н. Щетинина // Вестник Сибирской государственной автомобильно-дорожной академии. – 2008. – Вып. 2 (8). – С. 31–36.
105. Ющубе, С. В. Результаты полевых исследований напряженного состояния грунта вокруг забивных коротких свай / С. В. Ющубе, Н. С. Рязанов // Исследования по строительным конструкциям и фундаментам : сб. науч. тр. – Томск, 1980. – С. 118–122.
106. Allard, M. Centrifuge tests on tension piles / M. Allard // Technical report, GeoDelft. – 1996.
107. Anaraki, K. E. Hypoplasticity investigated : parameter determination and numerical simulation / K. E. Anaraki; [master of science in geotechnical engineering at Delft University of Technology]. – Netherlands, 2008.

1108. Andersen, K. H. Shear strength along outside wall of suction anchors in clay after installation / K. H. Andersen, H. P. Jostad // Proc. of the 12th International offshore and polar engineering conference (ISOPE). – 2002. – P. 785–794.
1109. Azzouz, A. S. Shaft resistance of piles in clay / A. S. Azzouz, M. M. Baligh, A. J. Whittle // Journal of Geotechnical Engineering. – 1990. – Vol. 116 (2). – P. 205–221.
1110. Baars, S. Numerical modelling of tension piles / S. Baars, W. Niekerk // International symposium on beyond 2000 in computational geotechnics. – 1999. – P. 237–246.
1111. Basu, P. Analysis of shaft resistance of jacked piles in sands / P. Basu, D. Loukidis, M. Prezzi // International journal for numerical and analytical methods in geotechnics. – 2011. – Vol. 35 (15). – P. 1605–1635.
1112. Berg, V. D. Analysis of soil penetration / V. D. Berg. – Delft University Press, 1994. – 175 p.
1113. Bond, A. J. Effects of installing displacement piles in a high OCR clay // A. J. Bond, R. J. Jardine // Geotechnique. – 1991. – Vol. 41 (3). – P. 341–363.
1114. Briaud, J. Introduction to soil moduli / J. Briaud, B. Richmond // Geotechnical news. – 2001. – P. 1–8.
1115. Broere, W. Modelling the bearing capacity of displacement piles in sand / W. Broere, A. F. Van Tol // Geotechnical engineering. – 2006. – Vol. 159 (3). – P. 195–206.
1116. Casagrande, A. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance / A. Casagrande // Proc. of the 1st Intern. soil mechanics and foundation engineering conf. – 1936. – Vol. 3. – P. 60–64.
1117. Castro, J. Numerical simulations of stone column installation. / J. Castro, M. Karstunen // Canadian Geotechnical Journal. – 2010. – Vol. 47. – P. 1127–1138.
1118. CPTU correlations for clays / K. Karlsrud [et al.] // Proc. Intern. conf. on soil mech. found. engineering – Osaka, 2005. – Vol. 2. – P. 683–702.
1119. De Nicola, A. Centrifuge modelling of pipe piles in sand under axial loads / A. De Nicola, M. F. Randolph // Geotechnique. – 1999. – Vol. 49 (3). – P. 295–318.
1120. Dijkstra, J. Modelling displacement pile installation in a finite element method / J. Dijkstra, W. Broere, A. F. Van Tol // Foundations : proceedings of the Second BGA intern. conf. on foundations. – 2008. – P. 555–564.
1121. Dijkstra, J. Numerical investigation into stress and strain development around a displacement pile in sand / J. Dijkstra, W. Broere, A. F. Van Tol. // Numerical methods in

geotechnical engineering: the 6th European conf. on numerical methods in geotechnical Engineering. – 2006. – P. 595–600.

122. Dijkstra, J. Numerical simulation of pile installation / J. Dijkstra, W. Broere, O. M. Heeres // *Computers and Geotechnics*. – 2011. – Vol. 38 (5). – P. 612–622.

123. Estimation of bearing capacity of piles while reconstructing buildings / A. Nevzorov [et al.] // *Testing and design methods for deep foundations : proceedings of 9th Intern. conf.* – 2012. – P. 847–852.

124. Gavin, K. G. The effects of ageing on the axial capacity of piles in sand / K. G. Gavin, D. J. P. Igoe, L. Kirwan // *Proc. of the ICE geotech. engineering*. – 2013. – Vol. 166 (2). – P. 122–130.

125. Heerema, E. P. Predicting pile drivability : heather as an illustration of the «friction fatigue» theory / E. P. Heerema // *Ground engineering*. – 1980. – Vol. 13 (7). – P. 15–20.

126. Hsu, S. T. A constitutive model for uplift behavior of anchors in cohesionless soils / S. T. Hsu // *Journal of the Chinese Institute of Engineers*. – 2005. – Vol. 28 (2). – P. 305–317.

127. Hsu, S. T. Axially loaded behavior of driven PC piles / S. T. Hsu // *AIP Conference Proceedings*. – 2010. – Vol. 1233. – P. 1511–1506.

128. Hsu, S. T. Numerical simulation of driven piles in alluvial soil / S. T. Hsu // *Applied mechanics and materials*. – 2012. – Vol. 105–107. – P. 1415–1419.

129. Ishibashi, I. Soil mechanics fundamentals / I. Ishibashi, H. Hazarika. – CRC Press Inc, 2010. – 324 p.

130. Jaky, J. A Nyugalmi nyomas tenyezoje (The coefficient of earth, pressure at rest) / J. Jaky // *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*. – 1944. – October. – P. 355–358.

131. Jardine, R. J. Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand / R. J. Jardine, J. R. Standing, F. C. Chow // *Geotechnique*. – 2006. – Vol. 56 (4). – P. 227–244.

132. Jensen, J. The influence of time on bearing capacity of driven piles / J. Jensen, A. Augustesen, C. Sorensen // *Proc. of the 14th Nordic Geotechnical Meeting*. – 2004. – Vol. 1. – P. 103–111.

133. Karlsrud, K. Evidence of long term ageing effects on axial capacity of piles in soft clay / K. Karlsrud, A. Mahan // *Proc. of the Art of Foundation Engineering Practice Congress*. – West Palm Beach, Florida, 2010. – P. 325–342.

134. Karlsrud, K. Prediction of load–displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results : thesis for the degree of doctor / K. Karlsrud; Norwegian University of Science and Technology. – Trondheim, Norway, 2012. – 312 p.
135. Lehane, B. M. Displacement pile behaviour in a soft marine clay. / B. M. Lehane, R. J. Jardine // Canadian Geotechnical Journal. – 1994. – Vol. 31 (2). – P. 181–191.
136. Lehane, B. M. Displacement pile behaviour in glacial clay / B. M. Lehane, R. J. Jardine // Canadian Geotechnical Journal. – 1994. – Vol. 31 (1). – P. 79–90.
137. Lehane, B. M. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests / B. M. Lehane, R. J. Jardine, A. J. Bond // Journal of geotechnical engineering. – 1993. – Vol. 119 (1). – P. 19–35.
138. Li, X. A large deformation finite element analysis solution for modelling dense sand / X. Li, Y. Hu, D. White // Proc. of the 18th: International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris, 2013. – P. 2359–2362.
139. Lozovyi, S. Plaxis simulation of static pile tests and determination of reaction piles influence / S. Lozovyi, E. Zahoruiko // Scientific and Technical Journal : New Technologies in Construction. – 2012. – Vol. 23–24 (1–2). – P. 68–73.
140. Mesri, G. Post densification penetration resistance of clean sands / G. Mesri, T. W. Feng, J. M. Benak // Journal of Geotechnical Engineering. – 1992. – Vol. 118 (3). – P. 511–513.
141. Mitchell, J. K. Fundamental aspects of thixotropy in soils / J. K. Mitchell // Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division – 1960. – Vol. 86 (6). – P. 99–102.
142. Modelling of pile installation using the material point method / N. T. V. Phuong [et al.] // Numerical Methods in Geotechnical Engineering : 6th European Conf. – 2014. – P. 271–276.
143. Numerical simulation of pile installation in saturated sand using material point method / V. Galavi [et al.] // Procedural engineering. – 2017. – Vol. 175. – P. 72–79.
144. Qiu, G. Applications of coupled Eulerian–Lagrangian method to geotechnical problems with large deformations / G. Qiu, S. Henke, J. Grabe // Computers and Geotechnics. – 2009. – Vol. 38 (1). – P. 30–39.

145. Randolph, M. F. Analytical solution for the consolidation around a driven pile / M. F. Randolph, C. P. Wroth // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 1979. – Vol. 3 (3). – P. 217–229.
146. Rowe, P. W. The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact / P. W. Rowe // *Proceedings of the Royal Society of London. Series mathematical and physical sciences*. – 1962. – Vol. 269. – P. 500–527.
147. Said, I. Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests / I. Said, V. De Gennaro, R. Frank // *Computers and Geotechnics*. – 2008. – Vol. 36. – P. 6–19.
148. Schmidt, B. Discussion of Earth pressures at rest related to stress history by Brooker & Ireland / B. Schmidt // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1966. – Vol. 3 (4). – P. 239–242.
149. Sheng, D. Finite element analysis of pile installation using large-slip friction contact / D. Sheng, K. D. Eigenbrod, P. Wriggers // *Computers and Geotechnics*. – 2005. – Vol. 32 (1). – P. 17–26.
150. Skempton, A. W. The sensitivity of clays / A. W. Skempton, R. D. Northey // *Geotechnique*. – 1952. – Vol. 3 (1). – P. 30–53.
151. Smith, I M. Programming the finite element method / I. M. Smith, D. V. Griffiths, L. Margetts. – 4th ed. – John Wiley & Sons Ltd, 2004. – 628 p.
152. Soderberg, L. O. Consolidation theory applied to foundation pile time effects / L. O. Soderberg // *Geotechnique*. – 1962. – Vol. 12 (3). – P. 217–225.
153. Steenfelt, J. S. Strength and dilatancy revised. Miscellaneous papers in civil engineering / J. S. Steenfelt // *35th Anniversary of Danish Engineering Academy*. – 1992. – P. 155 – 186.
154. Sun, J. Numerical study of pile capacity considering installation and negative skin friction effects : thesis for the degree of doctor / J. Sun; Department of civil and environmental engineering national university of Singapore, 2012. – 293 p.
155. Susila, E. Large displacement FEM modelling of cone penetration in layered soil / E. Susila, R. Hryciw // *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 2003. – Vol. 27 (7). – P. 585–602.
156. Suwal, L. P. Poisson's ratio evaluation on silty and clayey sands on laboratory specimens by flat disk shaped piezo-ceramic transducer / L. P. Suwal, R. Kuwano // *Bulletin of ERS*. – 2012. – № 45. – P. 141–158.

157. Swolfs, W. M. Plaxis 3D 2010: user's manual / W. M. Swolfs, E. Engin. – Nederland : Plaxis bv, 2010. – 1022 p.
158. Technical note : time related increases in the shaft capacities of driven piles in sand / F. C. Chow [et al.] // *Geotechnique*. – 1997. – Vol. 47 (2). – P. 353–361.
159. Time effects on pile capacity : summary and evaluation of test results / Norwegian Geotechnical Institute. – Vol. 1. – 2014.
160. Titi, H. H. Numerical procedure for predicting pile capacity–setup–freeze / H. H. Titi, G. W. Wathugala // *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*. – 1999. – Vol. 1663 (1). – P. 25–32.
161. Tomlinson, M. J. Foundation design and construction / M. J. Tomlinson. R. Boorman. – England : Addison–Wesley Longman Ltd, 2001. – 584 p.
162. Vermeer, P. A. Nonassociated plasticity for soils, concrete and rock / P. A. Vermeer, R. de Borst // *Heron*. – 1984. – Vol 29 (3). – P. 1–64.
163. Wardle, I. F. Effect of time and maintained load on the ultimate capacity of piles in stiff clay, piling : European practice and worldwide trends / I. F. Wardle, G. Price, T. J. Freeman // *UK*. – 1992. – P. 92–99.
164. White, D. J. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry / D. J. White, W. A. Take, M. D. Bolton // *Geotechnique*. – 2003. – № 7. – P. 619–631.
165. Work as a criterion for determininig in–situ and yield stresses in clays / D. E. Becker [et al.] // *Canadian Geotechnical Journal*. – 1987. – Vol. 24 (4). – P. 549–564.
166. Wroth, C. P. In situ measurement of initial stresses and deformation character istics / C. P. Wroth // *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. – 1975. – Vol. 2. – P. 181–230.

Приложение А

Копии актов

о практическом использовании результатов настоящей диссертационной работы



Исх № 10

«11» января 2018 г.

Справка о внедрении

результатов диссертационной работы Саенко Юрия Викторовича,
 аспиранта кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов
 Северного (Арктического) федерального университета имени М.В. Ломоносова

Настоящей справкой подтверждается, что в марте 2015 года при реконструкции здания по адресу ул. Чумбарова – Лучинского 34 в г. Архангельске ЗАО «Строительно-монтажный трест №5» были использованы результаты диссертационной работы аспиранта кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов ФГАОУ ВО «Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова» **Саенко Юрия Викторовича**.

В ходе реконструкции административного здания под здание гостиницы класса «Люкс» с помещениями общественного питания было предусмотрено устройство подземного этажа с дополнительными вдавливаемыми сваями.

Разработанный алгоритм численного моделирования статических испытаний свай, на основе определения напряженного состояния околосвайного грунта, позволил получить графики «нагрузка-осадка» в условиях, где выполнить статические испытания технически не представлялось возможным из-за стесненных условий.

Экономический эффект от внедрения в практику данного расчета составил 105 тыс. рублей.

Генеральный директор

ЗАО «Строительно-монтажный трест №5»



С.Л. Дорохов

«ИНВЕСТСЕЛЬСТРОЙ»

государственное автономное учреждение
архангельской области
163069, г. Архангельск, ул. Выучейского, 18,
тел.: (8182) 65-11-04, факс: 21-18-78
e-mail: ogustroi@yandex.ru

По месту требования

№ 166 от 29 12 2017 г.

Справка о внедрении

результатов диссертационной работы Саенко Юрия Викторовича,
аспиранта кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов
Северного (Арктического) федерального университета имени М.В. Ломоносова

Настоящей справкой подтверждается, что в августе-сентябре 2017 года при разработке проектной документации по реконструкции здания по адресу ул. Суворова 17, корп.2 в г. Архангельске ГАУ АО «Инвестсельстрой» были использованы результаты диссертационной работы аспиранта кафедры инженерной геологии, оснований и фундаментов ФГАОУ ВО «Северный (Арктический) федеральный университет имени М.В. Ломоносова» Саенко Юрия Викторовича.

В ходе обследования фундаментов здания при выполнении предпроектных работ по надстройке этажа были выполнены испытания двух свай статической вдавливающей нагрузкой по предложенной Саенко Ю.В. методике, позволяющей минимизировать влияние фактора разгрузки свай при ее отделении от ростверка. При оценке несущей способности свай был использован алгоритм численного моделирования статических испытаний свай, учитывающий фактор времени. Результаты численного расчета оказались близки к значениям, полученным из натурных экспериментов.

Внедрение в практику указанно алгоритма расчета дало экономический эффект в размере 240 тыс. рублей. Проектная документация по реконструкции здания получила положительное решение государственной экспертизы.

Директор



В.В. Прупес