ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ АВТОНОМНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«КАЗАНСКИЙ (ПРИВОЛЖСКИЙ) ФЕДЕРАЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

ЯББАРОВА ЕКАТЕРИНА НИКОЛАЕВНА

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ МЕТОДА СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ ДЛЯ ОЦЕНКИ ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ ГОРОДА КАЗАНИ

25.00.08 – Инженерная геология, мерзлотоведение и грунтоведение

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени

кандидата геолого-минералогических наук

Научный руководитель:

кандидат технических наук, доцент

Латыпов Айрат Исламгалиевич

Казань – 2022

СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

ВВЕДЕНИЕ **4**

ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ОБ ИСПЫТАНИЯХ ГРУНТОВ СТАТИЧЕСКИМ ЗОНДИРОВАНИЕМ **12**

1.1 О методе статического зондирования 12

1.2 Методы интерпретации результатов испытаний 15

1.3 Определение физико-механических характеристик грунтов по данным статического зондирования 16

1.3.1 Обзор литературы по корреляционным зависимостям 16

Выводы по первой главе 23

ГЛАВА 2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ ТЕРРИТОРИИ ГОРОДА КАЗАНИ **24**

2.1 Краткое геологическое строение территории 24

2.2 Сбор исходной информации 28

2.3 Характеристика дисперсных грунтов 33

2.3.1 Характеристика песчаных грунтов разного возраста 33

2.3.2 Характеристика глинистых грунтов разного возраста 34

2.4 Классификация дисперсных грунтов по данным статического зондирования 39

Выводы по второй главе 46

ГЛАВА 3. РЕГИОНАЛЬНЫЕ НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРСТИК ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ КОМПЛЕКСНОГО АНАЛИЗА ДАННЫХ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ **47**

3.1 Песчаные грунты 48

3.1.1 Определение деформационных и прочностных характеристик песчаных грунтов 48

3.1.2 Определение плотности сложения песков 51

3.2 Глинистые грунты 52

3.2.1 Определение деформационных и прочностных характеристик глинистых грунтов 52

3.2.2 Определение показателя текучести глинистых грунтов 57

3.2.3 Определение рентгенографического фазового анализа 59

Выводы по третьей главе 62

ГЛАВА 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗНОВИДНОСТЕЙ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ 64

4.1 Современное состояние вопроса классификации грунтов по данным статического зондирования 64

4.2 Вид и содержание исходной информации 69

4.3 Выделение разновидностей грунтов по данным статического зондирования 83

Выводы по четвертой главе 85

ГЛАВА 5. ОЦЕНКА ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ 86

5.1 Опыт решения инженерно-геологических задач методами машинного обучения 86

5.2 Методика исследования 89

5.2.1 Первоначальная обработка данных 90

5.2.2 Аддитивная модель 92

5.2.3 Модель нейронной сети 95

5.3 Оценка пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай по результатам статического зондирования 97

5.3.1 Проверка пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай по результатам статического зондирования с результатами контрольных испытаний забивных свай статическими вдавливающими нагрузками 107

Выводы по пятой главе 109

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ 110

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ 112

ПРИЛОЖЕНИЕ 1 121

ПРИЛОЖЕНИЕ 2 126

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. В последние десятилетия одним из наиболее используемых стандартизированных полевых методов для изучения грунтового массива в естественном сложении является метод статического зондирования вследствие высокой скорости проведения испытаний и технико-экономической рентабельности. Метод статического зондирования, как за рубежом, так и в России, получил широкое распространение в инженерных изысканиях. В практике проектирования результаты статического зондирования используются для выделения или уточнения границ инженерно-геологических элементов, определения физико-механических характеристик грунта, оценки несущей способности свай. В настоящее время область задач, которые можно решить с помощью данного метода, постоянно растет.

Вместе с тем в условиях высоких темпов возведения строительных объектов и освоения территорий часто требуется оперативное принятие проектных решений еще до проведения инженерных изысканий в полном объеме. В этой связи для оценки инженерно-геологических условий представляется перспективным подход, основанный на определении подклассов и разновидностей грунтов на основании фиксируемых параметров зондирования. Однако применимость метода статического зондирования для этих целей часто ограничена отсутствием установленных связей между измеряемыми параметрами зондирования и показателями состава и состояния грунтовых массивов. В этой связи все более актуальным становится вопрос проведения исследований, направленных на интерпретацию получаемых данных с точки зрения применимости к конкретным территориям и типам грунтовых толщ для региональной оценки инженерно-геологических условий.

Отечественные нормативные документы, в частности СП 11-105-1997 и СП 446.1325800-2019 «Инженерно-геологические изыскания для

строительства», содержат таблицы и формулы, связывающие между собой параметры зондирования и физико-механические характеристики грунтов. До введения новой редакции свод правил отражал нормативные значения деформационных и прочностных характеристик для песков, суглинков и глин, а с 2019 года были добавлены нормативные значения и для супесей. При этом точность таких определений невысока вследствие низкой территориальной плотности исходного материала. Также многочисленные исследования показывают, что важное значение при интерпретации данных полевых испытаний имеет как учет генезиса грунтовых толщ, так и геолого-геоморфологических особенностей региона. К примеру, региональная специфика грунтов для оценки параметров статического зондирования г. Москва и г. Санкт-Петербург отражена в территориальных строительных нормах 50-304-2001 и 50-302-2004, соответственно.

Выбор города Казани в качестве «пилотного» объекта для данного исследования не случаен. Во-первых, инженерно-геологические условия территории Казани можно считать типичными для многих агломераций левобережий рек Волга и Кама с четкой тенденцией разделения на террасы, большой мощностью аллювиальных отложений и разнообразием песчаных и пылевато-глинистых грунтов. Во-вторых, в городе ведется активное строительство новых и реконструкция существующих районов, возводятся мосты, транспортные развязки и тоннели, осваивается подземное пространство. Также наблюдается тенденция к застройке ранее неосвоенных территорий со сложными инженерно-геологическими условиями. Это обуславливает появление новых, все более сложных требований, предъявляемых проектными организациями к изыскателям.

Таким образом, актуальность темы диссертационного исследования определяется востребованностью применения метода статического зондирования для уточнения инженерно-геологических условий территории города Казани.

Степень разработанности темы исследования. Отечественная методика проведения статического зондирования грунтов нормируется межгосударственным стандартом ГОСТ 19912-2012 «Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием». В зарубежной практике изысканий применяют такие нормативные стандарты, как ASTM D-3441/D-5778, ISO 22476-1, Eurocode 7 Part 2.

Широкий круг исследований метода статического зондирования рассмотрен отечественными учеными и организациями: Г.Г. Болдырев, Л.Н. Воробков, Р.С. Зиангиров, О.И. Игнатова, О.Н. Исаев, В.И. Каширский, Ю.Г. Мариупольский, А.В. Мельников, И.Б. Рыжков, Ю.Г. Трофименков и др.; БашНИИстрой, ВНИИОСП, Фундаментпроект и др. К зарубежным исследователям относятся Х.К.С. Бегеманн, М.П. Дэвис, Б.Дж. Дуглас, Т. Лунн, П.У. Майн, Дж.К. Митчелл, Р.С. Олсен, П.К. Робертсон, Г. Санглерат, К. Сеннесет, К.И. Тех, Х.П. Христофферсен, Б.Х. Фелленius, Дж.Х. Шмертманн, А. Эслами и др.

Цель исследования заключается в использовании метода статического зондирования для выделения подкласса и разновидности грунтов, оценки механических свойств грунтов и предварительной оценки несущей способности свай.

Задачи исследования:

- анализ современного опыта применения статического зондирования в практике инженерно-геологических исследований;
- сбор, создание, систематизация, а также статистический и пространственный анализ базы данных полевых и лабораторных исследований, проведенных на территории г. Казани;
- уточнение региональных нормативных значений физико-механических характеристик грунтов, полученных по результатам статического зондирования;

- выполнение комплекса полевых и лабораторных исследований грунтов на объектах г. Казани;
- идентификация дисперсных грунтов по результатам статического зондирования с использованием удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c, МПа и фрикционного отношения R_f, %;
- моделирование прогнозных данных характеристик грунтов с помощью машинного обучения для территорий, неопробованных методом статического зондирования;
- анализ пространственной изменчивости частных значений предельных сопротивлений забивных свай на территории исследования на количественном и качественном уровнях.

В качестве **объекта исследований** были выбраны дисперсные грунты как четвертичного возраста, распространенные на территории исследования, так и менее изученные грунты нечетвертичного возраста, а именно неогеновые глины, пермские глины и элювиальная карбонатно-глинистая мука, служащие подстилающим слоем для четвертичных грунтов.

Методология и методы исследования.

Оценка инженерно-геологических условий территории города Казани проводилась в несколько этапов. Первый этап включал обобщение результатов ранее выполненных исследований. Второй этап состоял из сбора и систематизации данных физико-механических свойств грунтов и соответствующих им параметров зондирования. На третьем этапе проводился корреляционный анализ для установления региональных нормативных характеристик грунтов. Параллельно уравнения, полученные для грунтов, распространенных на территории г. Казани, сравнивались с данными, рекомендованными в СП 446.1325800. Четвертый этап включал оценку пространственной изменчивости несущей способности забивных свай в программном комплексе ArcGis. Для моделирования прогнозных данных для

территорий, неопробованных методом статического зондирования, применялось машинное обучение.

Научная новизна исследований:

- впервые собраны и систематизированы в единую электронную базу данных параметры статического зондирования и соответствующие им показатели состояния свойств грунтов, распространенных на территории г. Казани;
- получены нормативные значения физико-механических характеристик для дисперсных грунтов, распространенных на территории г. Казани, на основе комплексного анализа данных статического зондирования;
- проведена идентификация дисперсных грунтов по данным удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c и фрикционного отношения R_f для предварительной оценки как подкласса и разновидности грунта, так и его возраста на этапе проведения статического зондирования;
- создана серия карт пространственной изменчивости частных значений предельных сопротивлений стандартных забивных свай и даны количественные значения этих параметров в виде сводной таблицы.

Теоретическая и практическая значимость работы. На примере диссертационного исследования показана необходимость учета местных региональных геологических условий для уточнения корреляционных зависимостей между данными статического зондирования и физико-механическими характеристиками грунтов, а также для принятия рациональных технико-экономических решений при проектировании оснований фундаментов. Геоинформационная база, содержащая сведения о пространственных данных, физико-механических свойствах грунтов и параметров статического зондирования, может быть использована для создания региональных строительных норм на территории города Казани и Республики Татарстан, а также для создания новых прогнозных карт. Результаты научной работы также нашли практическое применение в

учебном процессе программы бакалавриата Института геологии и нефтегазовых технологий К(П)ФУ специальности Инженерная геология и гидрогеология для углубления лекционных курсов и практических занятий по дисциплине «Методы полевых инженерно-геологических исследований».

Положения, выносимые на защиту:

1. Для глинистых грунтов на территории г. Казани региональные нормативные значения механических характеристик имеют отличия, существенные для оценки прочности и деформируемости грунтовых массивов, что обусловлено совокупностью региональных факторов, основными из которых являются палеогеографические и современные гидрогеологические условия. Региональные нормативные значения модуля деформации и угла внутреннего трения песчаных грунтов не имеют существенных отличий от нормативных значений, предложенных в СП 446.1325800-2019.

2. Показана возможность классификационной идентификации грунтов на подклассы и разновидности по удельному сопротивлению грунта внедрению конуса (q_c, МПа) и фрикционному отношению (R_f, %) и впервые показана возможность использования этой идентификации для разделения грунтов по их возрасту.

3. Несущая способность грунтовых оснований как в плане, так и по глубине на этапе предварительной оценки проектных решений может быть выполнена с помощью построенной серии карт пространственной изменчивости частных значений предельных сопротивлений стандартных забивных свай. Для прогнозирования данных на участках, неопробованных методом статического зондирования, может быть использовано машинное обучение.

Достоверность защищаемых положений, выводов и рекомендаций.

Достоверность результатов и защищаемых положений, выводов и рекомендаций обеспечена анализом широкого круга научных работ по теме диссертации, статистической обработкой информации (среднее

(выборочное), коэффициент вариации), использованием современных методов лабораторных и полевых исследований, публикацией и апробацией основных выводов и рекомендаций. Автором обработаны и проанализированы архивные материалы по инженерно-геологическим изысканиям, выполненными различными организациями г. Казань (более 190 отчетов). Создана электронная база данных, связывающая параметры статического зондирования и физико-механические свойства грунтов и отражающая пространственное положение и изменчивость грунтового массива.

Материалы диссертации отражены в отчете по проекту Российского фонда фундаментальных исследований (№19-35-90089).

Апробация результатов. Основные положения и результаты исследования обсуждались и докладывались автором на научно-практических конференциях и семинарах: XVI международная научно-практическая конференция «Фундаментальная наука и технологии» (North Charleston, USA, 2018), XVII Уральская горнопромышленная декада (г. Екатеринбург, 2019), XXXI научная школа-конференция «Актуальные проблемы геологии, геофизики и геоэкологии» (г. Санкт-Петербург, 2020), Всероссийская молодежная геологическая конференция памяти В.А. Глебовицкого (г. Санкт-Петербург, 2020), Международная научная конференция «Новые идеи и теоретические аспекты инженерной геологии» (г. Москва, 2021), на межкафедральных семинарах КПФУ (г. Казань, 2018-22 гг.).

По теме диссертации опубликована 10 работ: 5 статей в рецензируемых научных изданиях, индексируемых в базах данных Scopus, и в изданиях, рекомендованных для публикации основных научных результатов диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук.

Личный вклад автора в работу. При подготовке настоящей работы автор обобщил и проанализировал данные ранее выполненных и современных инженерно-геологических изысканий, а также

систематизировал их в единую электронную базу. В процессе работы автор участвовал в полевых выездах при проведении статического зондирования грунтов, а также лично проводил лабораторные испытания грунтов. Автором проведен статистический анализ полученных материалов, проанализированы и обобщены результаты собственных исследований, сделаны итоговые выводы. Материалы, представленные без библиографических ссылок, принадлежат автору.

Структура и объем работы. Диссертационная работа состоит из введения, 5 разделов, заключения, списка литературы. Работа содержит 53 рисунка, 22 таблицы, 2 приложения. Общий объем работы составляет 127 страниц, список литературы насчитывает 99 наименований.

Благодарности. Автор выражает глубокую благодарность и признательность научному руководителю кандидату технических наук, доценту А.И. Латыпову за предоставленное научное направление, ценные советы и замечания на каждом этапе исследования. Автор благодарен к.г.-м.н. Н.И. Жарковой за ценные советы и рекомендации; к.г.-м.н., доценту Э.А. Королеву; к.ф.-м.н., доценту Т.Р. Закирову; к.ф.-м.н., доценту А.А. Галееву; к.ф.-м.н., доценту А.А. Заикину; инженеру Г.М. Ескиной, О.В. Луневой; инженеру-разработчику «Геотек» А.А. Дивееву.

ГЛАВА 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ОБ ИСПЫТАНИЯХ ГРУНТОВ СТАТИЧЕСКИМ ЗОНДИРОВАНИЕМ

1.1 О методе статического зондирования

В настоящее время в связи с активным увеличением роста городского и промышленного строительства, а именно уплотнением городской застройки, увеличением высотности сооружений, освоением подземного пространства, возникает необходимость использования наиболее эффективного метода изучения грунтов при больших объемах проектно-изыскательских работ и быстроте методики испытаний. Несомненно, особенно актуальным методом для получения инженерно-геологической информации в таких условиях является статическое зондирование грунтов.

Первые отечественные упоминания о применимости зондирования грунтов датируются 1836 годом [22]. Началом активного использования метода статического зондирования при исследовании грунтовых массивов можно считать начало XX века. Первые установки имели ручной тип погружения. Позже зарубежными учеными К. Терцаги (1929), Т.К. Хейзенги (1935), П. Барентсен (1936), Д. Вермейден и И.Г. Плантемы (1948), Х.К.С. Бегеманн (1953) были сконструированы и в последствие усовершенствованы первые механизированные зондировочные установки [56].

Стандартно установка для статического зондирования состоит из зонда, специального устройства и системы измерения показателей сопротивления грунта внедрению конуса (рис.1.1.). В соответствие с ГОСТ 19912-2012 в зависимости от величины предельного усилия вдавливания и извлечения зонда в грунтовое основание существует три типа установок: легкая – до 50 кН, средняя – от 50 до 100 кН и тяжелая – свыше 100 кН [14,58].

В зависимости от принципа измерения сопротивлений грунта зонды делятся на два вида: механический зонд с наконечником из конуса и кожуха (тип I) и электрический зонд с наконечником из конуса и муфты трения (тип II) [14].

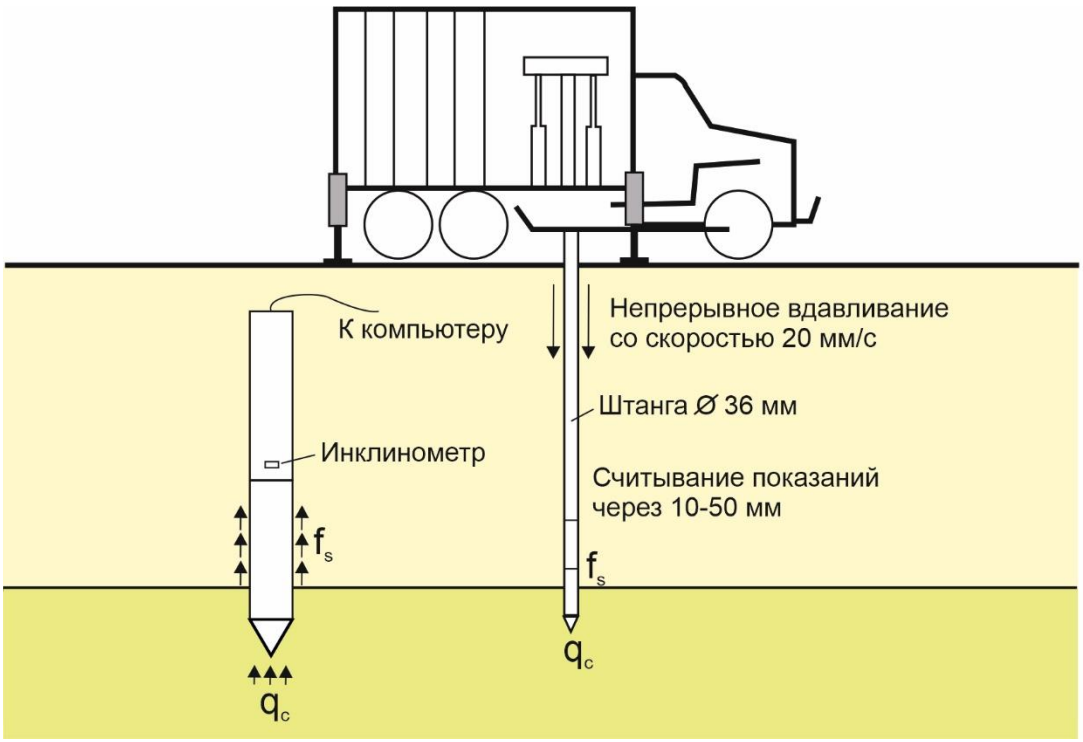


Рисунок 1.1. Схема испытаний грунтов методом статического зондирования [6]

Задачи метода статического зондирования

Метод статического зондирования заключается в погружении зонда в грунт под действием статической вдавливающей нагрузки с измерением показателей сопротивления грунта внедрению конуса [8,14,57]. При статическом зондировании по данным измерения сопротивления грунта внедрению конуса и на боковой поверхности зонда определяют:

- удельное сопротивление грунта под наконечником (конусом) зонда q_c;
- общее сопротивление грунта на боковой поверхности (для механического зонда – тип I) Q_S;
- удельное сопротивление грунта на участке боковой поверхности (муфте трения) зонда (для электрического зонда – тип II) f_S.

Методы полевых испытаний грунтов зондированием применяют совместно с другими видами инженерно-геологических работ или отдельно для [14]:

- выделения инженерно-геологических элементов (толщины слоев и линз, границ распространения грунтов различных видов и разновидностей);

- оценки пространственной изменчивости состава и свойств грунтов;
- определения глубины залегания кровли скальных и крупнообломочных грунтов;
- количественной оценки характеристик физико-механических свойств грунтов (плотности, модуля деформации, угла внутреннего трения и сцепления грунтов и др.);
- определения степени уплотнения, упрочнения грунтов во времени и пространстве;
- оценки возможности забивки свай, определение глубины погружения свай;
- определения данных для расчета свайных фундаментов;
- выбора мест расположения опытных площадок и глубины проведения полевых испытаний, а также мест отбора образцов грунтов для лабораторных испытаний;
- контроля качества геотехнических работ.

Процедура зондирования

Методика статического зондирования описана в отечественном ГОСТ 19912-2012 [14], а также в зарубежных стандартах ASTM D-3441/D-5778 [67,68], ISO 22476-1 [76], Eurocode 7 Part 2 [74].

Статическое зондирование выполняется путем непрерывного вдавливания зонда в грунт со скоростью погружения 1,2±0,3 м/мин. Сопротивления грунта внедрению конуса, соответствующие скорости 1,2 м/мин, должны определяться путем введения поправочных коэффициентов. При изысканиях под здания и сооружения пониженного уровня ответственности поправочные коэффициенты допускается не применять [14].

В процессе погружения зонда необходимо осуществлять постоянный контроль за измерением отклонения наконечника зонда от вертикали.

Показатели сопротивления грунта внедрению конуса следует регистрировать одновременно, непрерывно или с интервалами по глубине погружения не более 0,2 м для механического зонда и не более 0,05 м – для электрического зонда.

Глубина зондирования определяется программой инженерно-геологических изысканий в зависимости от вида возводимого сооружения, нагрузок от него, характера напластований и типов залегающих грунтов, ограничивается мощностью зондировочной установки и пределом измерения усилия под конусом зонда.

1.2 Методы интерпретации результатов испытаний

Методы интерпретации результатов статического зондирования подразделяются на две категории. Первая категория – это прямые методы, которые предполагают расчеты непосредственно по данным статического зондирования (q_c, f_S, Q_S). Ко второй категории относятся косвенные методы, определяющие сначала физико-механические характеристики грунтов, а затем по этим характеристикам производят расчеты (рис. 1.2).

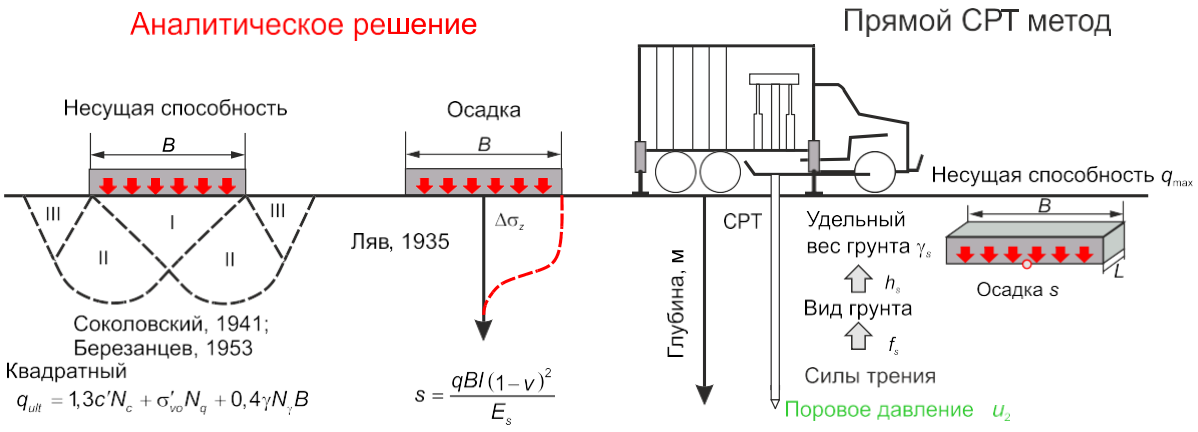


Рисунок 1.2. Процедура статического зондирования [6]

В развитие косвенных методов интерпретации результатов статического зондирования вложили свой вклад отечественные исследователи Л.Н. Воробков, Н.Б. Гареева, Б.В. Гончаров, М.С. Захаров, Р.С. Зиангиров, О.И. Игнатова, О.Н. Исаев, В.И. Каширский, Ю.И. Ковалев,

Г.С. Колесник, Ю.Г. Мариупольский, Г.С. Родкевич, И.Б. Рыжков, Ю.Г. Трофименков и др., организации БашНИИстрой, НИИОСП, Фундаментпроект и др., зарубежные исследователи: Х.К.С. Бегеманн, Н.Р. Christoffersen, Т. Лунн, П.У. Майн, Дж.К. Митчелл, Р.С. Олсен, П.К. Роберстон, Г. Санглерат, Дж.Х. Штертменн, К. Сеннесет и др.

1.3 Определение физико-механических характеристик грунтов по данным статического зондирования

Как показывает практический опыт, одной из главных проблем в инженерных изысканиях является значительное расхождение между данными физико-механических характеристик грунтов, полученных полевыми методами, а именно статическим зондированием и лабораторными испытаниями, а также несовершенство нормативных документов, которые создавались в конце 20 века для всей территории Российской Федерации без учета региональных особенностей грунтов той или иной местности.

Важность данной проблемы отмечена в работах как отечественных ученых О.И. Игнатовой [29,30,31], Г.Г. Болдырева [3-7], И.Б. Рыжкова [56], О.Н. Исаева [56], Р.С. Зиангирова [25-28], В.И. Каширского [32], М.С. Захарова [24], Ю.Г. Трофименкова [64], Е.Ю. Григоряна [17,18], А.В. Мельникова [47,48], так и зарубежных исследователей – Г. Санглерат [92]; Т. Лунн и Х.П. Христоферсен (1983) [82,83]; К. Сеннесет (1989) [96] и др. Кроме того, существуют региональные и федеральные нормативные документы, отражающие учет региональной геологической оценки свойств грунтов и расчетов оснований фундаментов – ТСН 50-304-2001 для г. Санкт-Петербург и ТСН 50-302-2004 для г. Москва [60,65,66].

1.3.1 Обзор литературы по корреляционным зависимостям

Нормативные значения физико-механических свойств по данным статического зондирования определяются в соответствии с действующим

нормативным документом СП 446.1325800-2019 (Приложение Ж, таблицы Ж.1-4) [59].

Вопросы разработки корреляционных зависимостей для определения деформационных и прочностных свойств, а также показателей состояния грунтов по данным статического зондирования отражены в исследованиях отечественных и зарубежных ученых: Г.Г. Болдырева, Р.С. Зиангирова, О.Н. Игнатовой, О.Н. Исаева, В.И. Каширского, А.В. Мельникова, Рыжкова И.Б., и др.

Ю.Г. Трофименков и Л.Н. Воробков (1981) для четвертичных аллювиальных и флювиогляциальных глинистых грунтов на основании данных зонда I типа определяют консистенцию по данным сопротивления грунта внедрению конуса, применяя уравнение [64]:

$$I_L = 0{,}65 - 0{,}013q_c$$

Согласно полученному уравнению, мягкопластичной и текучепластичной консистенции соответствуют значения удельного сопротивления грунта внедрению конуса <1 МПа, тугопластичной – 1-3 МПа, полутвердой – 3-5 МПа, твердой >5 МПа.

И.А. Бусел (1989) по данным статического зондирования II и III типов зонда получил корреляционную зависимость [12]:

$$I_L = 0{,}257 - 0{,}384lgq_3$$

Коэффициент корреляции составил r=0,94, среднее квадратичное отклонение 0,094, что говорит о высокой корреляционной связи между изучаемыми параметрами.

В работе Р.С. Зиангирова и В.И. Каширского (2004) предметом анализа явились корреляционные зависимости между параметрами статического зондирования, позволяющие определить вид, разновидность, гранулометрический состав, степень неоднородности песчаных грунтов, распространенных в Московском регионе [27]. Также представлены в удобной графической форме интегральные кривые, с помощью которых

возможно определить параметры состава и свойств песков. Кроме того, впервые выведена корреляционная зависимость показателя трения от среднего размера частиц для песчаных грунтов.

Позже В.И. Каширским (2005) были получены корреляционные уравнения, связывающие модуль деформации по результатам штамповых испытаний и статическим зондированием с учетом показателя консистенции глинистых грунтов. Так, для твердых и полутвердых моренных глин и суглинков уравнение имеет вид [33]:

$$E_{PLT} = 7 + 6{,}4q_c \text{ при } 1{,}5 \text{ МПа} < q_c < 4{,}8 \text{ МПа},$$

где E_{PLT} – штамповый модуль деформации, q_c – удельное сопротивление грунта внедрению конуса.

Штамповый модуль деформации для туго- и мягкопластичных глин определяется уравнением:

$$E_{PLT} = 3 + 6{,}8 \text{ при } 0{,}5 \text{ МПа} < q_c < 2{,}0 \text{ МПа}, R_f = 4 \div 5\%$$

Р.С. Зиангиров и В.И. Каширский (2005) представили уравнения для оценки модуля деформации песков, супесей и глин, в которых отмечается корреляционная связь между параметрами статического зондирования и параметрами деформационных свойств грунтов [25]. Кроме того, в данной работе впервые приводятся статистические зависимости для юрских глин, а также супесей различного генезиса. Авторы уделяют особое внимание геологической истории формирования грунтов, на основе которой вводятся соответствующие коэффициенты для различных видов грунтов.

М.С. Захаров (2006) описывает корреляционные связи для определения механических характеристик песчаных и пылевато-глинистых грунтов по степени литификации и уплотнению в условиях естественного залегания с учетом генезиса грунтов [23]. Также в этом исследовании обоснованы наиболее значимые характеристики физико-механических свойств грунтовых толщ в исследуемом регионе.

В работе Е.Ю. Григоряна (2007) отражены зависимости между показателями статического зондирования, видом грунта и его прочностных характеристик [17]:

$$f_s = 31.24q_c + 12.9;\ f_s = 11.27q_c;\ C = 11.27q_c + 6.49$$

В работе В.И. Каширского (2013) рассмотрено влияние генезиса моренных суглинков и глин на результаты статического зондирования [34]. Также отмечается невозможность применения действующих нормативных документов для расчетов деформационных и прочностных характеристик супесей, так как они занимают промежуточное положение между глинами и песками.

Л.А. Строкова (2012) на основе систематизации архивных данных лабораторных испытаний и использования многофакторного корреляционного анализа приводит региональные таблицы нормативных характеристик механических свойств грунтов для юга Томской области [62].

О.И. Игнатовой (2014) была проведена статистическая обработка архивных материалов четвертичных глин различного генезиса г. Москвы с использованием корреляционного регрессивного анализа [30]. Проанализированы корреляционные связи между деформационными и прочностными характеристиками грунтов и удельным сопротивлением грунта внедрению конуса на примере четвертичных глин различного генезиса. В результате исследования были получены корреляционные зависимости с физическими характеристиками грунтов для модуля деформации вида: $E = f(q_c, W)$, для прочностных характеристик было выведено линейное уравнение вида: $\varphi, C = f(q_c, I_p)$.

В исследовании А.В. Мельникова и Г.Г. Болдырева (2015) предложена методика построения корреляционных уравнений оценки физико-механических характеристик грунтов по результатам статического зондирования на примере строительной площадки г. Пензы [48]. Также проведен анализ выявления групп грунтов со сходным характером

корреляционных связей для получения единого уравнения и, построена номограмма для оценки модуля деформации широкого диапазона грунтов.

А.В. Мельниковым (2015) были установлены зависимости между данными статического зондирования и физико-механическими свойствами грунтов [47]. Кроме того, в работе рассмотрен факторный анализ связи параметров зондирования и прочностных характеристик, а также плотности грунтов; разработана методика составления корреляционных зависимостей для оценки показателей состояния грунта и непосредственно сами корреляционные уравнения; разработано универсальное уравнение для оценки деформационных характеристик широкого круга грунтов по результатам проведения статического зондирования.

А.Б. Пономарев и М.А. Безгодов (2017) применяют численное моделирование для определения коэффициента фильтрации по данным статического зондирования, проведенного с измерением порового давления [53]. Исследование посвящено разработке численной модели погружения зонда в глинистый грунт.

О.А. Лажевич и Ю.В. Заика (2017) указывают на то, что для изучения грунтовых массивов опытной площадки в Республике Беларусь на глубину 70 и более метров требуется применение уточненных корреляционных зависимостей между модулем деформации и параметрами статического зондирования [40]. Особое внимание в статье уделяется показателю трения R_f в глинистых и песчаных грунтах морен как фактору определения вида грунтов.

Зарубежные исследования в большинстве посвящены проблеме поиска корреляционных уравнений между удельным сопротивлением грунта внедрению конуса q_c и деформационными характеристиками, в частности, модулем деформации E_{OED}.

В работе М. Ямиолковски и др. (1985) предложена зависимость для определения относительной плотности нормально уплотненных

сцементированных песков на основе результатов испытаний в калибровочной камере [77]:

$$I_D = -98 + 66 * \lg\frac{q_c}{\sigma_0}$$

где I_D – относительная плотность грунта, %; q_c – удельное сопротивление грунта внедрению конуса; σ'_{v0} – эффективное вертикальное напряжение.

Т. Лунн и Х.П. Христоферсен (1983) предложили следующую зависимость для компрессионного модуля деформации нормально консолидированных молодых и несцементированных силикатных песков [82]:

$$E_{oed} = 4q_c \text{ для } q_c < 10 \text{ МПа}$$

К. Сеннесет и другие (1989) приводят зависимость между скорректированным значением удельного сопротивления грунта внедрению конуса и компрессионным модулем деформации, используя корреляционный коэффициент α_{oed} [96].

А.С. Мейг (1987) утверждает, что α_{oed} находится в диапазоне от 2 до 8 [87], в то время как П.У. Майн (2001) говорит о том, что этот коэффициент равен 8 [85,86].

В зависимости от вида грунта в работе Г. Санглерат (1972) коэффициент α_{oed} изменяется от 1 до 8 при удельном сопротивлении грунта внедрению конуса в диапазоне от 0,7 до 2 МПа [92]. Позже Г. Санглерат и другие (1974) показали, что коэффициент α_{oed} зависит от числа пластичности и содержания природной влажности в широком диапазоне глинистых и органоминеральных грунтов, основываясь на данных измерений q_c [93].

Г.А. Джонс, И. Руст (1995) определили для аллювиальных глин Южной Африки значение коэффициента $\alpha_{oed} = 2{,}75 \pm 0{,}55$ [78].

Корреляция, предложенная Ф.Х. Кулхави, П.У. Майн (1990), имеет более общую форму и не зависит от вида грунта или величины удельного сопротивления грунта внедрению конуса, и имеет вид [81]:

$$E_{oed} = 8{,}25(q_t - \sigma_{vo}),$$

где q_t – удельное сопротивления грунта внедрению конуса, σ_{vo} – напряжение от собственного веса грунта.

Ученые из Греции К.С. Зервояннис и Н.А. Калтезиотис (2017) предлагают использовать искусственные нейронные сети для определения угла внутреннего трения φ, модуля деформации E и удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c на примере грунтов Объединенных Арабских Эмиратов [99]. По результатам исследования разработанные модели нейронных сетей для прогнозирования прочностных и деформационных характеристик дали высокую корреляцию с традиционными методиками расчета. К примеру, коэффициент корреляции эффективного давления σ_{eff} для угла внутреннего трения составил r^2= 97,6%; для среднего размера частиц грунта d_{50} от модуля деформации – r^2= 95,6%; для эффективного давления σ_{eff}, F_c, d_{10}, d_{30}, и d_{50} от удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c – r^2= 90%.

В таблицу 1.1 согласно действующим нормативным документам сведены уравнения определения модуля деформации по значению удельного сопротивления грунта внедрению конуса.

Таблица 1.1. Сводная таблица рекомендованных уравнений для оценки нормативных значений модуля деформации

Вид грунта	Уравнение	Генетический тип грунта
СП 446.1325800-2019		
Пески	$E=3q_c$	все генетические типы, кроме аллювиальных и флювиогляциальных
	$E=1,33q_c+14.4$	аллювиальные и флювиогляциальные
Супеси	$E=4,61q_c+2.3$	все генетические типы грунтов, кроме грунтов ледникового комплекса
Суглинки и глины	$E=7q_c$	
ТСН 50-304-2001 для г. Москвы		
Пески	$E=3q_c$	современные аллювиальные и озерно-болотные
	$E=2,5q_c+10$	древнеаллювиальные, флювиогляциальные и внутриморенные
Суглинки и глины	$E=7q_c$	современные аллювиальные и озерно-болотные
	$E=7q_c$	покровные, озерно-болотные и озерно-

		ледниковые
	$E=7q_c+5$	моренные
	$E=3q_c+8$	флювиогляциальные
ТСН 50-302-2004 для г. Санкт-Петербург		
Глинистые грунты	$E=f(q_c, W)$	все генетические типы четвертичных глинистых грунтов

Таким образом, разнообразие приведенных коэффициентов удельного сопротивления грунта внедрению конуса для определения модуля деформации показывает необходимость учета для разных видов грунтов как генетической принадлежности грунтовых толщ, так и региональных особенностей геологической истории формирования отложений.

Выводы по первой главе

1. Статическое зондирование в практике инженерно-геологических изысканий является наиболее используемым полевым методом для изучения дисперсных грунтов. Основными преимуществами перед другими методами является скорость проведения испытаний и возможность получения широкого круга данных – от мощности слоев грунтов до расчета несущей способности свай.
2. С учетом постоянно увеличивающейся техногенной нагрузки оценка физико-механических характеристик дисперсных грунтов с использованием метода статического зондирования является наиболее используемым способом во всем мире, так как метод дает возможность изучить массив в естественном сложении оперативно и достоверно на большую глубину при высокой скорости испытаний и низких материальных затратах.
3. Анализ отечественных и зарубежных исследователей, а также сравнение нормативных документов для разных регионов территории Российской Федерации показывает, что применение метода статического зондирования с учетом геологических особенностей местности и выводом поправочных коэффициентов для исследуемого региона является необходимым для увеличения точности расчетов и повышения технико-экономической рентабельности строительства.

ГЛАВА 2. ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ГРУНТОВЫХ МАССИВОВ ТЕРРИТОРИИ ГОРОДА КАЗАНИ

2.1 Краткое геологическое строение территории

Территория города Казани расположена на левом берегу р. Волги в зоне сочленения денудационной Предкамской возвышенности и Заволжской низменности, поверхность которой перекрыта аллювиальными террасами четвертичного возраста, причлененных к неогеновым отложениям древней долины р. Волги (рис. 2.1-2.2) [11,13,35,63]. Террасовые поверхности располагаются ступенеобразно, повторяя русло р. Волги. Долина р. Казанки в центральной части города перекрывает надпойменные террасы и делит территорию исследования на две части: западную – правобережную и восточную – левобережную [50]. Геоморфологическое строение территории города Казани отражено на рисунке 2.1.

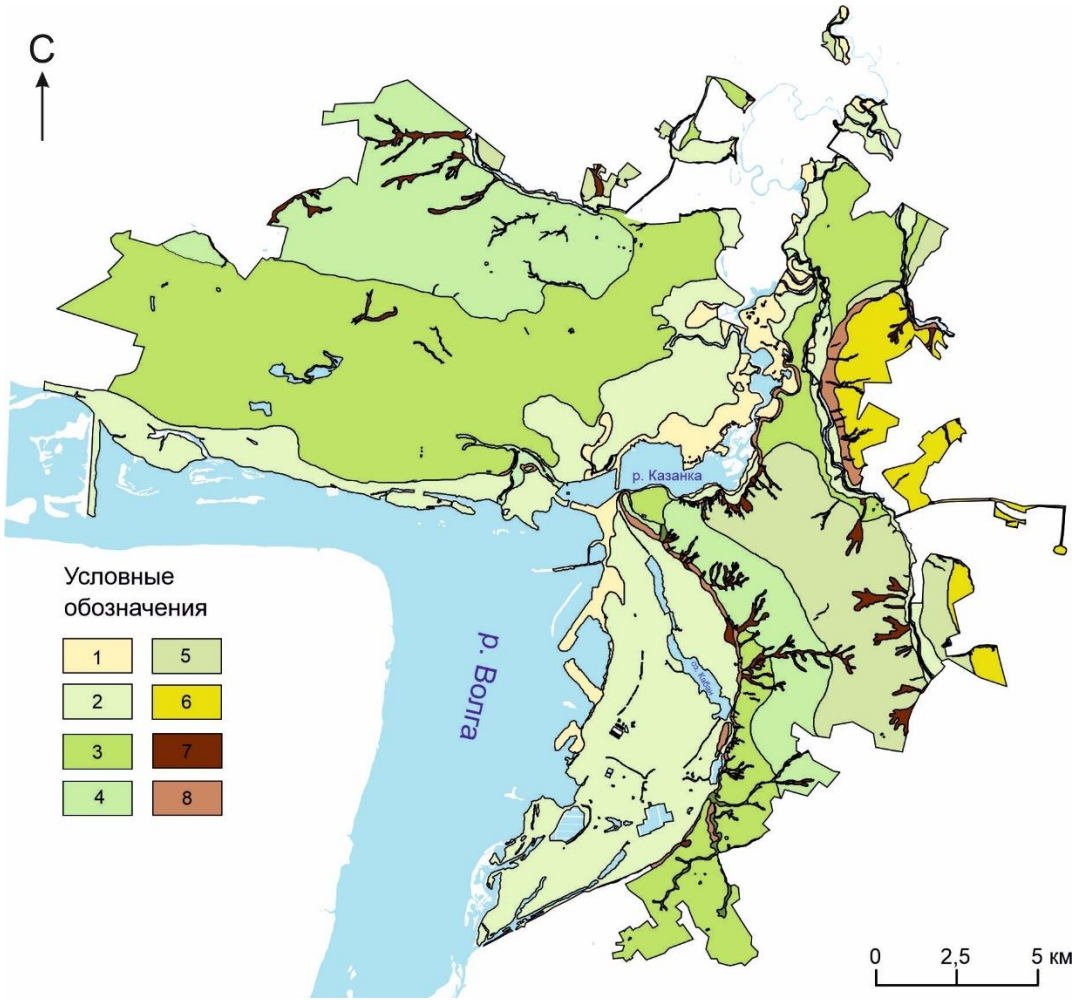


Рисунок 2.1 Геоморфологическая карта г. Казани (И.А. Серебренникова, Н.И. Жаркова, 2007). Обозначения: надпойменные террасы: аллювиальные отложения: 1 – осташковская (f^1Q_{III-IV}), 2 – микулинско-калининская (f^2Q_{III}), 3 – одинцовско-московская (df^3Q_{II}), 4 – лихвинско-днепровская (df^4Q_{II}), 5 – окская (df^5Q_{E-1}), элювиально-делювиальные отложения: 6 – эоплейстоценовая (df^6Q_E); 7,8 – аллювиально-делювиальные отложения (балочные)

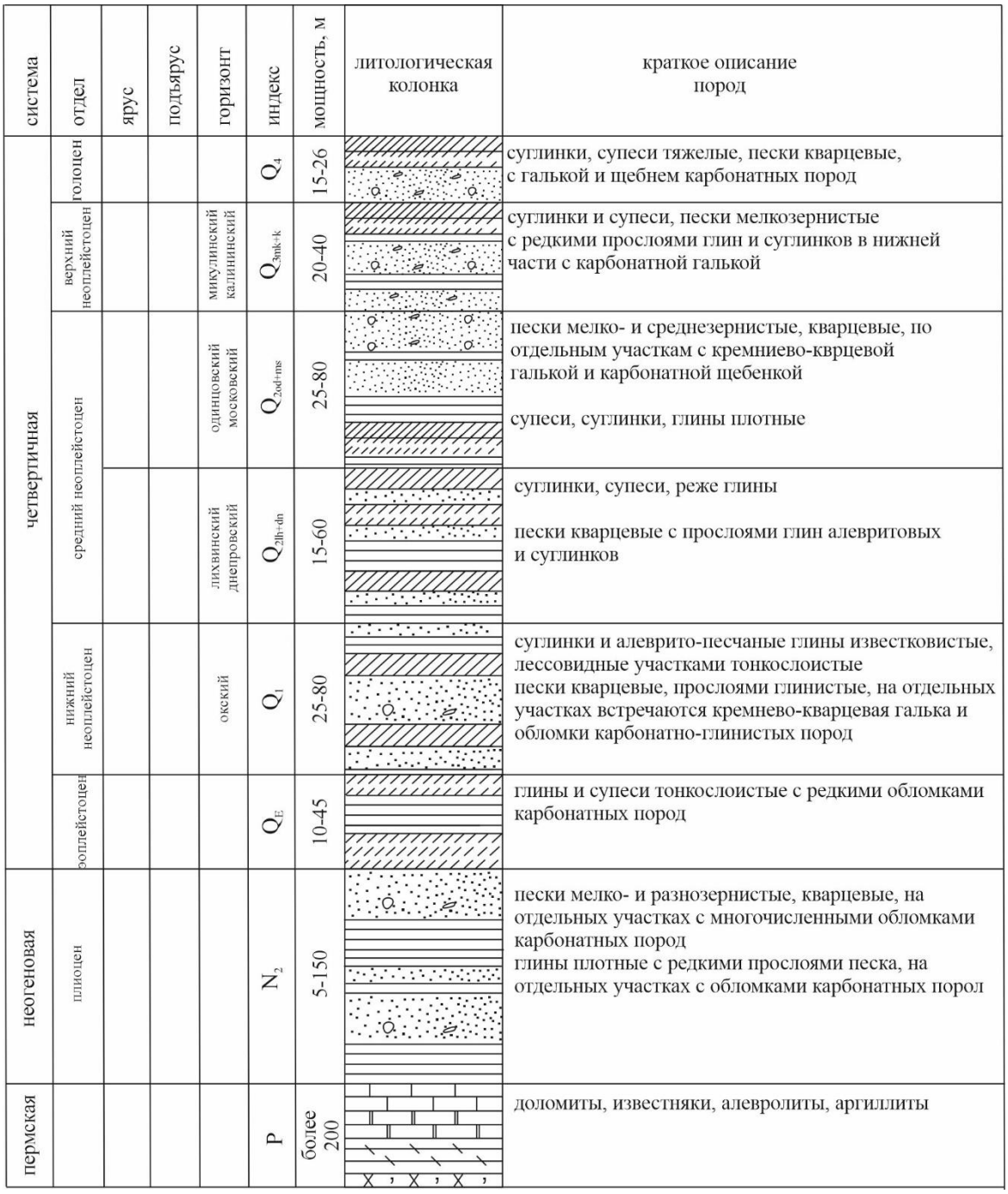


Рисунок 2.2. Сводная стратиграфическая колонка для территории г. Казани [46]

Первая надпойменная (осташковская) терраса практически полностью затоплена водами Куйбышевского водохранилища, редко возвышаясь над поверхностью воды в виде отдельных островов. Поверхность террасы расположена на абсолютных отметках 51-55 м.

Вторая надпойменная (микулинско-калининская) терраса залегает на абсолютных отметках от 51 до 60 м. Ширина террасы составляет 0,5-4 км. Для данной террасы характерно наличие заторфованных грунтов и близкое к дневной поверхности залегание грунтовых вод. На правобережной части города в пределах террасы расположена система озер Кабан, Черное озеро. В результате перепланировки и застройки центральной части города территория террасы значительно изменена.

Третья надпойменная (одинцовско-московская) терраса приурочена как к правобережью, так и левобережью р. Казанки. В пределах р. Волги расположена в западной части города. Максимальная ширина террасы составляет 5 км. Абсолютные высоты залегают на уровнях от 70-90 м до 100 м. Грунтовая толща, мощностью до 80-90 м, представлена преимущественно песчаным составом.

Четвертая надпойменная (лихвинско-днепровская) терраса располагается на абсолютных отметках от 80 до 120 м, достигая ширины до 3 км. Грунтовая толща в северо-западной части территории сложена глинистым и песчаным составом с обломками карбонатных пород. Для центральной части города характерен супесчано-глинистый состав.

Пятая надпойменная (окская) терраса приурочена к левобережью малых рек Ноксы и Сухой реки. Абсолютные отметки варьирует от 100 до 145 м. Максимальная ширина террасы достигает 4,5 км. Основными процессами являются овражная эрозия, осложненная оползневыми и обвально-осыпными формами рельефа. В разрезе террасы выделяется два комплекса. Верхний комплекс представлен суглинками и мелкими песками, нижний – глинами, песками мелкими и средней крупности с кварцевой галькой. Мощность отложений окской террасы достигает 80 м.

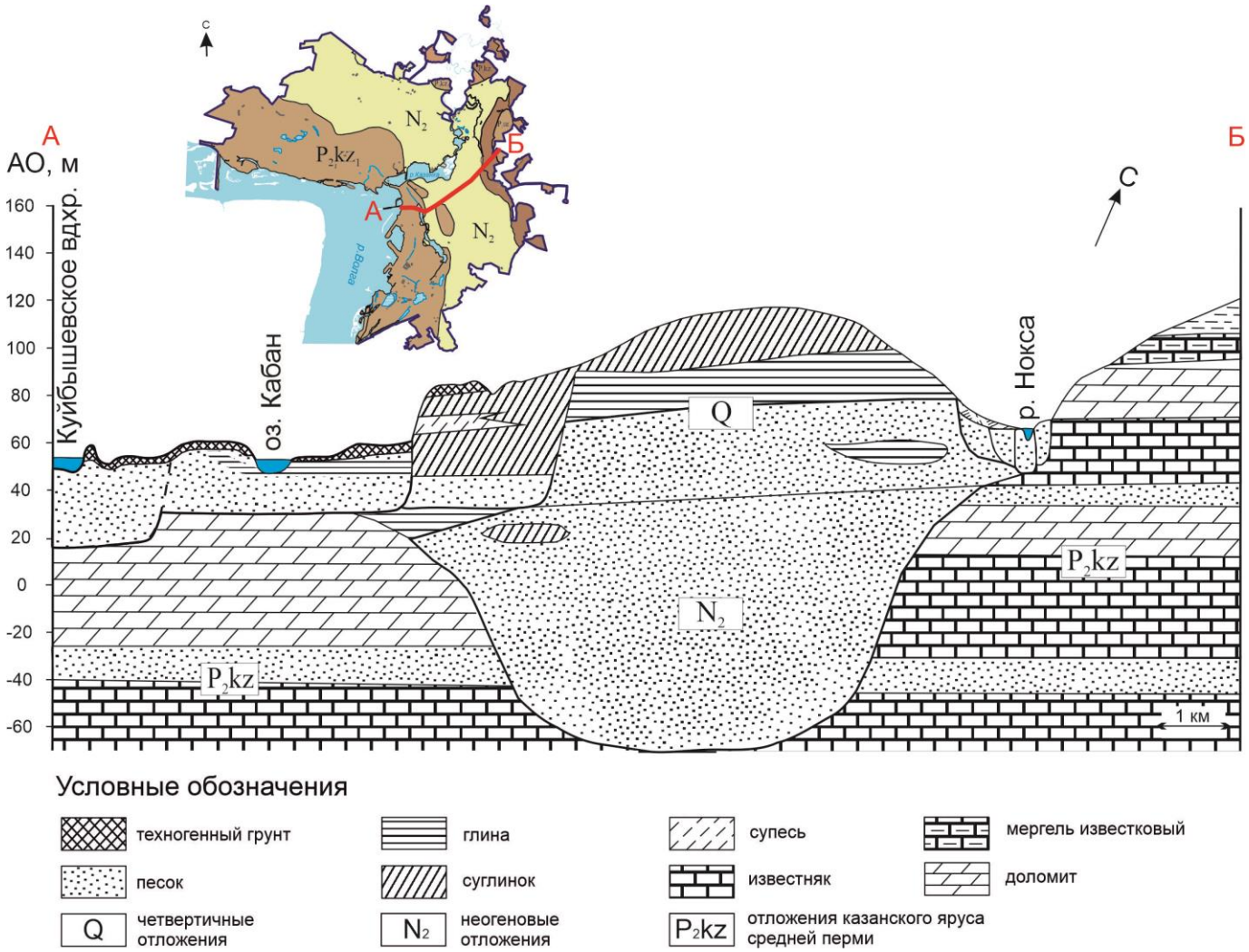


Рисунок 2.3. Геологический разрез по профилю «Куйбышевское водохранилище – р. Нокса» (И.С. Нуриев, И.А. Хузин, 2007)

2.2 Сбор исходной информации

Реализации генетического подхода, ставшего в инженерной геологии и грунтоведении методологической основой, придается большое значение, так как учет формирования грунтов, генезиса, состава, строения, состояния и свойств позволяет в соответствии с современными представлениями геологии и грунтоведения повышать точность и устойчивость прогноза инженерно-геологической информации [19].

По литолого-генетическому принципу грунтовые толщи исследуемой территории можно разделить на 3 группы: низкие террасы, высокие террасы и коренной берег (рис. 2.4) [13,21,46,52].

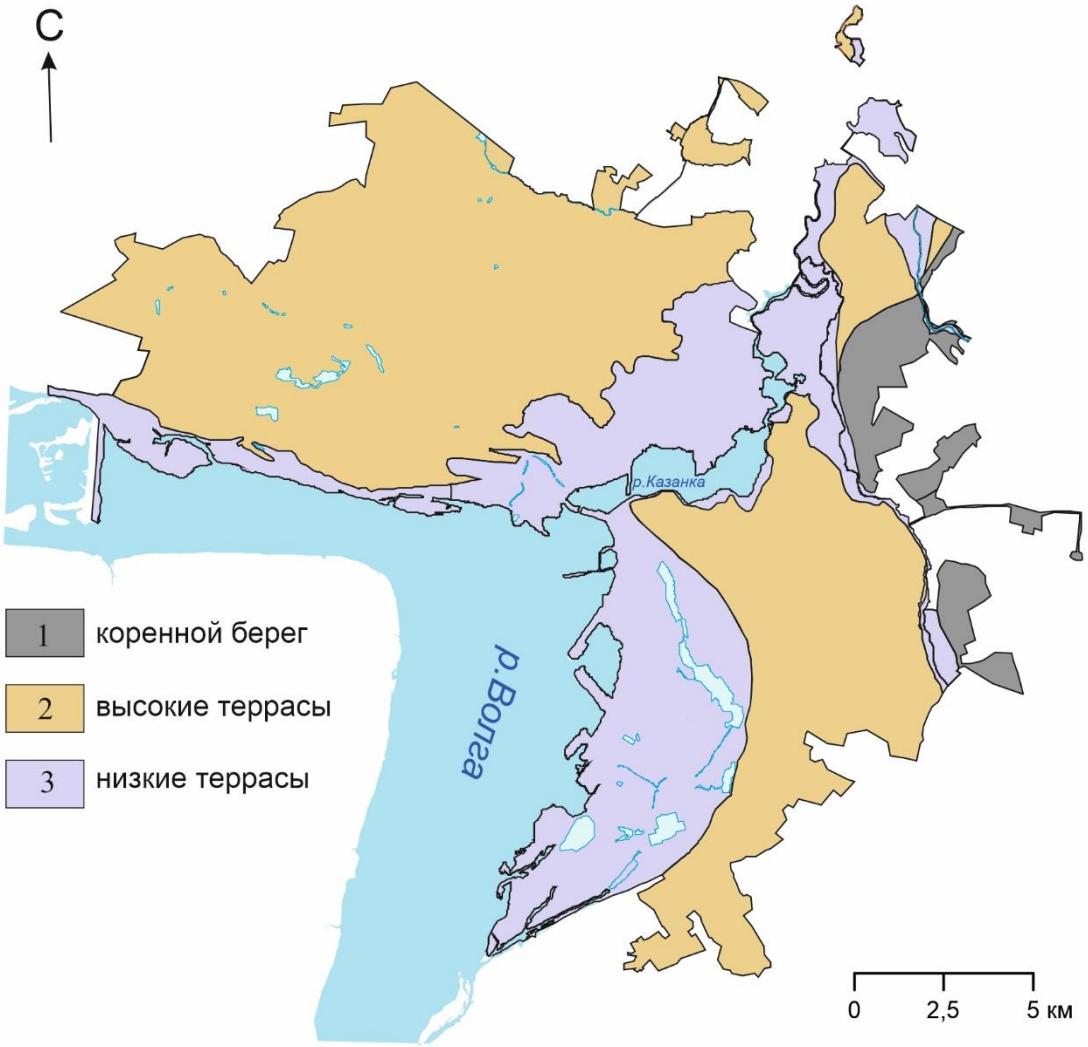


Рисунок 2.4. Карта инженерно-геологических формаций г. Казани [21]

Первая группа грунтовых толщ (низкие террасы – осташковская, микулинско-калининская) имеет абсолютные отметки поверхности 51-75 м и сложена преимущественно суглинками и глинами. Для данной группы террас характерны преимущественно грунты в водонасыщенном состоянии и, следовательно, широкое развитие процессов подтопления и заболачивания.

Вторая группа грунтовых толщ (высокие террасы – одинцовско-московская, лихвинско-днепровская) расположена в пределах абсолютных отметок 63-120 м. Грунтовые толщи, сложенные преимущественно супесчано-суглинистыми разностями, обладают более высокой несущей способностью в связи с глубоким залеганием уровней грунтовых вод.

К третьей группе грунтовых толщ (окская терраса) приурочен коренной берег с абсолютными высотами поверхностей 75-130 м. Здесь в отличие от высоких и низких террас, широко распространены скальные грунты.

Поэтому далее в работе будет использоваться данная литолого-генетическая классификация для характеристики свойств и состава грунтов, а также для уточнения корреляционных зависимостей между данными статического зондирования и показателями состояния грунтов (глава 3), что позволит повысить точность дальнейшей обработки испытаний.

Глубина исследования инженерно-строительной деятельности в пределах города Казани имеет значения 12-25 м, редко достигая 30 м.

Статистическая обработка параметров статического зондирования и соответствующих им показателей физико-механических свойств грунтов для территории г. Казани проводилась для данных, проведенных с использованием зонда I типа установкой СП-59 в MS Office Excel при помощи модуля «Анализ данных». Автором были проанализированы архивные материалы инженерно-геологических изысканий, содержащих результаты статического зондирования (q_c, МПа и Q_S, кН) (2148 точек зондирования) и соответствующие им данные лабораторных исследований

грунтов (W, W_L, W_P, I_P, I_L, e, n, E, φ, C, ρ, $ρ_S$, $ρ_d$, S_r). Карта фактического материала представлена на рисунке 2.5.

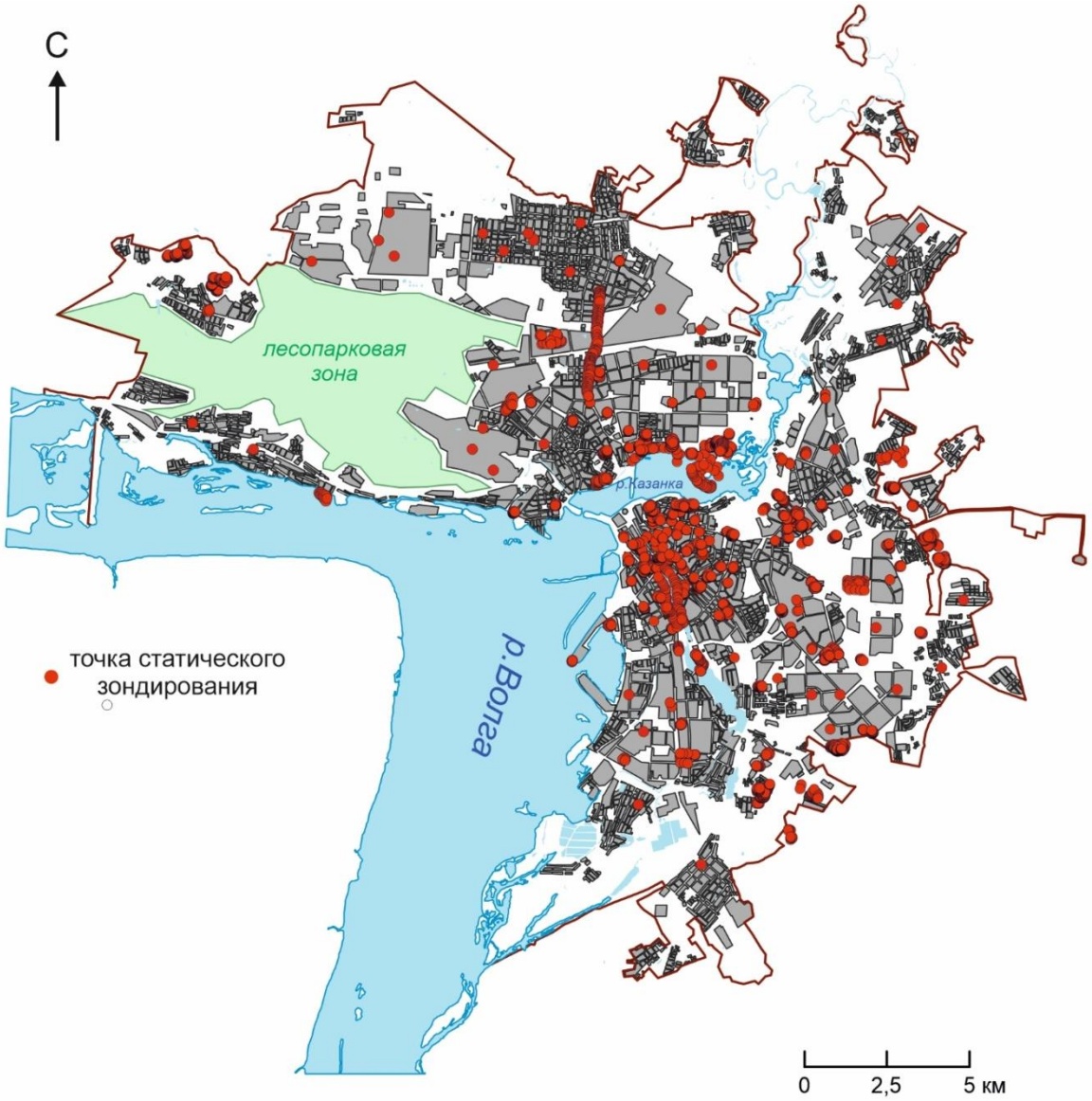


Рисунок 2.5. Карта фактического материала

В обработку включались данные результатов испытаний грунтов, определенные по единым методикам в соответствии с действующими ГОСТами.

Фрагмент собранной базы данных представлен на рисунке 2.6. Для каждой надпойменной террасы таблица состоит из более, чем 9000 строк. База данных включает сведения о точке испытаний: географические координаты, абсолютные отметки, глубина исследования, мощность ИГЭ, возраст грунтов, номенклатура грунтов согласно ГОСТ 25100-2020;

параметров статического зондирования и физико-механических характеристик грунтов.

1 НАДПОЙМЕННАЯ ТЕРРАСА Р.ВОЛГИ (QIII-IV)																									
ОБЪЕКТ	КООРДИНАТЫ		АО, м	ВОЗРАСТ	МОЩНОСТЬ	№ ТСЗ	НОМЕНКЛАТУРА ГРУНТА	№ ИГЭ	ФИЗИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА											МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА			ПАРАМЕТРЫ ЗОНДИРОВАНИ	
	X	Y							W	WL	WP	Ip	Il	e	p	ps	pd	Sr	E	φ	c	q	F
Портовая 27	9379,34	6183,354	57,63	tQIV	0,2	1	техногенный	нс	0,09					0,57	1,85	2,66	1,7	0,43	23	33	3	8,3727	5,0455
Портовая 27				QIII-IV	0,3		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,2		песок мелкий м/влаж	6	0,14					0,65	1,84	2,66	1,61	0,58	26	33	2	8,5073	15,8415
Портовая 27				QIII-IV	1,5		суглинок текуче/пл	3гд	0,24	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	0,5		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	2,2		суглинок текуче/пл	3гд	0,26	0,52	0,22	0,3	0,15	0,72	1,97	2,7	1,57	0,97	12	17	36	1,5179	30,5313
Портовая 27				QIII-IV	0,4		глина полутвердая с примесью ОВ	26п	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	1,2		глина твердая	2а	0,26	0,52	0,22	0,3	0,15	0,72	1,97	2,7	1,57	0,97	12	17	36	1,5179	30,5313
Портовая 27				QIII-IV	3		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27	9379,34	6183,3539	57,63	tQIV	1	2	техногенный	нс	0,09					0,57	1,85	2,66	1,7	0,43	23	33	3	8,3727	5,0455
Портовая 27				QIII-IV	0,6		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,5		песок мелкий м/влаж	6	0,14					0,65	1,84	2,66	1,61	0,58	26	33	2	8,5073	15,8415
Портовая 27				QIII-IV	1,2		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	0,6		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	2		глина твердая	2а	0,26	0,52	0,22	0,3	0,15	0,72	1,97	2,7	1,57	0,97	12	17	36	1,5179	30,5313
Портовая 27				QIII-IV	2,5		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27	9379,3504	6183,3694	57,53	tQIV	0,8	3	техногенный	нс	0,09					0,57	1,85	2,66	1,7	0,43	23	33	3	8,3727	5,0455
Портовая 27				QIII-IV	0,4		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,6		песок мелкий м/влаж	6	0,14					0,65	1,84	2,66	1,61	0,58	26	33	2	8,5073	15,8415
Портовая 27				QIII-IV	2,1		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,1		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	1,3		глина твердая	2а	0,26	0,52	0,22	0,3	0,15	0,72	1,97	2,7	1,57	0,97	12	17	36	1,5179	30,5313
Портовая 27				QIII-IV	1,5		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	2		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27	9379,3579	6183,3773	57,51	tQIV	1,2	4	техногенный	нс	0,09					0,57	1,85	2,66	1,7	0,43	23	33	3	8,3727	5,0455
Портовая 27				QIII-IV	0,6		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,3		песок мелкий м/влаж	6	0,14					0,65	1,84	2,66	1,61	0,58	26	33	2	8,5073	15,8415
Портовая 27				QIII-IV	1,9		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	2		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	1,7		глина твердая	2а	0,26	0,52	0,22	0,3	0,15	0,72	1,97	2,7	1,57	0,97	12	17	36	1,5179	30,5313
Портовая 27				QIII-IV	1,6		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	2,5		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27	9379,3513	6183,3573	57,67	tQIV	1	5	техногенный	нс	0,09					0,57	1,85	2,66	1,7	0,43	23	33	3	8,3727	5,0455
Портовая 27				QIII-IV	0,6		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,1		песок мелкий м/влаж	6	0,14					0,65	1,84	2,66	1,61	0,58	26	33	2	8,5073	15,8415
Портовая 27				QIII-IV	0,7		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,9		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	0,9		суглинок текуче/пл	3гд	0,29	0,28	0,17	0,11	1,1	0,78	1,92	2,65	1,49	0,98	5	19	18	2,0304	20,2807
Портовая 27				QIII-IV	1,1		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647
Портовая 27				QIII-IV	1,8		глина твердая	2а	0,26	0,52	0,22	0,3	0,15	0,72	1,97	2,7	1,57	0,97	12	17	36	1,5179	30,5313
Портовая 27				QIII-IV	2		песок мелкий в/нас	6а	0,31	0,51	0,24	0,27	0,3	0,87	1,88	2,69	1,44	0,96	8,5	17	36	1,8586	33,7647

Рисунок 2.6. Вид исходной таблицы базы данных

2.3 Характеристика дисперсных грунтов

2.3.1 Характеристика песчаных грунтов разного возраста

Верхненеоплейстоценовые голоценовые аллювиальные песчаные отложения в пределах низких террас

Песчаные грунты в составе отложений I и II надпойменных террас рек Волги и Казанки и её притоков залегают преимущественно под маломощной толщей глинистых грунтов и лишь в пределах микулинско-калининской надпойменной террасы не перекрываются супесями и суглинками [21]. По гранулометрическому составу пески в большей степени являются пылеватыми и мелкими, в меньшей – средней крупности. В гранулометрическом составе преобладают частицы диаметром 0,25-0,1 мм (58-79%), тонкопесчаная фракция колеблется в пределах 6-35%, пылеватая – 2-9%, глинистая <2,5%. По коэффициенту водонасыщения пески влажные и водонасыщенные, что объясняется близким залеганием уровня грунтовых вод.

Плотность твердых частиц варьируется в пределах 2,65-2,67 г/см^3, что обусловлено их кварцевым составом. Плотность скелета варьирует от 1,45-1,74 г/см^3. Пористость имеет значения 34-45%, коэффициент пористости – 52-83%. Естественная влажность колеблется в пределах 0,11-0,26 ед.

Механические свойства в большинстве случаев имеют диапазон значений модуля деформации от 14 до 41 МПа, угла внутреннего трения φ=25-36 град. Величина сцепления имеет низкие значения С=1-4 кПа.

Нижне-, средненеоплейстоценовые аллювиальные песчаные отложения в пределах высоких террас

Песчаные отложения в пределах III (одинцовско-московской), IV (лихвинско-днепровской), V (окской) надпойменных террас практически также имеют мономинеральный кварцевый состав (98%). По гранулометрическому составу песчаная толща в большей степени сложена мелкой фракцией, в меньшей – пылеватой, реже – средней крупности. По

водонасыщению пески преимущественно малой степени водонасыщения, так как уровень грунтовых вод на данных террасах имеет более глубокое залегание.

Плотность твердой компоненты выдержана в диапазоне 2,64-2,66 г/см^3 при среднем значении 2,65 г/см^3. Плотность скелета имеет диапазоны от 1,42 до 1,82 г/см^3, плотность грунта – 1,7-2,11 г/см^3. Естественная влажность колеблется в пределах 0,05-0,13 ед. Пористость составляет 31-46%, коэффициент пористости – 46-87%.

Механические свойства имеют диапазоны: для модуля деформации E=13-48 МПа, угла внутреннего трения φ=29-38 град. Величина сцепления составляет C=1-3 кПа.

В таблице 2.1 показаны квантильные характеристики распределения значений удельного сопротивления грунта внедрению конуса для разных гранулометрических разностей песчаных грунтов.

Таблица 2.1. Квантильные значения удельного сопротивления грунта внедрению конуса (q_c, МПа) песков, встречающихся в разрезах грунтовых толщ г. Казани

Грунт	qmin	Значения квантилей x (%)					qmax	n
		0,10	0,25	0,50	0,75	0,90		
Низкие террасы								
Пески пылеватые	2,2	3,58	4,97	6,01	7,52	8,85	9,2	33
Пески мелкие	3,5	6,11	8,87	11,43	14,69	17,84	18	50
Пески средней крупности	7,8	10,26	12,69	15,01	17,88	19,41	20	23
Высокие террасы								
Пески пылеватые	4,5	6,78	9,23	11,42	13,51	15,88	16	34
Пески мелкие	6,5	9,87	13,54	17,36	21,03	23,71	24	59
Пески средней крупности	6,7	10,23	13,78	17,19	20,67	24,12	27,7	40

2.3.2 Характеристика глинистых грунтов разного возраста

Верхненеоплейстоценовые аллювиальные глины в пределах низких террас

Глины имеют ограниченную распространённость и залегают преимущественно в пределах низких террас. Глубина залегания варьирует от

первых метров до 10 м, в пойменных частях рек Волги и Казанки, а также системы озер Кабан до 16,5 м.

По составу глины представлены как пылеватыми, так и не пылеватыми разностями. Наибольшее распространение имеет тяжелая разновидность глин чаще всего с содержанием органического вещества. По минеральному составу глинистые грунты кварцевые.

Плотность грунта имеет значения от 1,25 до 1,99 г/см^3. Плотность скелета грунта составляет 0,5-1,63 г/см^3. Гистограммы распределений значений плотностей представлены на рисунке 2.7. Плотность твердой компоненты колеблется в широких пределах 2,47-2,74 г/см^3. Размах значений плотностей обусловлен присутствием органического вещества и заторфованностью глинистых грунтов.

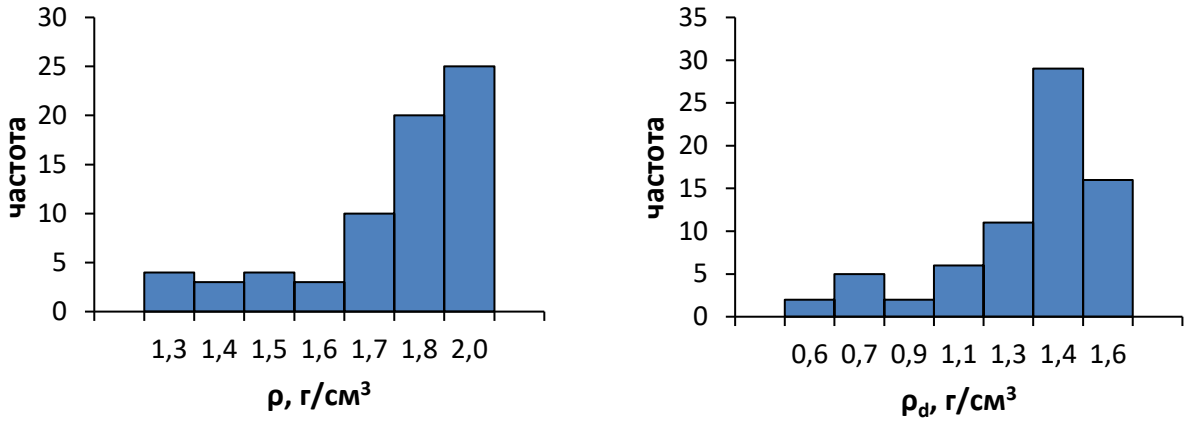


Рисунок 2.7. Гистограмма распределения частот значений плотностей глин

Влажность изменяется от 25 до 37%. При данной влажности грунты имеют полутвердую и тугопластичную консистенцию с показателем текучести I_L=0,15-0,45. Влажность верхнего предела пластичности имеет значения 38-59% (среднее значение 47%), влажность нижнего предела достаточно выдержана – 19-26% (среднее значение по выборке 22%). Модуль деформации имеет значения Е=5-21 МПа, угол внутреннего трения – φ=11-20 град., сцепление – С=22-58 кПа.

Влажность глин с содержанием органического вещества изменяется от 30 до 58%. При данной влажности грунты имеют мягкопластичную и

текучепластичную консистенцию с показателем текучести I_L=0,63-0,85. Влажность верхнего предела пластичности имеет значения 42-71%, нижнего – 21-33%. Относительное содержание органического вещества составляет 0,05-0,11 д.е. Механические характеристики имеют пределы для модуля деформации E=2,2-8,5 МПа, угла внутреннего трения – φ=9-19 град., сцепления – C=17-36 кПа.

Заторфованные глины, находящиеся на I и II надпойменных террасах (заболоченные участки поймы и старица р. Казанки), имеют естественную влажность от 70 до 150%, по показателю текучести относятся к текучепластичным и текучим (I_L=0,7-1,2). Влажность на границе текучести составляет 65-133%, на границе раскатывания – 36-77%. По относительному содержанию органического вещества слабо- и среднезаторфованная, I_r=0,12-0,36 д.е. Модуль деформации равен 1,2-6,6 МПа, угол внутреннего трения – 7-18 град., сцепление – 20-29 кПа.

Верхненеоплейстоценовые аллювиальные суглинки в пределах низких террас

Суглинки в отличие от глин имеют более широкое распространение. Мощность суглинистых толщ в среднем изменяется от 1 до 6 м. В разрезе суглинистые грунты в большинстве случаев залегают на песчаных отложениях.

При выборке в 96 значений естественная влажность суглинков имеет значения от 13 до 39% (при среднем значении 24%), увеличиваясь от твердой до текучепластичной консистенции соответственно (рис. 2.8). Плотность твердой компоненты составляет 2,62-2,72 г/см^3, плотность скелета – 1,42-1,73 г/см^3, плотность грунта – 1,81-2,08 г/см^3. Пористость и коэффициент пористости равны 0,33-0,49 ед. и 0,49-0,8 ед. соответственно.

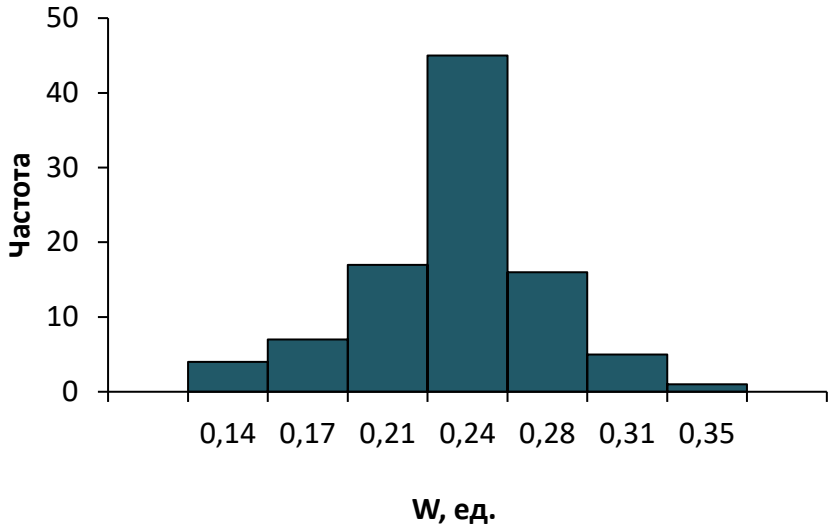


Рисунок 2.8. Гистограмма частот встречаемости значений природной влажности суглинков различной консистенции

Для полутвердых и тугопластичных суглинков верхний предел пластичности имеет значения W_L=23-38 %, нижний предел пластичности W_P=13-24 %. Показатель консистенции равен -0,1–0,32. Деформационные характеристики имеют значения модуля деформации E=6-16 МПа, прочностные характеристики – угол внутреннего трения φ=17-24 град., сцепление C=14-31 кПа.

Для суглинков мягкопластичной и текучепластичной консистенции верхний предел пластичности варьирует от 24 до 39 %, нижний предел – 15-22 %. Показатель консистенции равен 61-72. Модуль деформации равен 3-7 МПа, угол внутреннего трения – 10-21 град., сцепление – 10-23 кПа. Модуль деформации имеет диапазон значений от 2,9 до 7 МПа, угол внутреннего терния от 10 до 21 град., сцепление от 10 до 23 кПа.

Нижне-, средненеоплейстоценовые аллювиальные глинистые отложения в пределах высоких террас

Глинистые отложения высоких террас сложены преимущественно суглинистыми и супесчаными разностями. Величина числа пластичности закономерно возрастает с увеличением дисперсности грунта: для суглинистых грунтов значение изменяется от 8 до 16 % (средневзвешенное

значение 13 %), для супесчаных грунтов – 5-7 % (средневзвешенное значение 6 %).

Супеси. На основе 87 определений в гранулометрическом составе супесей преобладают тяжелые пылеватые фракции. Природная влажность имеет значения 7-21 % ($\overline{x}$=13). Плотность твердой компоненты составляет 2,66-2,71 г/см^3 при среднем значении 2,68; плотность грунта в естественном залегании и плотность сухого грунта изменяется в весьма широком диапазоне 1,57-2,13 г/см^3 ($\overline{x}$=1,89 г/см^3) и 1,47-1,81 г/см^3 ($\overline{x}$=1,67 г/см^3) соответственно, что обусловлено содержанием как мелкопесчаной, так и пылеватой фракций. Пористость составляет 32-45 %, коэффициент пористости – 48-82 %.

Компрессионный модуль деформации изменяется от 8 до 22 МПа, угол внутреннего трения – 15-27 град., сцепление от 9 до 23 кПа.

Суглинки высоких террас находятся преимущественно в полутвердом и тугопластичном состоянии (185 определений) в связи с глубоким залеганием уровня грунтовых вод.

Природная влажность изменяется от 10 до 27 % ($\overline{x}$=18). Влажность верхнего предела пластичности составляет 20-26 %, влажность нижнего предела – 13-19 %. Коэффициент пористости равен 48-70 %, пористость – 32-48 %. Плотность исследуемого грунта в естественном сложении изменяется в пределах 1,67-2,09 г/см^3 (при среднем значении 1,91). Плотность скелета составляет 1,46-1,81 г/см^3 (при среднем значении 1,63), плотность твердой компоненты – 2,67-2,72 г/см^3 (среднее – 2,71).

Деформационные и прочностные характеристики имеют следующие значения: модуль деформации E=3-22 МПа, угол внутреннего терния φ=13-30 град., удельное сцепление C=14-45 кПа.

2.4 Классификация дисперсных грунтов по данным статического зондирования

Статистическая обработка значений удельного сопротивления песков внедрению конуса

Песчаные грунты в пределах территории города распространены повсеместно. Как правило, они залегают под маломощной толщей глинистых грунтов, и лишь в пределах микулинско-калининской надпойменной террасы не перекрываются супесями и суглинками [21]. По генезису они могут быть техногенными (насыпными или намывными), аллювиальными или озерно-аллювиальными. Техногенные пески в связи с интенсивным хозяйственным освоением территории к настоящему времени встречаются на всех геоморфологических уровнях. Аллювиальные пески развиты преимущественно в отложениях поймы и I надпойменной террасы р. Волги, Казанки и их притоков.

Песчаные грунты низких геоморфологических уровней по гранулометрическому составу, как было отмечено выше, встречаются преимущественно в виде пылеватой и мелкой фракций, реже средней крупности. По плотности сложения пылеватые пески относятся к плотным, мелкие и средней крупности преимущественно – к средней плотности. Для песчаных грунтов высоких геоморфологических уровней характерны разновидности мелкой и средней крупности, реже – пылеватой.

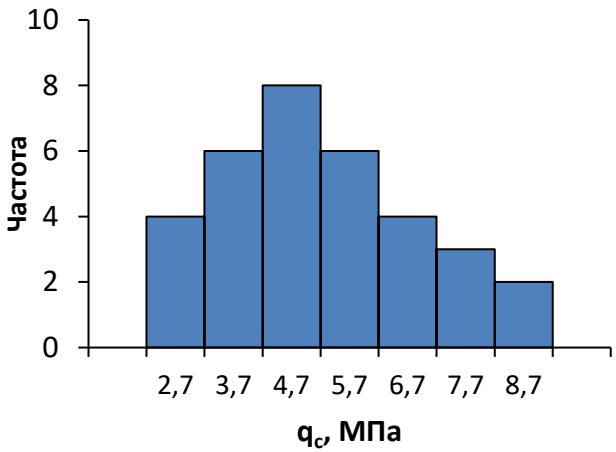
Пески характеризуются преимущественно средней плотностью сложения. По гранулометрическому составу встречаются следующие разности: пески средней крупности, мелкие и пылеватые. В составе преобладают частицы диаметром 0,25-0,1 мм (55-86 %), тонкопесчаная фракция колеблется от 7 до 38 %, пылеватая от 1 до 10 %, глинистая не превышает 3 % [21]. По данным Н.И. Жарковой (2006 г.) плотность твёрдых частиц составляет 2,66 г/см^3. Плотность изменяется от 1,48 до 1,88 г/см^3. Пористость составляет 35-39 %. Естественная влажность изменяется от 21-23

% в пониженных участках, до 9-12 % на высоких террасах. В большинстве случаев пески обладают хорошими прочностными показателями: модуль деформации 28-30 МПа, угол внутреннего трения 20-40 град., сцепление низкое – 1-3 кПа.

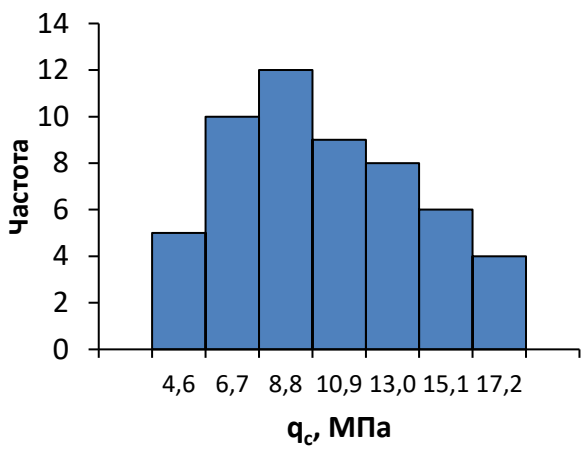
В таблице 2.2 показаны квантильные характеристики распределения значений удельного сопротивления песчаных грунтов внедрению конуса для гранулометрических разностей.

Таблица 2.2. Квантильные значения удельного сопротивления песков внедрению конуса (q_c, МПа), встречающихся в разрезах грунтовых толщ г. Казани

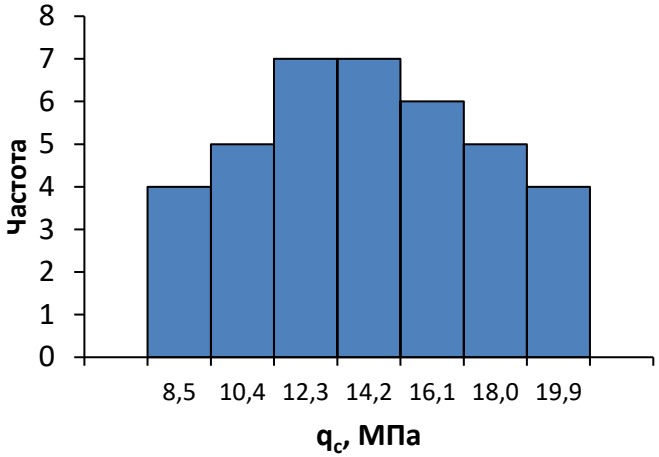
Грунт	qmin	Значения квантилей x (%)					qmax	n
		0,10	0,25	0,50	0,75	0,90		
Низкие террасы								
Пески пылеватые	2,2	3,58	4,97	6,01	7,52	8,85	9,2	33
Пески мелкие	3,5	6,11	8,87	11,43	14,69	17,84	18	50
Пески средней крупности	7,8	10,26	12,69	15,01	17,88	19,41	20	23
Высокие террасы								
Пески пылеватые	4,5	6,78	9,23	11,42	13,51	15,88	16	34
Пески мелкие	6,5	9,87	13,54	17,36	21,03	23,71	24	59
Пески средней крупности	6,7	10,23	13,78	17,19	20,67	24,12	27,7	40



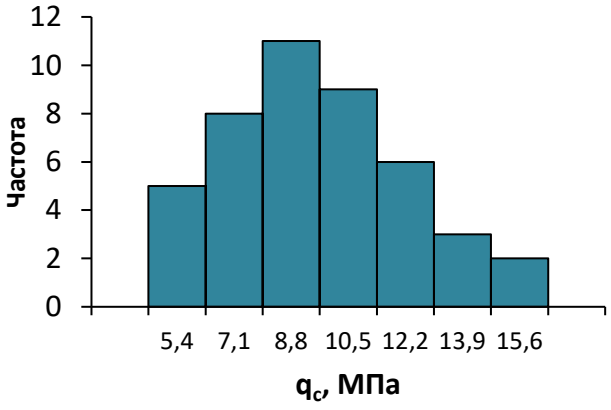
1а



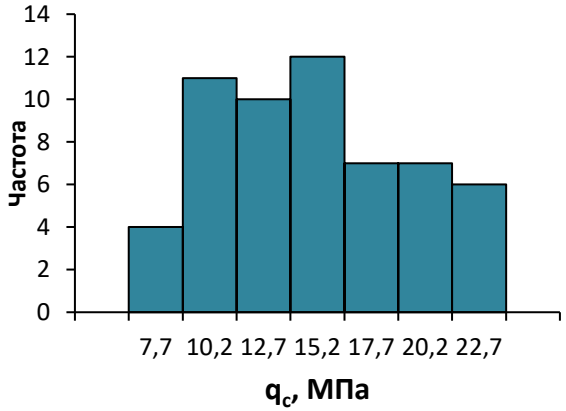
1б



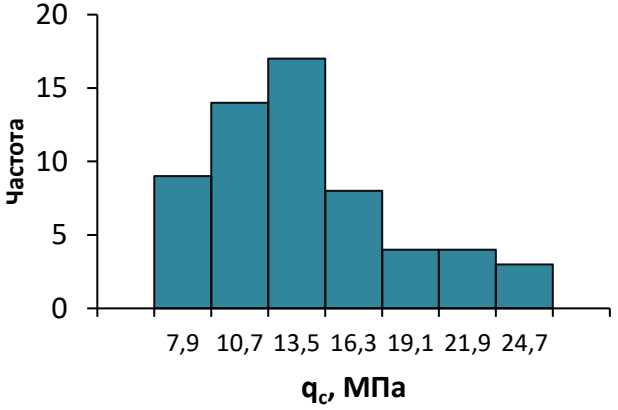
1в



2а



2б



2в

Рисунок 2.9. Гистограмма распределения значений удельного сопротивления песчаных грунтов внедрению конуса: 1) низкие террасы, 2) высокие террасы: а) пылеватые пески; б) мелкие пески; в) пески средней крупности.

Анализируя вышеприведенные данные (табл. 2.2, рис. 2.9), диапазоны значений удельного сопротивления грунта внедрению конуса (q_c, МПа) для пылеватых песков, приуроченных к низким террасам, практически в 2 раза меньше (при среднем значении q_c=5,31 МПа), чем для мелких (среднее значение q_c=10,5 МПа) и песков средней крупности (среднее значение q_c=12,9 МПа). Для пылеватых песков, приуроченных к высоким террасам, среднее значение удельного сопротивления внедрению конуса составляет 9,2 МПа, для мелких песков – 14,7 МПа, для песков средней крупности – 16,5 МПа. Очевидно, что значения q_c увеличиваются по мере роста крупных фракций для всех геоморфологических подразделений.

Статистическая обработка значений удельного сопротивления супесей внедрению конуса

Супеси имеют ограниченное распространение на исследуемой территории и приурочены преимущественно к высоким надпойменным террасам рек Волги и Казанки, реже к низким террасам. По показателю текучести преобладают твердые и пластичные консистенции, реже текучие (табл. 2.3.).

Таблица 2.3. Квантильные значения удельного сопротивления супесей внедрению конуса

Грунт	qmin	Значения квантилей x (%)					qmax	n
		0,10	0,25	0,50	0,75	0,90		
Низкие террасы								
Супеси пластичные	1	1,58	2,31	2,84	3,17	3,88	4	7
Супеси текучие	0,5	0,87	1,30	1,51	2,09	2,57	3	8
Высокие террасы								
Супеси твердые	3,3	4,26	5,23	6,18	7,15	8,11	9,1	36
Супеси пластичные	1,5	2,58	3,66	4,74	5,82	6,91	8	40
Супеси текучие	0,82	1,4	1,98	2,56	3,14	3,72	4,3	10

Выборка для всей совокупности значений удельного сопротивления супесей внедрению конуса имеет бимодальную форму распределения значений, которая, главным образом, обусловлена литологической

составляющей супесей – содержанием пылеватой и крупной фракцией (рис. 2.10). Среднее по выборке составляет q_c=5,4 МПа.

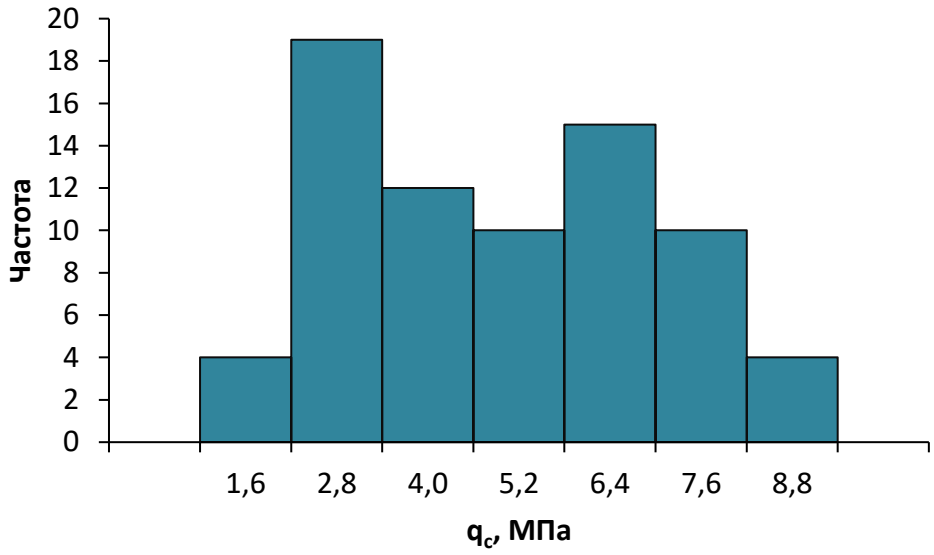


Рисунок 2.10. Гистограмма распределения значений удельного сопротивления супесей внедрению конуса для высоких террас

Анализируя вышесказанное, можно сделать вывод о том, что значения удельного сопротивления супесей внедрению конуса не являются классификационным показателем для ее выделения на основе данных статического зондирования. Кроме того, супеси по значениям удельного сопротивления внедрению конуса являются аналогами пылеватых песков, то есть достоверно определить данный вид грунта можно лишь с помощью отбора проб и определения гранулометрического состава.

Статистическая обработка значений удельного сопротивления суглинков внедрению конуса

Суглинки имеют широкое распространение и приурочены ко всем геоморфологическим подразделениям. На низких речных террасах встречаются суглинки от твердой до текучепластичной консистенции, на высоких – от твердой до мягкопластичной. Изучаемая выборка составила 217 экспериментальных значений.

1) 2)

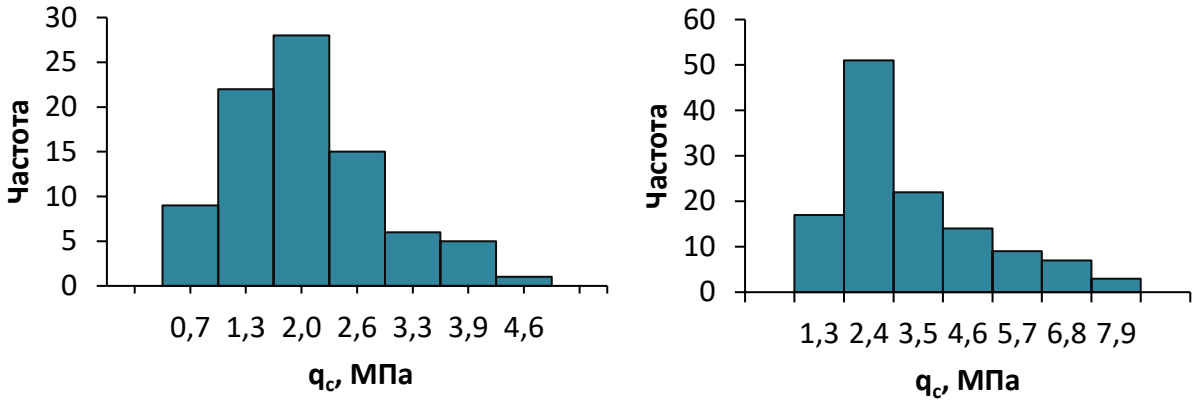


Рисунок 2.11. Гистограммы распределения значений удельного сопротивления суглинков внедрению конуса для: 1) низких террас, 2) высоких террас

Таблица 2.4. Квантильные значения удельного сопротивления суглинков внедрению конуса

Грунт	qmin	Значения квантилей x (%)					qmax	n
		0,10	0,25	0,50	0,75	0,90		
Низкие террасы								
Суглинки твердые, полутвердые	2,31	2,79	3,21	3,88	4,53	4,86	5	9
Суглинки тугопластичные	1,22	1,67	2,24	2,79	3,51	3,93	4	26
Суглинки мягкопластичные	0,65	1,04	1,58	2,04	2,57	2,79	3	27
Суглинки текучепластичные	0,35	0,79	1,23	1,67	2,11	2,56	3	30
Высокие террасы								
Суглинки твердые, полутвердые	1,5	2,74	3,89	5,08	6,36	7,89	8	72
Суглинки мягкопластичные	0,8	1,68	2,67	3,64	4,74	5,46	5,7	56

Анализируя табл. 2.4. и рис. 2.11, можно сделать вывод о том, что значения удельного сопротивления грунта внедрению конуса для высоких геоморфологических уровней превышают значения, соответствующие низким террасам практически в 2 раза.

Статистическая обработка значений удельного сопротивления глин внедрению конуса

Глины на территории г. Казани имеют подчиненное значение и преимущественно встречаются на низких надпойменных террасах. Часто здесь глины содержат в своем составе органическое вещество разной степени

разложения. Естественная влажность глин варьирует от 25 до 41 %. Плотность твердой компоненты составляет 2,64-2,74 г/см^3, плотность скелета – 1,32-1,64 г/см^3, плотность грунта – 1,61-2,0 г/см^3. Пористость и коэффициент пористости равны 0,40-0,49 ед. и 0,78-0,82 ед. соответственно. Для полутвердых и тугопластичных глин верхний предел пластичности изменяется в пределах W_L=35-57 %, нижний предел пластичности W_P=19-30 %; для мягкопластичных и текучепластичных глин – W_L=43-74 %, W_P=22-58 %. Деформационные характеристики имеют значения модуля деформации E=6-20 МПа, прочностные характеристики – угол внутреннего трения φ=12-20 град., сцепление C=17-48 кПа.

На рис. 2.12 представлена гистограмма распределения значений удельного сопротивления внедрению конуса, построенная по всей выборке (71 определение).

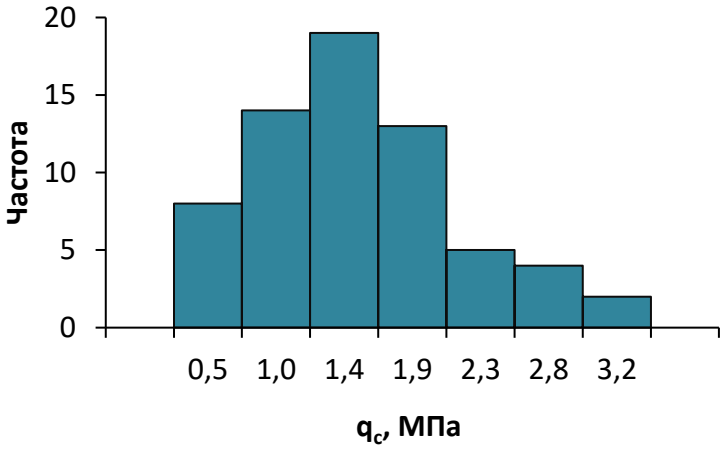


Рисунок 2.12. Гистограмма распределения значений удельного сопротивления глин внедрению конуса низких террас

Таблица 2.5. Квантильные значения удельного сопротивления глин внедрению конуса

Грунт	qmin	Значения квантилей x (%)					qmax	n
		0,10	0,25	0,50	0,75	0,90		
Низкие террасы								
Глина твердая, полутвердая	0,9	1,44	2,09	2,76	3,89	4,05	4,1	17
Глина тугопластичная	0,7	1,19	1,78	2,34	3,11	3,48	3,6	26
Глина мягкопластичная	0,4	0,78	1,16	1,48	1,9	2,42	2,5	19
Глина текучепластичная	0,65	0,81	1,02	1,18	1,34	1,52	1,6	9

Выводы по второй главе

1. Территория г. Казани располагается в пределах речных надпойменных террас. На территории исследования основным типом грунтовых оснований являются дисперсные грунты – пески, супеси, суглинки и глины.

2. На основе анализа показателей состояния грунтов и параметров статического зондирования создана база данных, отражающая географическое положение, абсолютные отметки, мощность слоев и физико-механические характеристики в соответствии с полевыми исследованиями согласно геоморфологическим уровням.

3. На основе анализа данных статического зондирования установлены диапазоны значений удельного сопротивления грунтов внедрению конуса для различных грунтовых условий г. Казани.

ГЛАВА 3. РЕГИОНАЛЬНЫЕ НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРСТИК ГРУНТОВ НА ОСНОВЕ КОМПЛЕКСНОГО АНАЛИЗА ДАННЫХ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

Выбор независимых переменных для получения расчетных уравнений связи основывается на расчетных параметрах грунта, так как экспериментально определяемые показатели – плотность грунта ρ в естественном сложении (г/см^3), плотность твердой компоненты ρ_s (г/см^3) и природная влажность W (% или ед.) – являются постоянными характеристиками состояния и определяют физические свойства грунтов. Все остальные физические характеристики являются расчетными и зависят от природной влажности.

Кроме того, основными классификационными параметрами состояния грунтов согласно ГОСТ 25100-2020 для глинистых грунтов являются: число пластичности – I_p и показатель консистенции – I_L; для песчаных грунтов: плотность скелета грунта – ρ_d и коэффициент пористости – e [16]. По величине коэффициента пористости согласно СП 446.1325800-2019 таблицы Ж.1 вычисляются параметры статического зондирования.

Поэтому далее в работе проводится сравнительная оценка физико-механических характеристик грунтов, определенных лабораторными методами по данным статического зондирования на примере грунтов г. Казани.

Анализ собранных данных показал, что величина удельного сопротивления внедрению конуса для глинистых грунтов в большинстве случаев имеет значения до 6 МПа для глин, до 8 МПа для суглинков и до 12 МПа для супесей. Поэтому далее в работе статистическая обработка данных будет производиться для этих видов грунтов в пределах от 0,1 до 12 МПа. Для песчаных грунтов диапазон значений q_c составляет 1-27,5 МПа.

Все статистические выводы основаны на нахождении коэффициентов аппроксимирующих функций и имеют следующую общую последовательность работы [15,45,55]:

1) отбраковка «ураганных» значений;

2) построение диаграмм рассеяния зависимости необходимых параметров;

3) выбор по внешнему виду диаграмм рассеяния наиболее подходящей функции y=f(x), которая может аппроксимировать экспериментальные точки;

4) определение коэффициента детерминации.

3.1 Песчаные грунты

3.1.1 Определение деформационных и прочностных характеристик песчаных грунтов

Оценка деформационных и прочностных свойств по результатам статического зондирования грунтов в российском законодательстве производится согласно действующим федеральным и региональным нормативным документам: СП 446.1325800-2019, ТСН 50-302-2004 (для г. Санкт-Петербург) и ТСН 50-304-2001 (для г. Москвы).

Согласно СП 446.1325800 Приложения Ж деформационные характеристики песков по данным статического зондирования описываются следующими уравнениями: $E=3q_c$ ($R^2=1$) для грунтов кроме аллювиального и флювиогляциального генезиса и $E=1,33q_c+14,4$ ($R^2=0,99$) для грунтов аллювиального и флювиогляциального генезиса.

Аппроксимируя значения таблицы 2 приложения Ж и собранной базы данных для песчаных грунтов г. Казани показана возможность использования уравнений из СП 446.1325800 для определения модуля деформации песчаных грунтов (рис. 3.1). Для низких террас выборка составила 115 определений, для высоких – 140 определений.

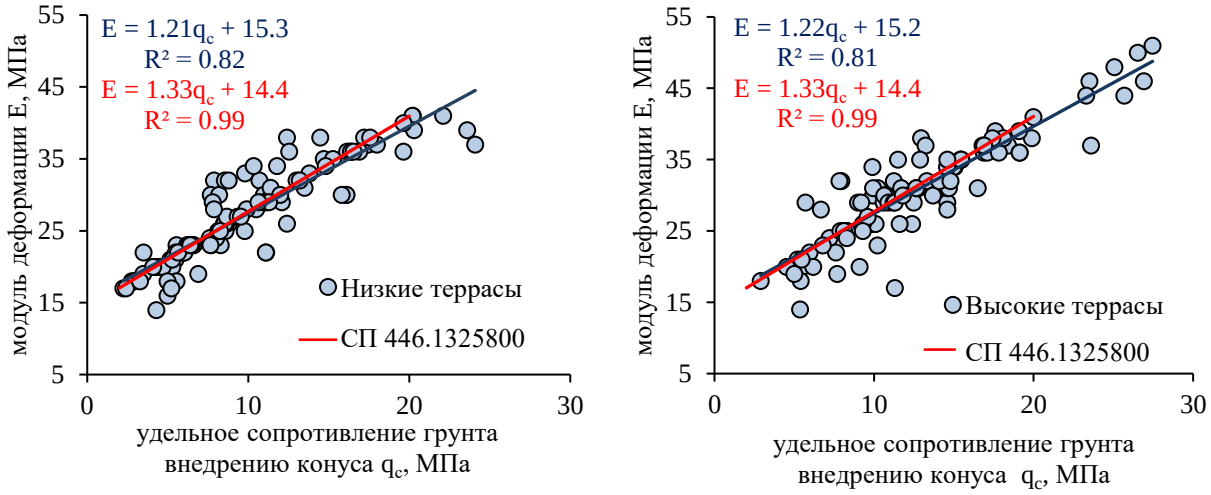


Рисунок 3.1. Аппроксимация нормативных значений модуля деформации (E, МПа) песков

Коэффициент корреляции для модуля деформации имеет высокую сходимость и составляет для низких террас R^2=0,82, для высоких R^2=0,81, что дает возможность использовать нормативные значения, рекомендованные в СП 446.1325800 применительно к песчаным грунтам, распространённым на территории г. Казани.

Для определения нормативного угла внутреннего трения песчаных грунтов для глубин 2 м и 5 м и более аппроксимация значений таблицы Ж.3 СП 446.1325800 имеет расчетные уравнения связи следующего вида: $\varphi=26,3q_c^{0.1}$ (R^2=0,99) и $\varphi=24,3q_c^{0.1}$ (R^2=0,99) соответственно.

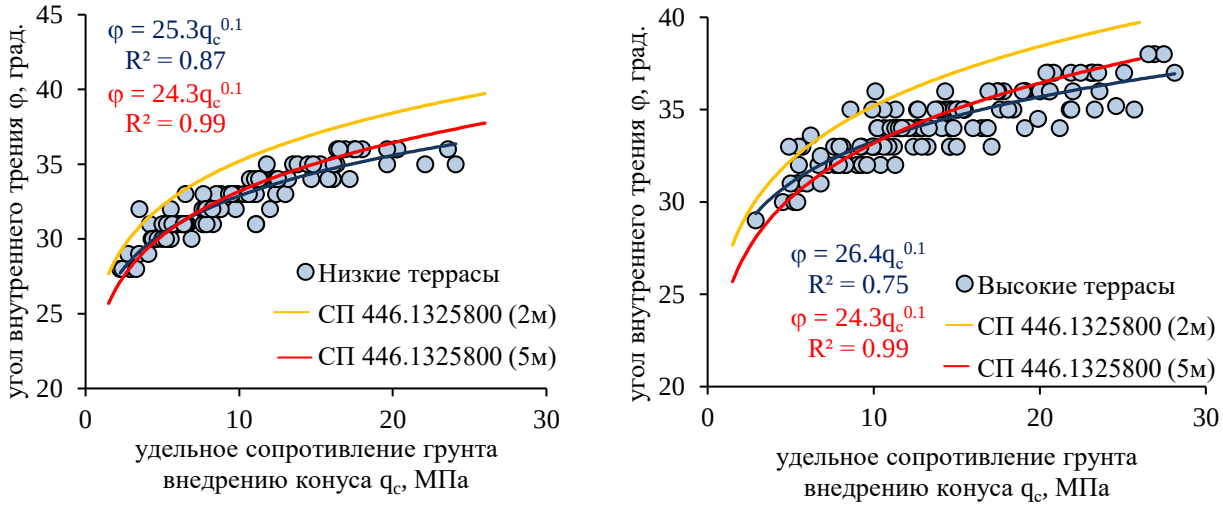


Рисунок 3.2. Аппроксимация значений угла внутреннего трения (φ, град.) песков

Результатом аппроксимации являются скорректированные значения нормативных значений, представленных в таблицах 3.2-3.3.

Таблица 3.2. Нормативные значения угла внутреннего трения φ, град. песков

q_c, МПа	Табл. Ж.3 СП 446.1325800		q_c, МПа	Песчаные грунты г. Казани	
	2м	5м и более		низкие террасы	высокие террасы
1,5	28	26	2	28	20
3	30	28	3	29	24
5	32	30	4	30	26
8	34	32	5	31	30
12	36	34	9	33	32
18	38	36	13	35	34
26	40	38	17	36	36
			21	37	37
			25	38	38
			29	39	-

Таблица 3.3. Скорректированные значения модуля деформации для песков

пески	нормативный модуль деформации E при q_c, МПа согласно СП 446.1325800									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
все генетические типы, кроме аллювиальных и флювиогляциальных	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
аллювиальные и флювиогляциальные	17	20	22	25	28	30	33	36	38	41

пески	скорректированный нормативный модуль деформации E при q_c, МПа													
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
низкие террасы	12	15	18	21	24	27	30	33	35	37	39	41	-	-
высокие террасы	14	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51

Таким образом, проведенный анализ для исследуемых песчаных грунтов показал, что грунты имеют те же расчетные уравнения связи, и оценка деформационных и прочностных свойств для песчаных грунтов г. Казани может производиться в соответствии с СП 446.1325800 таблицы Ж.2 и Ж.3.

3.1.2 Определение плотности сложения песков

Главным классификационным показателем для песчаных грунтов является коэффициент пористости (e, ед.), который согласно ГОСТ 25100 таблице Б.12 подразделяет пески на разновидности:

Таблица 3.4. Классификация песчаных грунтов по значениям коэффициента пористости

Разновидность песков	Коэффициент пористости e, ед.		
	гравелистые и средней крупности	мелкие	пылеватые
плотные	<0,55	<0,6	<0,6
средней плотности	0,55-0,7	0,6-0,75	0,6-0,8
рыхлые	>0,7	>0,75	>0,8

Из таблицы 3.4 видно, что с увеличением дисперсности и уменьшением плотности сложения коэффициент пористости увеличивается.

В СП 446.1325800 по таблице Ж.1 песчаные грунты с учетом дисперсности и влажности по плотности сложения на основании данных статического зондирования следует подразделять следующим образом (табл. 3.5):

Таблица 3.5. Значения удельного сопротивления песков внедрению конуса разной плотности сложения согласно табл. Ж.1 СП 446.1325800

Пески	Плотность сложения при q_c, МПа		
	плотные	средней плотности	рыхлые
крупные и средней крупности независимо от влажности	>15	5-15	<5
мелкие независимо от влажности	>12	4-12	<4
пылеватые: неводонасыщенные водонасыщенные	 >10 >7	 3-10 2-7	 <3 <2

В результате исследования на основе изученных данных для песков на территории г. Казани пересмотрена таблица Ж.1, и изменены диапазоны значений q_c (табл. 3.6):

Таблица 3.6. Скорректированные значения удельного сопротивления песков внедрению конуса для разной плотности сложения

Пески	Плотность сложения при q_c, МПа				
	плотные		средней плотности		рыхлые
крупные и средней крупности независимо от влажности	низкие	высокие	низкие	высокие	<5
	>16	>18	8-20	8-28	
мелкие независимо от влажности	>12	>15	4-23	7-26	<4
пылеватые:					
неводонасыщенные	>10	>13	3-13	6-23	<3
водонасыщенные	>8	>10	2-10	5-11	<2

3.2 Глинистые грунты

3.2.1 Определение деформационных и прочностных характеристик глинистых грунтов

Нормативные значения модуля деформации Е, угла внутреннего трения φ и удельного сцепления С для глин, суглинков и супесей (кроме грунтов ледникового комплекса) приведены в таблице Ж.4 СП 446.1325800, данные которой соответствуют широкому диапазону геологических условий территории России (табл. 3.7).

Таблица 3.7. Нормативные значения модуля деформации Е, угла внутреннего трения φ и удельного сцепления С согласно табл. Ж.4 СП 446.1325800

q_c, МПа	Е, МПа (глины и суглинки)	Глины		Суглинки		Супеси		
		φ, град.	С, кПа	φ, град.	С, кПа	Е, МПа	φ, град.	С, кПа
0,5	3,5	14	25	16	14	–	–	–
1	7	17	30	19	17	7	19	10
2	14	18	35	21	23	12	22	12
3	21	20	40	23	29	16	25	15
4	28	22	45	25	35	20	27	17
5	35	24	50	26	41	25	29	20
6	42	25	55	27	47	30	30	22
7	–	–	–	–	–	35	31	24

Модуль деформации глин и суглинков аппроксимируется уравнением вида $E=7q_c$ ($R^2=1$) согласно СП 446.1325800 по таблице Ж.4. На рисунке 3.3-3.4 показано сравнение аппроксимации нормативных и экспериментальных данных.

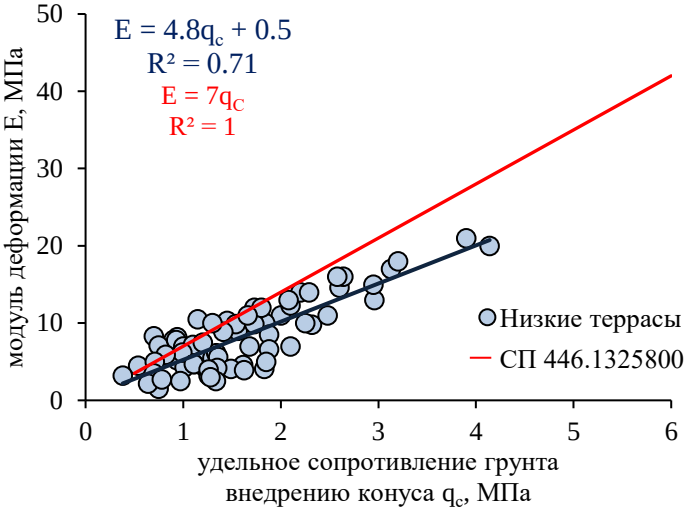


Рисунок 3.3. Аппроксимация нормативных значений модуля деформации глин

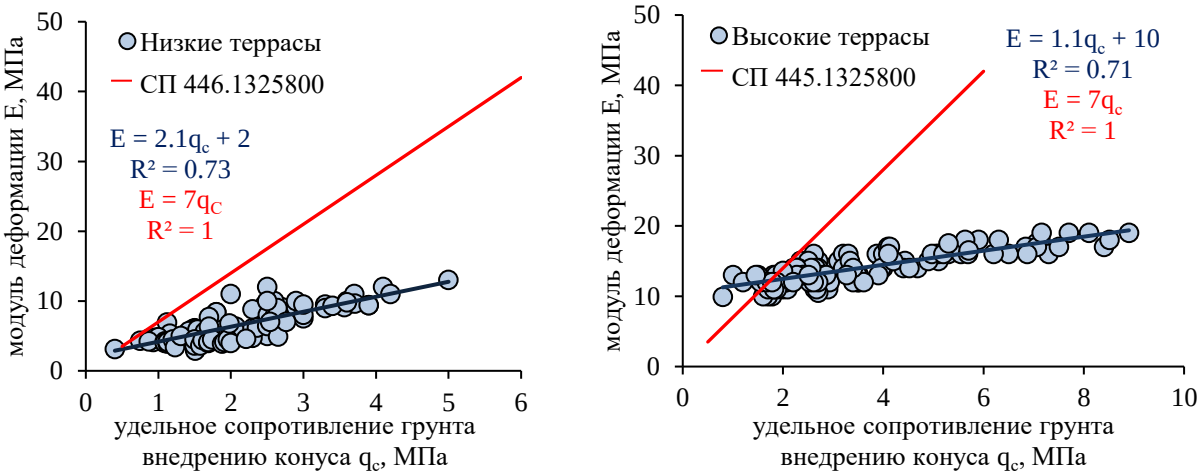


Рисунок 3.4. Аппроксимация нормативных значений модуля деформации суглинков

Нормативные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления в соответствие с СП 446.1325800 описываются уравнением степенного вида $\varphi=16{,}3q_c^{0.22}$ при $R^2=0{,}97$ и линейного вида $C=5{,}3q_c+23{,}9$ при $R^2=0{,}99$ соответственно (рис. 3.5–3.6).

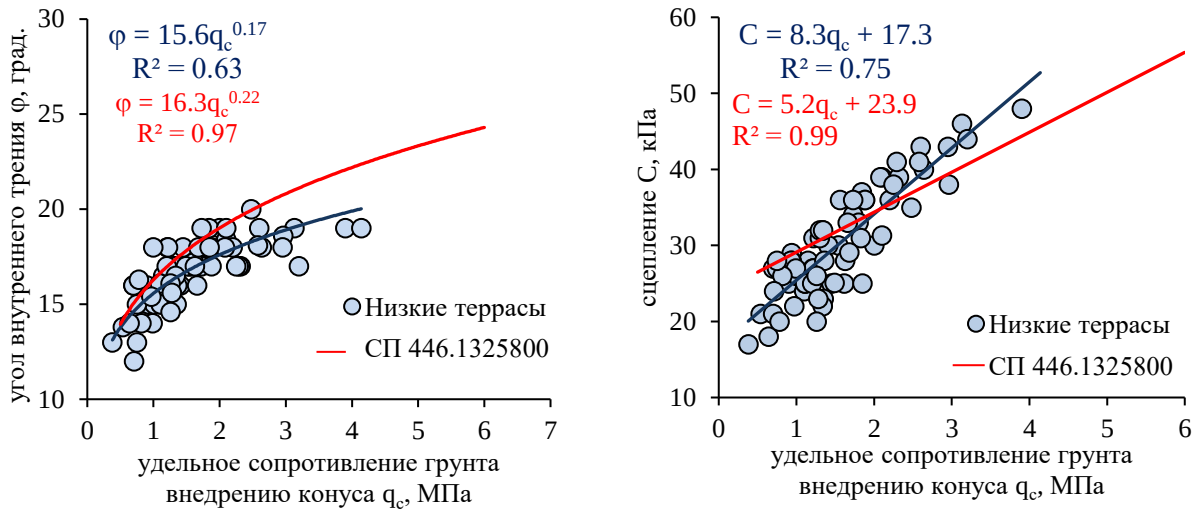


Рисунок 3.5. Аппроксимация нормативных значений угла внутреннего трения и удельного сцепления глин

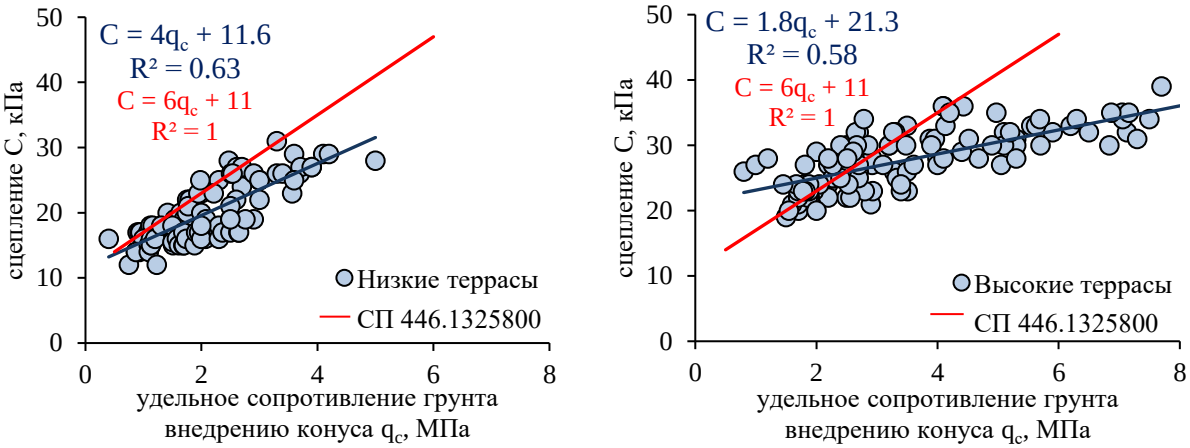


Рисунок 3.6. Аппроксимация нормативных значений удельного сцепления суглинков

В соответствие с СП 446.1325800 для супесей аппроксимация нормативных значений и экспериментальных данных для модуля деформации имеет следующие уравнения связи (рис. 3.7, 3.8): $E=4,6q_c+2,2$ при $R^2=0,99$, $\varphi=2q_c+18,1$ при $R^2=0,96$, $C=2,4q_c+7,6$ при $R^2=0,99$.

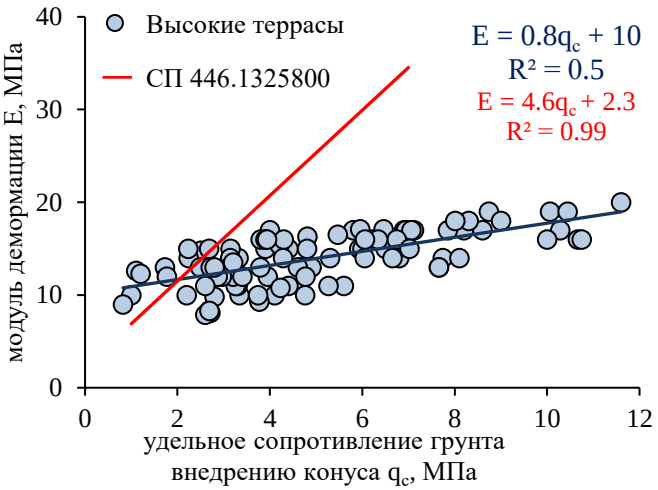


Рисунок 3.7. Аппроксимация нормативных значений модуля деформации для супесей

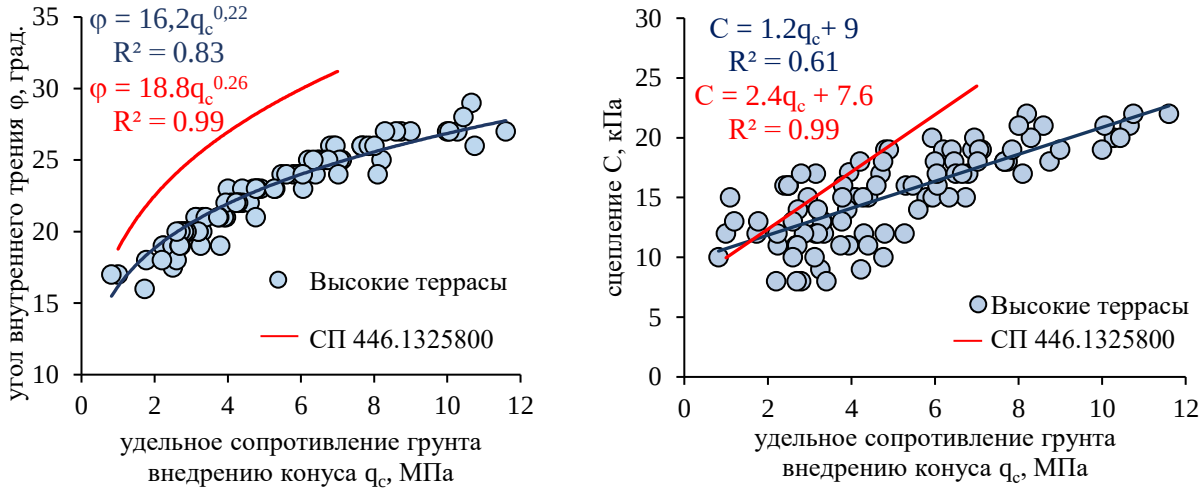


Рисунок 3.8. Аппроксимация нормативных значений угла внутреннего трения и удельного сцепления для супесей

Анализируя обработку данных, ниже приводится скорректированная региональная таблица Ж.4 СП 446.1325800 для грунтов, распространенных на территории г. Казани:

Таблица 3.9. Нормативные региональные значения модуля деформации E, угла внутреннего трения φ и удельного сцепления C глин, суглинков и супесей г. Казани

q_c, МПа	Глины						Суглинки					Супеси					
	$E_{сп}$, МПа (глины и суглинки)	E, МПа	$\varphi_{сп}$, град.	φ, град.	$C_{сп}$, кПа	C, кПа	E, МПа	$\varphi_{сп}$, град.	φ, град.	$C_{сп}$, кПа	C, кПа	$E_{сп}$, МПа	E, МПа	$\varphi_{сп}$, град.	φ, град.	$C_{сп}$, кПа	C, кПа
0,5	3,5	3/-	14	10/-	25	22/-	–	16	–	14	–	–	–	–	–	–	–
1	7	6/-	17	13/-	30	27/-	5/12	19	16/19	17	15/24	7	-/11	19	-/18	10	-/11
2	14	13/-	18	16/-	35	32/-	7/13	21	18/21	23	18/27	12	-/12	22	-/19	12	-/12
3	21	20/-	20	18/-	40	37/-	9/14	23	20/22	29	21/29	16	-/13	25	-/20	15	-/13
4	28	27/-	22	20/-	45	42/-	11/15	25	22/23	35	24/31	20	-/14	27	-/22	17	-/14
5	35	–	24	–	50	–	13/16	26	24/24	41	27/33	25	-/15	29	-/23	20	-/15
6	42	–	25	–	55	–	–/17	27	–/26	47	–/34	30	-/16	30	-/24	22	-/17
7	–	–	–	–	–	–	–/18	–	–/27	–	–/36	35	-/17	31	-/25	24	-/18
8	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	-/18	–	-/26	–	-/19

Примечание: в числителе указаны значения для низких террас, в знаменателе – для высоких; красным цветом выделены значения, рекомендованные в СП

Таким образом, полученные зависимости позволяют говорить о том, что основные отличия нормативных значений физико-механических характеристик объясняются, прежде всего, палеогеографическим фактором. Цикличное развитие речной долины р. Волга в четвертичное время способствовало образованию на территории г. Казани разновозрастных террас. Наиболее ранние верхние террасы формировались в условиях холодного климата, нижние, более поздние, – в условиях потепления. Меняющиеся климатические особенности местности выразились в особенностях процессов разрушения исходных пород пермского возраста, а также переноса и аккумуляции четвертичных отложений. В связи с этим наблюдается четкое различие между полученными значениями механических свойств грунтов на низких и высоких террасах. Для всех глинистых грунтов низких террас значения модуля деформации, угла внутреннего трения и удельного сцепления ниже соответствующих значений для тех же разновидностей грунтов высоких террас. Это объясняется несколькими причинами. Во-первых, глинистые грунты массивов низких террас часто обогащены органическим веществом; во-вторых, они находятся в нестабилизированном состоянии вследствие незавершенной консолидации; в-третьих, обладают повышенной естественной влажностью за счет высокого положения уровня грунтовых вод по сравнению с аналогами массивов высоких террас. При этом необходимо отметить, что статистически достаточная выборка имеется только для суглинков, широко представленных как на верхних, так и на низких террасах. Супеси и глины сравнить между собой не представляется возможным, вследствие их прерывистого распространения. Первые развиты преимущественно в массивах верхних террас, отсутствуя на нижних, вторые развиты в массивах нижних террас, отсутствуя на верхних. Таким образом, в пределах геоморфологических

элементов долины р. Волга на территории г. Казани отмечается дифференциация обломочного материала по размерам, обусловленная сносом глинистых частиц с верхних террас и их накоплением в пределах низких террас.

Резюмируя следует отметить, что глинистые грунты отложений высоких террас представлены суглинками (W=10-27% при ρ_d=1.51-1.81 г/см^3 и S_r=0.70 д.е.), а также супесями (W=7-23% при ρ_d=1.55-1.81 г/см^3 и S_r=0.62 д.е.). Различия нормативных рекомендованных и экспериментальных значений модуля деформации Е составляют для суглинков (Δ - относительное отклонение) Δ=7-60%, для угла внутреннего трения φ – Δ=4-8%, для удельного сцепления С – Δ=15-28%; для супесей – Е – Δ=19-51%, φ – Δ=9-19%, С – Δ=9-25%. Глинистые грунты отложений низких террас представлены суглинками (W=14-36% при ρ_d=1.35-1.71 г/см^3; S_r=0.89 д.е.) и глинами (W=25-56% при ρ_d=1.0-1.63 г/см^3; S_r=0.96 д.е.). Различия нормативных рекомендованных и экспериментальных значений Е для глин составляют до Δ=5%, φ – Δ=9-29%, С – до Δ=12%; для суглинков Е – Δ=29-71%, φ – Δ=8-13%, С – Δ=12-34%.

3.2.2 Определение показателя текучести глинистых грунтов

Как известно одним из важнейших классификационных параметров глинистых грунтов является показатель текучести.

Анализ собранных данных, показывает, что аллювиальные суглинки низких террас характеризуются значениями сопротивления грунта внедрению конуса от 0,1 до 5 МПа, суглинки высоких террас из-за меньшего увлажнения имеют больший диапазон значений удельного сопротивления грунта внедрению конуса 0,1-8,4 МПа.

На рис.3.9 для суглинков и глин аллювиального генезиса на основе 185 определений показана слабая корреляционная связь между сопротивлением грунта внедрению конуса с показателем консистенции при коэффициенте корреляции r=0,51. Несмотря на то, что данные показывают значительный

разброс, тем не менее, отчетливо видна тенденция к уменьшению величины показателя текучести I_L при увеличении удельного сопротивления грунта внедрению конуса. Для предварительной оценки на основании изученных фактических данных для определения показателя текучести суглинков и глин можно воспользоваться уравнением с логарифмическим видом связи $I_L = 0{,}8\text{-}0{,}44\ln(q_c)$ (R^2=0,53) и $I_L = 0{,}6\text{-}0{,}3\ln(q_c)$ (R^2=0,51) соответственно.

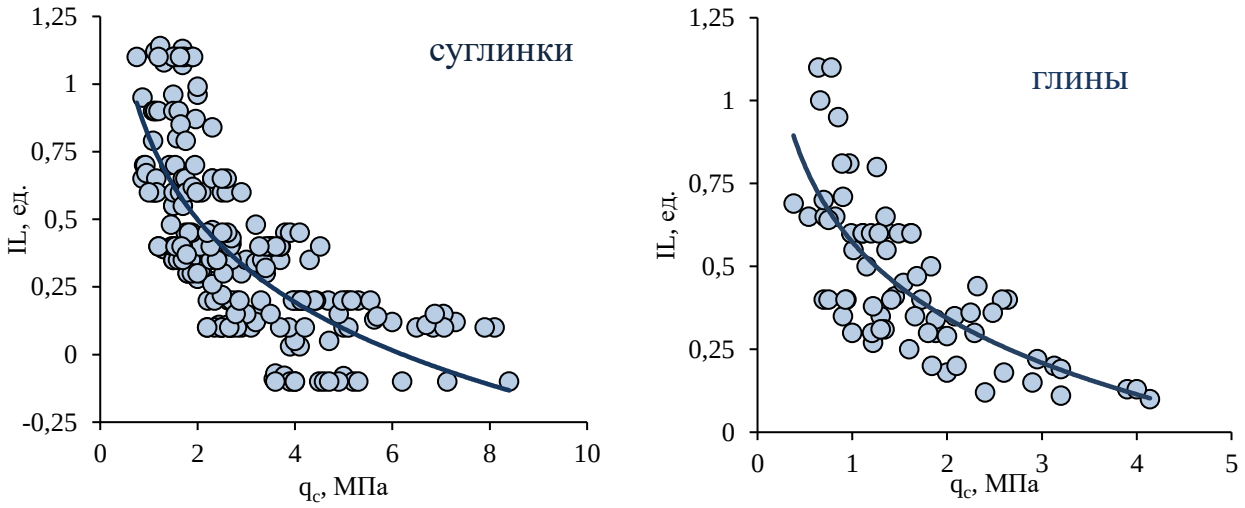


Рисунок 3.9. Зависимость $I_L(q_c)$ для суглинков и глин

Таким образом, консистенция суглинков и глин по данным статического зондирования может быть определена ориентировочно. Но с помощью диаграммы рассеяния можно четко наблюдать тенденцию к увеличению значений удельного сопротивления грунта внедрению конуса при уменьшении величины I_L.

Обобщая вышесказанное, для предварительной оценки на основании изученных фактических данных для определения консистенции суглинков и глин г. Казани по результатам статического зондирования можно воспользоваться таблицей 3.10.

Таблица 3.10. Оценка консистенции суглинков и глин по удельному сопротивлению грунта внедрению конуса

Консистенция	q_c, МПа для суглинков	q_c, МПа для глин
Низкие террасы		
полутвердая	2-5	1,2-4,1
тугопластичная	1-4	0,7-3,3
мягкопластичная	0,4-3	0,4-2
текучепластичная	0,1-2,5	0,2-1,8
Высокие террасы		
полутвердая	2,5-7	-
тугопластичная	1,5-5	-
мягкопластичная	0,5-4	-
текучепластичная	0,1-3	-

3.2.3 Определение рентгенографического фазового анализа

Минеральный состав глинистых грунтов изучался с помощью рентгенографического фазового анализа (РФА) в лаборатории Института Геологии и нефтегазовых технологий. Всего было изучено 40 образцов из 22 скважин. Образцы подбирались так, чтобы охватить все разновидности глинистых грунтов на разных геоморфологических уровнях.

Определение РФА проводилось на дифрактометре Bruker D2 Phaser при использовании монохроматизированного CuK излучения (λ=1,54060 Ǻ) в режиме шагового сканирования. Автором была проведена пробоподготовка в виде растирания грунтов в фарфоровой ступке в порошок с добавлением этилового спирта, просушивания и помещения образца в стальную кювету.

Результаты рентгенографического анализа минерального состава глинистых грунтов неоген-четвертичного возраста показывают, что суммарное содержание глинистых минералов варьирует от 11 до 55 %. Наиболее характерные дифрактограммы для супесей, суглинков и глин приведены на рис. 3.10-3.12.

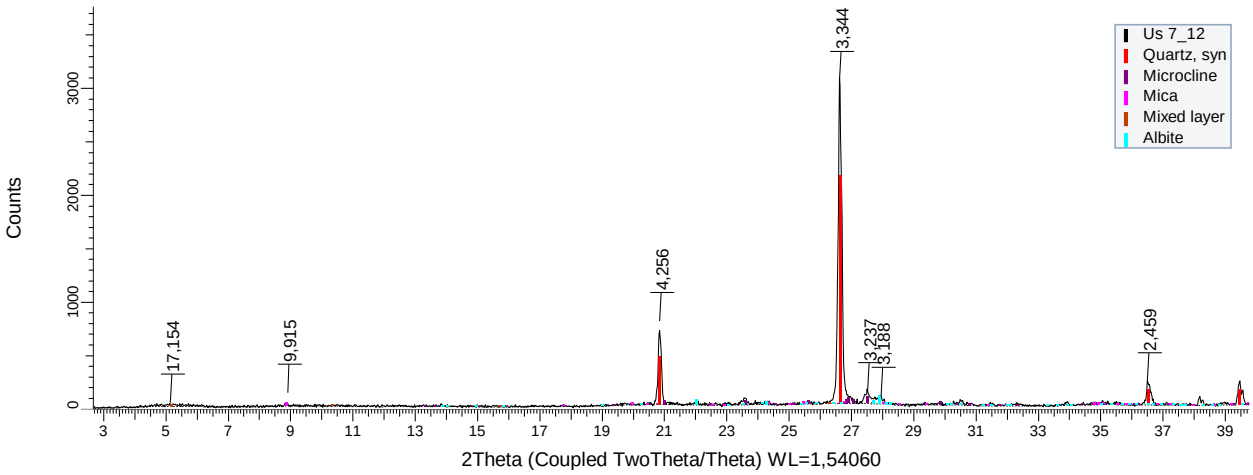


Рисунок 3.10. Дифрактограмма супесей

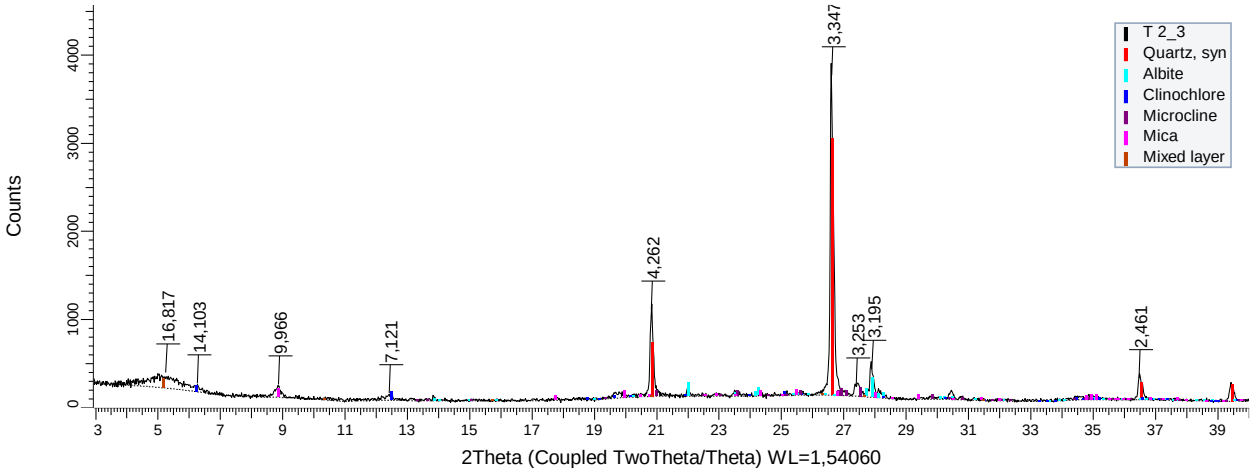


Рисунок 3.11. Дифрактограмма суглинков

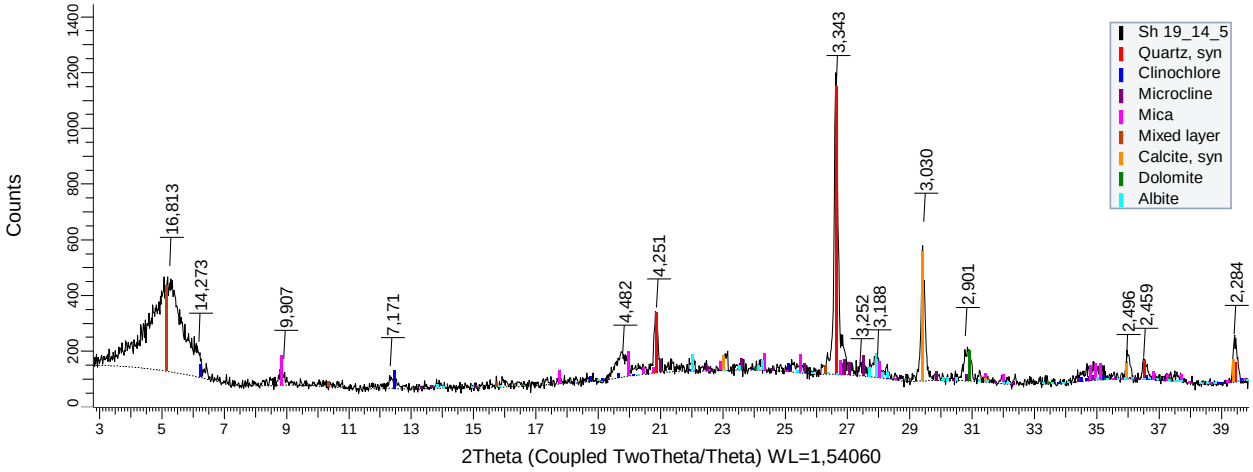


Рисунок 3.12. Дифрактограмма глин

По данным рентгенографического анализа в составе глинистых грунтов выделяются супеси, суглинки и глины. Разделение пород проводилось на основании отношений сумм глинистых и обломочных минералов. Геологическая история развития изучаемой территории предопределила сходный минеральный состав породообразующих минералов неоген-четвертичных отложений. Как следует из полученных рентгеновских спектров, основным породообразующим минералом глинистых пород является кварц. На всех спектрах хорошо проявляются диагностические линии (d=4,25-4,26Å; d=3,34Å; d=2,45-4,46Å). Узкие симметричные линии указывают, что зерна кварца, несмотря на алевритовую размерность, обладают хорошей степенью кристалличности. То есть, зерна минерала не претерпели каких-либо существенных механических деформаций (разрушений) в процессе сноса до области аккумуляции. Наряду с аллотигенным кварцем в составе пород присутствуют обломки полевых шпатов, представленных микроклином (d=3,23-3,25Å) и альбитом (d=3,18-3,19Å). Уширение диагностических линий полевых шпатов в нижней части, у фоновой линии, свидетельствует о большей степени дефектности зерен микроклина и альбита, по сравнению с кварцем. Можно предполагать, что зерна полевых шпатов претерпели большие механические деформации в ходе переноса до области аккумуляции. Большая дефектность минералов может определяться их более низкой твердостью и химической устойчивостью в зоне гипергенеза по сравнению с кварцем. В супесях и суглинках суммарное содержание аллотигенных минералов изменяется от 75 до 90% и от 71 до 65% соответственно. В глинах суммарное содержание аллотигенных минералов снижается, составляя 25-30%. В глинах отмечается появление карбонатных минералов, представленных кальцитом (d=3,03Å; d=2,49Å; d=2,28Å) и доломитом (d=2,901Å). Их наличие в глинах связано с унаследованностью минерального состава от уржумских доломитовых мергелей, являющихся субстратом для глинистых пород неоген-четвертичного возраста. По-видимому, небольшая дальность переноса

продуктов разрушения доломитовых мергелей и низкая степень фильтрации глин предопределили сохранность в четвертичных грунтах относительно неустойчивых в зоне гипергенеза тонкодисперсных зерен кальцита и доломита.

Глинистая компонента пород представлена преимущественно смешанослойной фазой иллит-монтмориллонитового состава, дающей на рентгеновских спектрах диагностические линии (d=17,15-16,81Å; d=4,48Å). Широкие линии минерала указывают на его несовершенную кристаллическую структуру, обусловленную незакономерным переслаиванием монтмориллонитовых и иллитовых пакетов. В качестве примесей присутствуют хлорит (d=14.10-14,17Å; d=7,12-7,17Å) и иллит (d=9,90-10,0Å). Относительное содержание суммы глинистых минералов последовательно увеличивается в ряду супесь – суглинок – глина.

Выводы по третьей главе

1. Установлено, что для глинистых грунтов на территории г. Казани региональные нормативные значения механических характеристик имеют отличия, существенные для оценки прочности и деформируемости грунтовых массивов, что обусловлено совокупностью региональных факторов, основными из которых являются палеогеографические и современные гидрогеологические условия.

2. Для глинистых грунтов наибольшее сходство нормативных значений и рекомендованных в СП 446.1325800 характерно для значений угла внутреннего трения, наименьшее для модуля деформации. Для глинистых грунтов характерен более сложный механический тип поведения в грунтовых условиях, который зависит от степени литификации отложений, содержания водной компоненты, минерального состава грунтов.

3. Показано, что для глинистых грунтов возможно приближенное определение показателя текучести по данным удельного сопротивления грунта внедрению конуса.

4. Для песчаных грунтов зависимости между параметрами зондирования и механическими характеристиками совпадают с зависимостями, рекомендованными в СП 446.1325800 «Инженерные изыскания для строительства».

ГЛАВА 4. ОПРЕДЕЛЕНИЕ РАЗНОВИДНОСТЕЙ ДИСПЕРСНЫХ ГРУНТОВ МЕТОДОМ СТАТИЧЕСКОГО ЗОНДИРОВАНИЯ

4.1 Современное состояние вопроса классификации грунтов по данным статического зондирования

В отечественной практике классификация грунтов по генезису и наименованию с использованием физических показателей грунта выполняется в соответствии с ГОСТ 25100-2020 «Грунты. Классификация». Это требует определенных материальных и временных затрат, так как практически все физические показатели определяются с помощью лабораторных исследований, которым предшествуют бурение скважин с отбором образцов грунта и последующим определением свойств в лабораторных условиях. Данный алгоритм увеличивает сроки и трудозатраты инженерно-геологических изысканий. Поэтому применение оперативных методов определения вида грунта в естественном сложении на основе статистически-обоснованных данных для разных регионов является актуальным в связи как с ростом объемов инженерно-геологических изысканий, так и предварительной экспресс-оценкой геологических данных. Кроме того, расчет механических свойств согласно нормативным документам по данным статического зондирования ведется согласно таблицам СП 446.1325800 «Инженерно-геологические изыскания для строительства», составленным для всех грунтов Российской Федерации без учета региональных (геологических, геоморфологических, гидрогеологических и др.) особенностей территорий.

Впервые в изыскательской практике применение параметров статического зондирования для идентификации грунтов по механическому поведению было предложено Х.К.С. Бегеманном в середине 20 века [69]. На данный момент идентификация песчаных и глинистых грунтов, согласно международным рекомендациям, характеризуется индексом трения $I_f=q_c/f_s$ и фрикционным отношением $R_f=f_s/q_c$ [75].

К примеру, в отечественных исследованиях В.П. Беляев (1970) для грунтов Самарской области определяет диапазоны параметров статического зондирования для идентификации грунтов с учетом генезиса и возраста: для песков q_c=1,5–12,0 МПа при R_f < 2,0 %; для суглинков $1 \leq q_c \leq 4$ при R_f = 2,0–10,0%; для глин q_c аналогичен суглинкам при R_f > 2,5% [2].

Б.И. Кулачкин (1991) при проведении испытаний для четвертичных грунтов Волгоградского Поволжья устанавливает по данным статического зондирования зондом II типа диапазоны значений показателя трения R_f [39]. Для песка его значение составляет <1,2, для супеси 1,2-2 для суглинка 2-3,3, для глины ≥3,3.

Р.С. Зиангировым и В.И. Каширским (2011) проведена классификация песчаных и супесчаных грунтов разного возраста и генезиса по данным статического зондирования и разработана таблица по идентификации видов грунтов, распространенных на территории города Москвы (табл. 4.1) [26]. Данная классификация позволяет оценивать крупность песков, типы супесей и гравийно-галечниковых грунтов в соответствие с удельным сопротивлением внедрению конуса q_c и фрикционным отношением f_s/q_c. Строка 8 относится к меловым морским пескам, все остальные данные соответствуют четвертичным аллювиальным и флювиогляциальным отложениям.

Таблица 4.1. Классификация несвязных и супесчаных грунтов [26]

№ п/п	Удельное сопротивление внедрению конуса q_c, МПа	Отношение f_s/q_c, %	Виды грунтов на глубине 2…18 м
Гравийно-галечниковые грунты			
1	25…35	0,5…0,6	однородные
	18…25	0,6…1,2	с песчаным заполнителем
Пески			
2	16…25	0,5…1,0	гравелистые
3	16…22	0,5…1,2	крупные
4	10…20	0,6…2,0	средней крупности
	2.5	0,8	средней крупности, рыхлые
5	3.5…8	1,0…1,18	мелкие

	1,1	-	мелкие, рыхлые (единичные значения)
6	2…3	2…3	пылеватые
	2	3,5	пылеватые рыхлые
7	9	0,5	средней крупности, пропитанные ГСМ
8	26…28	0,9…1,2	пылеватые и мелкие, на глубине 25 м, очень плотные (e=0,4…0,45)
Супеси			
9	1…2	2…3	пылеватые, пластичные
10	2…3	1,2	песчанистые

Г.Г. Болдыревым и И.Х. Идрисовым (2019) показана возможность сопоставления данных по статическому зондированию грунтов по классификации П.К. Робертсона (1990) и ГОСТ 25100 «Грунты. Классификация» для нескольких строительных площадок в г. Набережные Челны, а также скорректированы классификационные параметры для разновидностей грунтов [7].

Зарубежными исследователями была разработана универсальная классификации грунтов на основе статического зондирования в виде карт-схем. Данная классификация основана на типе поведения грунтов, а не на физических характеристиках, разделяя грунты на связные и несвязные.

Так, в 1965 г. Х.К.С. Бегеманн для классификации грунтов статическим зондированием без отбора образцов использовал фрикционное отношение [69]:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} * 100\%$$

где f_s – удельное сопротивление грунта на боковой поверхности зонда II типа, q_c – удельное сопротивление грунта внедрению конуса.

Позднее Г. Санглерат (1974) [93], Дж.Х. Шмертманн (1978) [94] впервые создали диаграммы на основе сопоставления результатов статического зондирования с параллельно выполненными лабораторными исследованиями грунтов.

В 1981 г. Б.Дж. Дуглас и Р.С. Олсен создали одну из первых диаграмм, основанных на результатах испытаний электрическим зондом (рис. 4.1) [72].

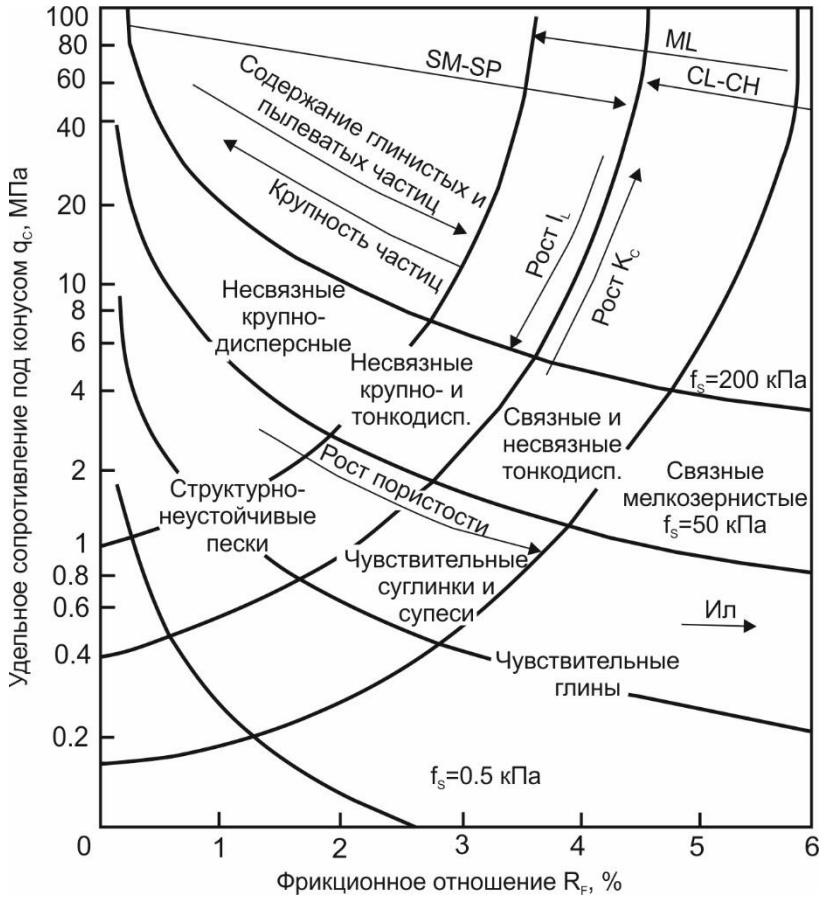


Рисунок 4.1. Диаграмма идентификации грунтов [72]

K. Сеннесет и др. (1982) составили таблицу для классификации вида грунта по удельному сопротивлению грунта внедрению конуса на основе данных зонда I типа (табл.4.2) [95]:

Таблица 4.2. Идентификация вида грунта по удельному сопротивлению грунта внедрению конуса

Удельное сопротивление грунта внедрению конуса q_c, МПа	Возможный тип грунта на глубине 2-20 м
<0,2	Текучепластичная глина, ил
0,2-0,5	Мягкопластичная глина, пылеватый грунт с органическими остатками
0,5-1	Тугопластичная глина, тонкий пылеватый грунт
1-2	Полутвердая глина, тонкий пылеватый грунт
2-5	Рыхлый и средней плотности песок
5-10	Плотный песок, морена

>10	Твердый переуплотненный грунт

В 1983 г. П.К. Робертсон и Р.Е. Кампанелла разработали номограмму для классификации грунтов по типу поведения с использованием индекса материала грунта I_c [88]:

$$I_c = ((3{,}47 - \log qt)^2 + (\log R_f + 1.22)^2)^{0,5},$$

где $q_t = q_c + U_2(1-a)$, $R_f = (f_s/q_c)*100\%$. В случае применения зонда типа CPT U_2 не измеряется и $q_t = q_c$.

Индекс материала является радиусом окружности с центром в верхнем левом углу, на котором показаны 12 зон, где 7 и выше имеют тенденцию быть песчаными, а 5 и ниже имеют тенденцию быть глинистыми. Рост нормализованного удельного сопротивления внедрению конуса происходит в зоне увеличения плотности при низких значениях показателя трения. Рост коэффициента переуплотнения (OCR) связан с увеличением удельного сопротивления грунта внедрению конуса и фрикционного отношения R_f. К примеру, для глинистых грунтов увеличение содержания влажности на границе текучести приводит к уменьшению как q_t, так и R_f. Таким образом, чувствительные грунты имеют тенденцию к очень низким коэффициентам трения, что отражено в зоне 1. Для органических грунтов, таких как торф, характерны очень высокие значения R_f и при низкие значения нормализованного сопротивления – зона 2, так как величина сжимаемости приводит к уменьшению сопротивления с увеличением коэффициента трения.

Позже, в 1990 г. П.К. Робертсон предложил новую классификационную диаграмму типа поведения грунта, основанную на нормализованном сопротивлении грунта внедрению конуса и нормализованном коэффициенте трения (рис. 4.2), состоящую из 9 зон вместо 12 [89].

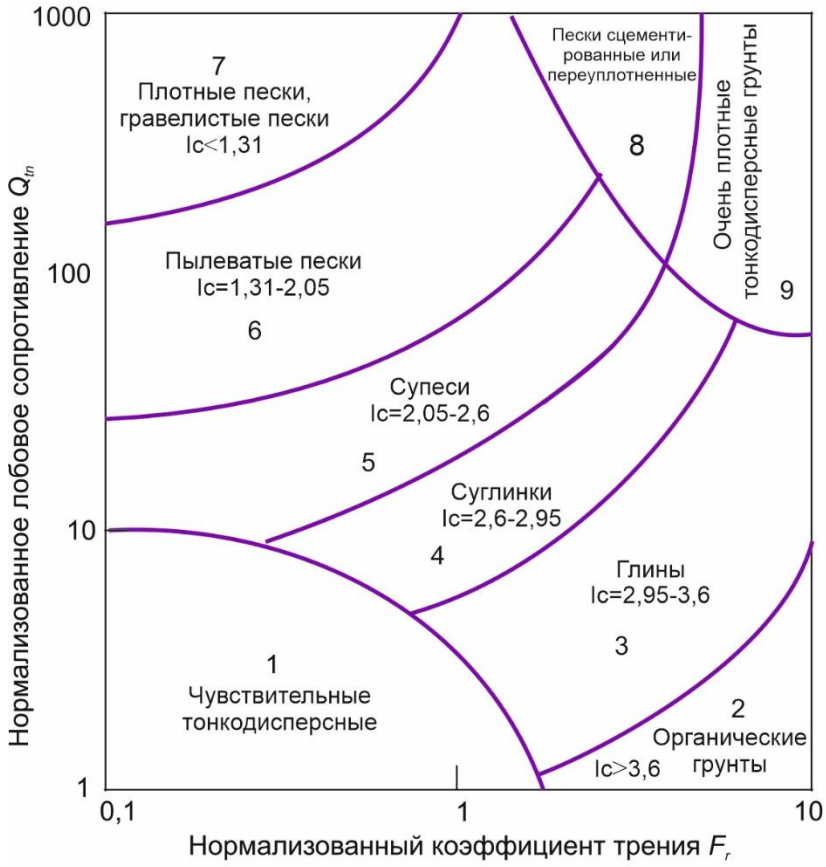


Рисунок 4.2. Классификационная диаграмма Робертсона (2010) [90]

Как видно из вышеприведенных классификаций и диаграмм, существует множество интерпретаций для оценки грунтов. Сравнения показывают, что данный подход к интерпретации определения грунтов по результатам статического зондирования имеет вероятностную оценку.

4.2 Вид и содержание исходной информации

В рамках исследования на 8 опытных строительных площадках г. Казани были проведены испытания по статическому зондированию зондом II типа. Площадки испытаний подбирались так, чтобы были изучены все геоморфологические уровни. Карта фактов представлена на рис. 4.3, результаты обработки данных – на рис. 4.4-4.11. Инженерно-геологические разрезы приведены в Приложении 1, профили статического зондирования, совмещенные с литологической колонкой, в Приложении 2.

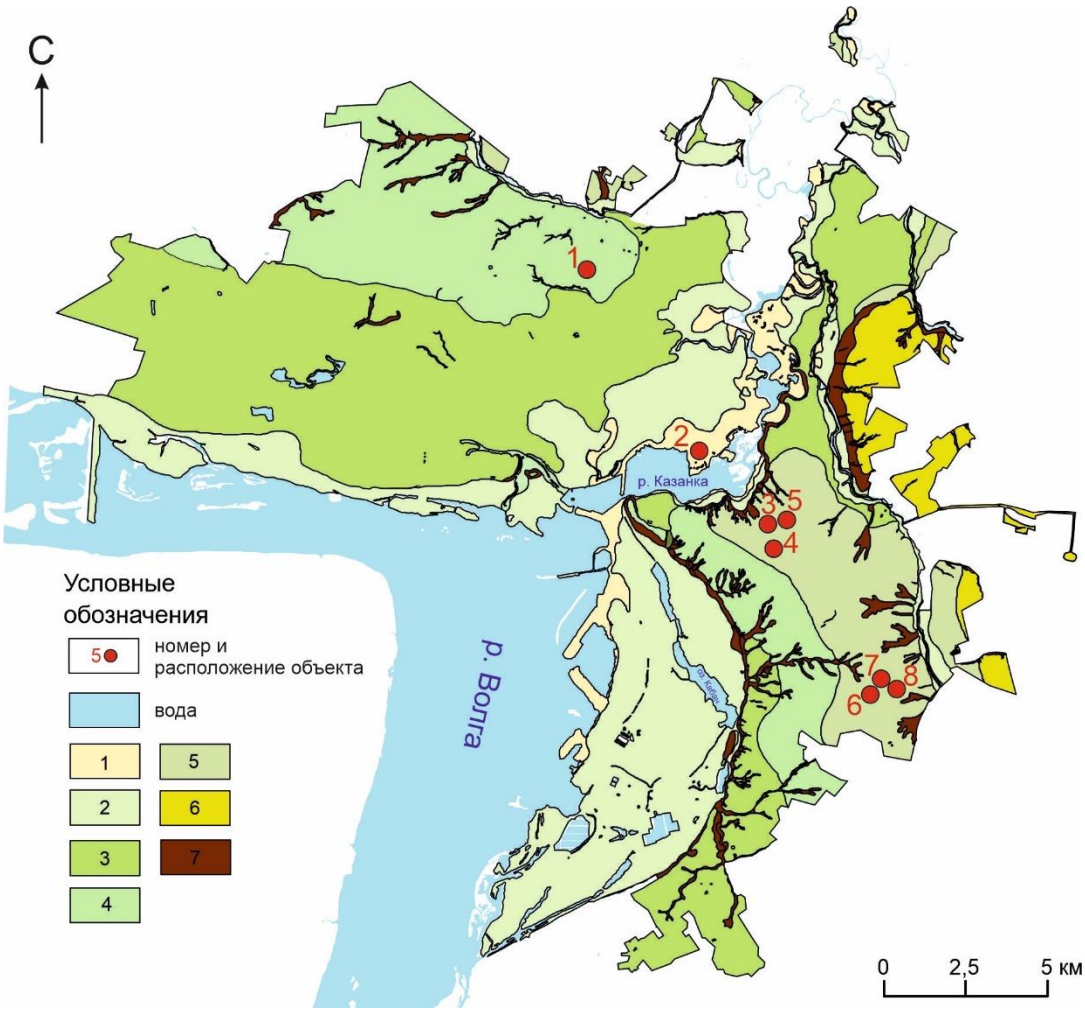


Рисунок 4.3. Схема расположения исследуемых участков по данным зонда II типа (условные обозначения представлены на рис. 2.1)

Ул. Максимова (площадка изысканий №1). На диаграмме (рис. 4.4, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1А) четко выделяются водонасыщенные пески пылеватые 5а и мелкие 6а. Причем несмотря на одинаковую среднюю плотность сложения, пылеватые пески имеют значительно меньшее значение удельного сопротивления внедрению конуса. Так, для мелких песков диапазон q_c составляет 12-45 МПа, а для пылеватых – 4-12 МПа. Значение фрикционного отношения R_f для обоих видов песка находится в пределах 0-2 %.

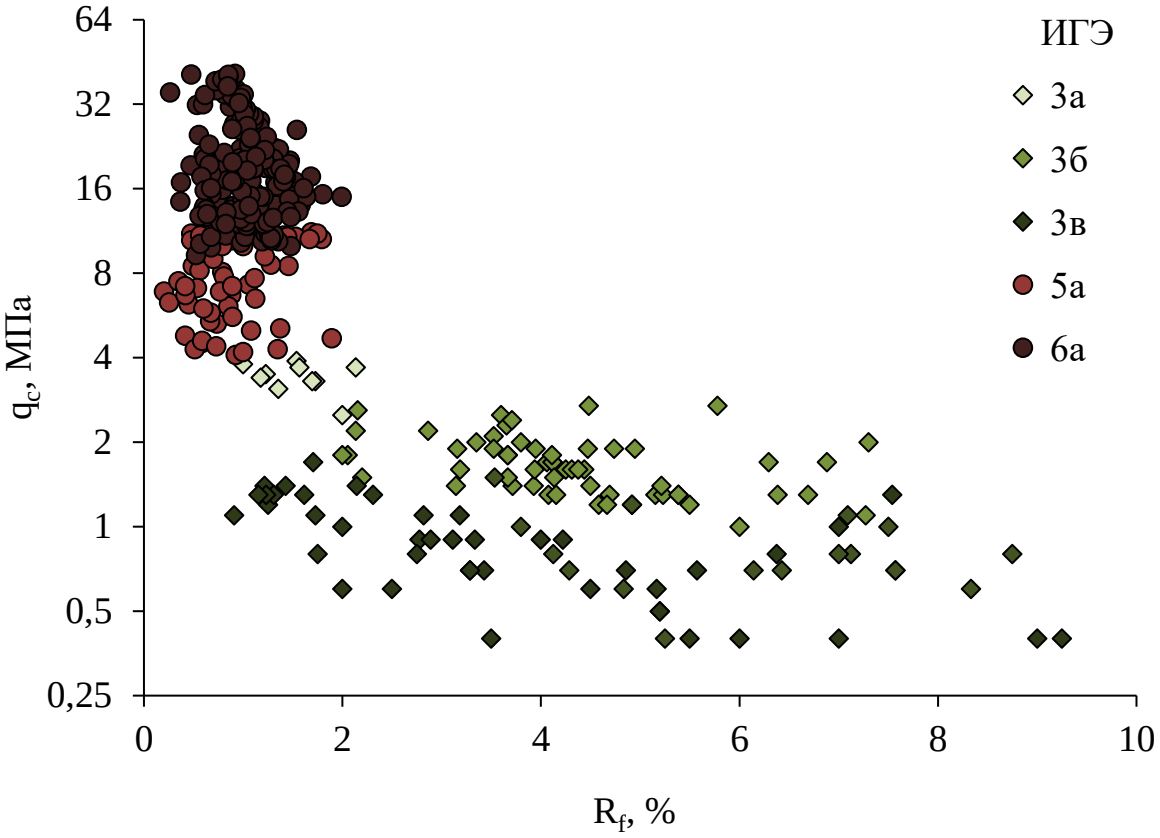


Рисунок 4.4. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Максимова

Диапазон q_c=3-4 МПа характерен только для полутвердых суглинков 3а. При этом фрикционное отношение R_f как и для песков не превышает значения 2%. Возможно, это объясняется низкими числами пластичности суглинков 3а (среднее значение I_p=11,3).

Тугопластичные суглинки 3б имеют максимальную густоту точек на диаграмме в районе значения удельного сопротивления внедрению конуса q_c=1,6 МПа и фрикционного отношения R_f=4 %.

Выделение мягкопластичных суглинков 3в затруднительно вследствие большого разброса данных, но есть общий тренд, указывающий на то, что значения удельного сопротивления внедрению конуса не превышают 1,5 МПа. Значения R_f находятся в диапазоне 1-7,5 %.

Ул. С. Хакима (площадка изысканий №2). На объекте проанализировано 56 точек статического зондирования, поэтому точки на диаграмме имеют высокую плотность (рис. 4.5, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1Б).

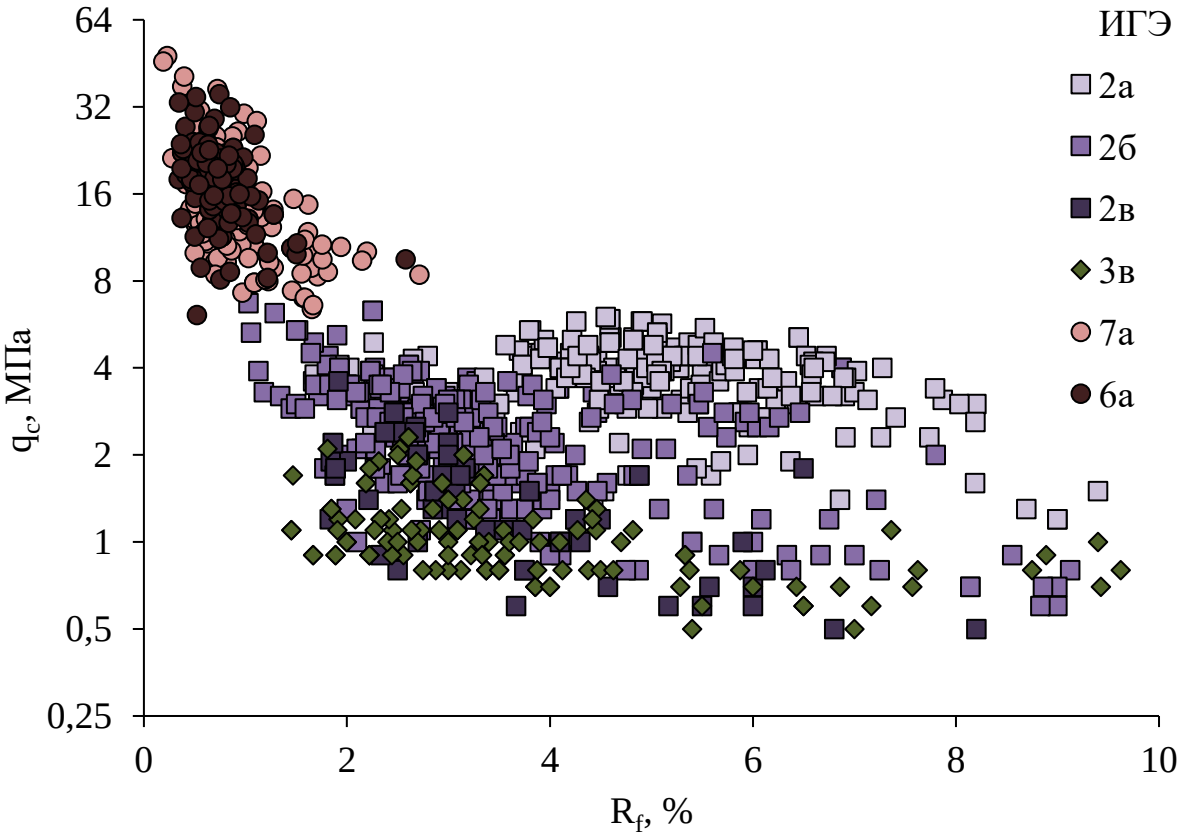


Рисунок 4.5. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. С. Хакима

Как и на предыдущем объекте, максимальные значения удельного сопротивления внедрению конуса имеют водонасыщенные мелкие пески 6а (q_c=8-45 МПа). Фрикционное отношение составляет R_f=0-2 %. Близкие значения имеют и водонасыщенные пески средней крупности 7а. В отличие от объекта по ул. Максимова некоторые зафиксированные значения q_c и R_f

«выскакивают» в нехарактерные для песков диапазоны, что может свидетельствовать о повышенном содержании глинистых частиц в некоторых зонах песчаного разреза, либо наличию глинистых прослоев в песчаных толщах.

Среднее значение параметра q_c (1,5 МПа) для мягкопластичных суглинков 3в по ул. С. Хакима практически точно совпадает со значением, полученным на объекте ул. Максимова. Среднее значение фрикционного отношения R_f составляет 3,5% и очень четко отсекается на величине 5%.

Полутвердые и тугопластичные глины 2а и 2б имеют схожие диапазоны значений и трудноразличимы между собой для анализа, разве что значения удельного сопротивления внедрению конуса для глин 2а имеют чуть более высокие значения (доходят до 6 МПа). Ярким маркером для глин являются значения фрикционного отношения, в отдельных случаях доходящего до 15-17%. Однако подавляющее большинство зафиксированных значений имеет верхнее значение R_f=10%.

Мягкопластичные глины 2в не анализировались вследствие малого числа определений.

Ул. Ершова (площадка изысканий №3). В отличие от предыдущих двух объектов в инженерно-геологическом разрезе выделяются маловлажные пылеватые пески 5, имеющих значения удельного сопротивления внедрению конуса от 8 до 40 МПа (рис. 4.6, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1В). Тот же диапазон характеризует и водонасыщенные пылеватые пески 5а, что говорит об отсутствии влияния степени водонасыщения песков на их прочностные параметры. Фрикционное отношение песков имеет тот же диапазон 0-2 %.

На объекте выделена довольно большая и представительная выборка точек, соответствующих полутвердым суглинкам 3а. Учитывая, что подобное наблюдается и на двух рядом расположенных объектах по ул. Ахмерова и ул. Ахметзянова, можно сделать вывод о том, что для полутвердых суглинков установлены границы по удельному сопротивлению внедрению конуса 4-8

МПа при среднем значении фрикционного отношения R_f=2%. Отсекающее значение R_f можно принять равным 3%. Среднее значение числа пластичности суглинков 3а составляет I_p=8,4, отсюда и столь низкое значение R_f.

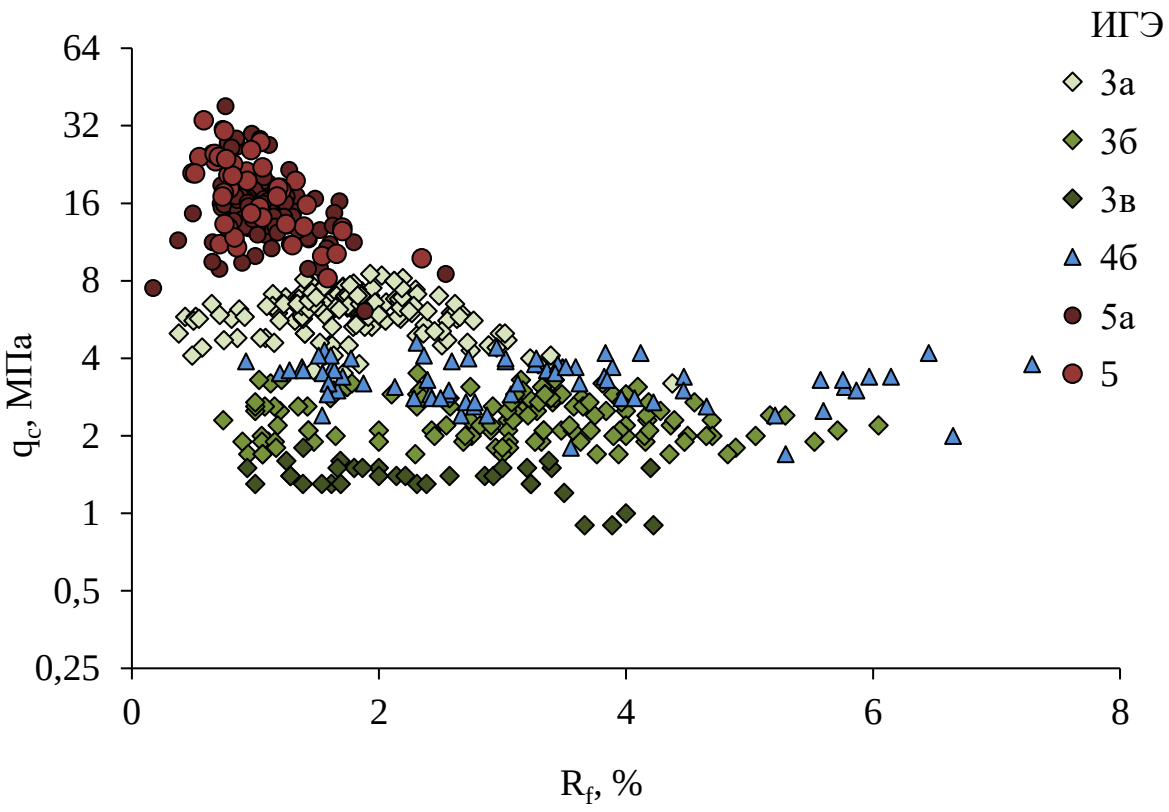


Рисунок 4.6. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Ершова

На всех трех вышеназванных объектах выделяются пластичные супеси 4б. Если по значению удельного сопротивления внедрению конуса возможно их выделение по результатам статического зондирования (значение q_c находится в диапазоне 3-4 МПа), то разброс значений фрикционного отношения слишком велик, чтобы говорить о какой-либо тенденции. В некоторых точках значения R_f имеют значения близкие к 0 (что характерно для песчаных грунтов), а в некоторых доходят до значения 7-8 %. Это объясняется, по-видимому тем, что супеси, являясь по сути промежуточными грунтами между песками и суглинками, имеют широкий диапазон гранулометрического состава.

Тугопластичные 3б и мягкопластичные 3в суглинки имеют средние значения удельного сопротивления внедрению конуса 2 и 1,4 МПа соответственно. Значения фрикционного отношения для обоих видов суглинков имеют широкий диапазон, поэтому можно говорить только об отсекающих значениях 6% для тугопластичной и 4% для мягкопластичной консистенции.

Ул. Ахмерова (площадка изысканий №4). Объект близок к предыдущему объекту по ул. Ершова географически и расположен в пределах того же геоморфологического элемента. Диаграммы этих объектов, показанные на рис. 4.7 (инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1В), схожи и различие заключается лишь в отдельных точках.

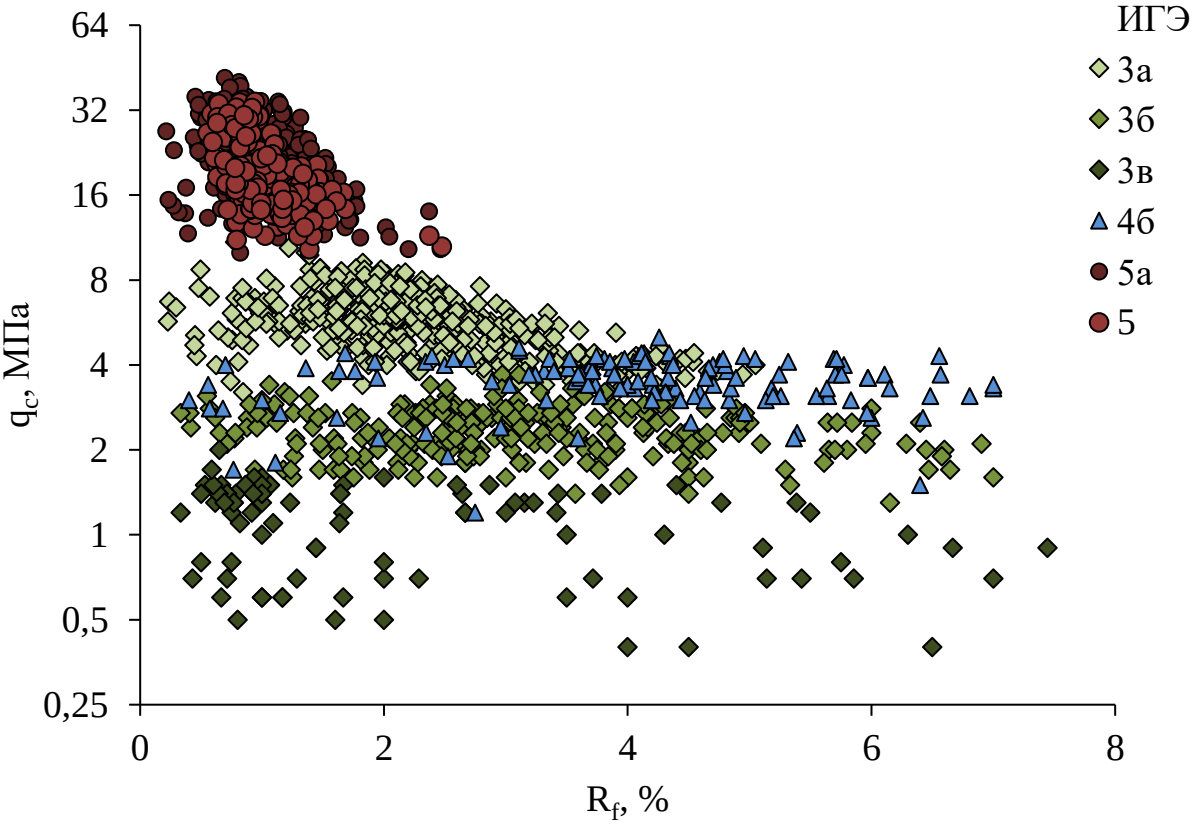


Рисунок 4.7. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Ахмерова

Ул. Ахметзянова (площадка изысканий №5). Наблюдается еще более четкое по сравнению с предыдущими объектами по улицам Ершова и

Ахмерова выделение грунтов по значению удельного сопротивления внедрению конуса (рис. 4.8, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1В). В разрезе выделяются мелкие водонасыщенные пески 6а и водонасыщенные пылеватые пески 5а (q_c=8-42 МПа), полутвердые суглинки 3а (q_c=4-8 МПа), пластичные супеси 4б (q_c=3-5 МПа), тугопластичные суглинки 3б (q_c=1,8-3 МПа) и мягкопластичные суглинки 3в (q_c=1-1,5 МПа). Наблюдается характерная тенденция к увеличению от песков до суглинков как средних, так и отсекающих величин R_f.

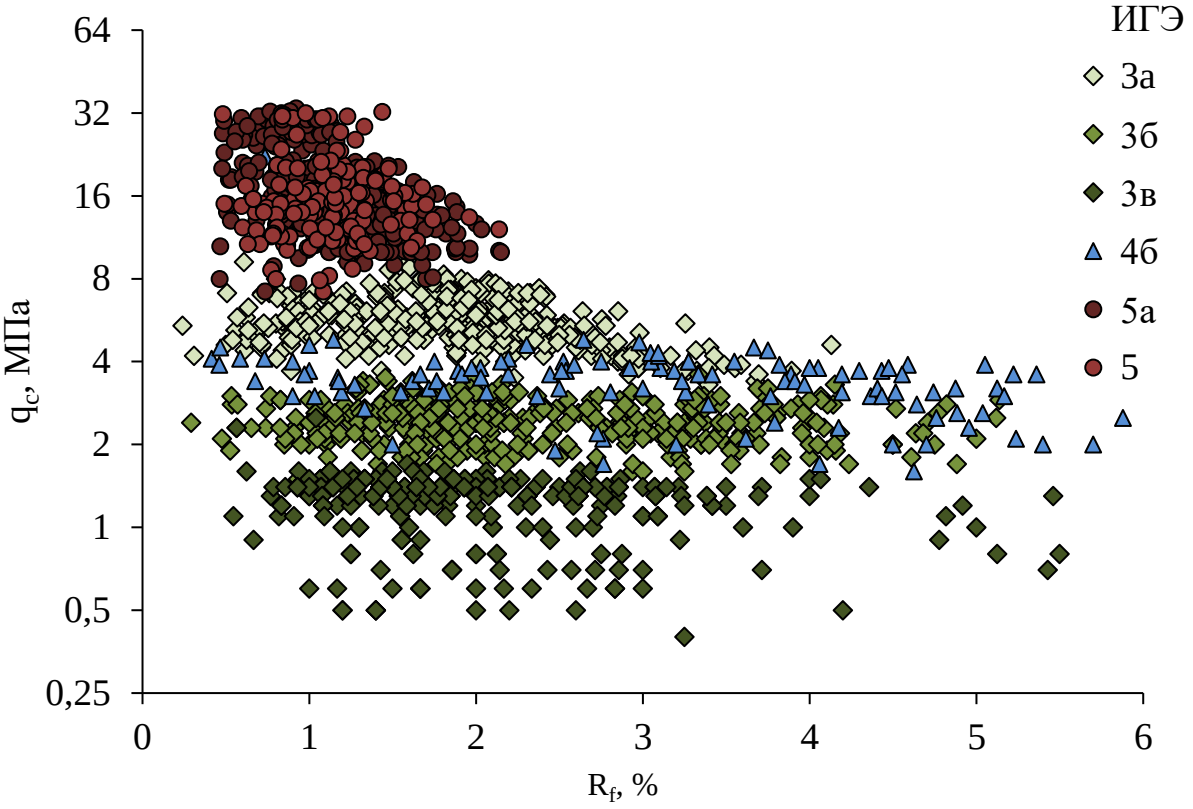


Рисунок 4.8. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Ахметзянова

Ул. Аббасова (площадка изысканий №6). В разрезе встречены грунты нечетвертичного возраста – пермские твердые глины 9а (рис. 4.9, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1Г). На диаграмме эти глины легко узнаются по высоким значениям удельного сопротивления внедрению конуса q_c=4-20 МПа. При этом значения фрикционного отношения заметно меньше, чем у неоген-четвертичных

твердых и полутвердых глин 2а, что не связано с различиями в пластичности глин. Так, глины 2а имеют средние значения верхнего предела W_L=44%, нижнего предела W_P=22%, числа пластичности I_P=21. Параметры для пермских глин 9а схожи: 9а W_L=39,9%, W_P=20,4% I_P=19,5. Очевидно, для сравнения грунтов одной консистенции со схожими параметрами пластичности, но различного возраста необходим учет дополнительных параметров.

Изменение характеристик мелких и пылеватых песков, мягкопластичных и тугопластичных суглинков в целом имеют схожие тенденции, что и на приведенных выше площадках. Новым является наличие в разрезе грунтов текучепластичной консистенции – суглинков 3г с нижней границей значений удельного сопротивления внедрению конуса в 0,25 МПа. Широкий диапазон значений фрикционного отношения для таких грунтов делает невозможным их классификацию по этому параметру.

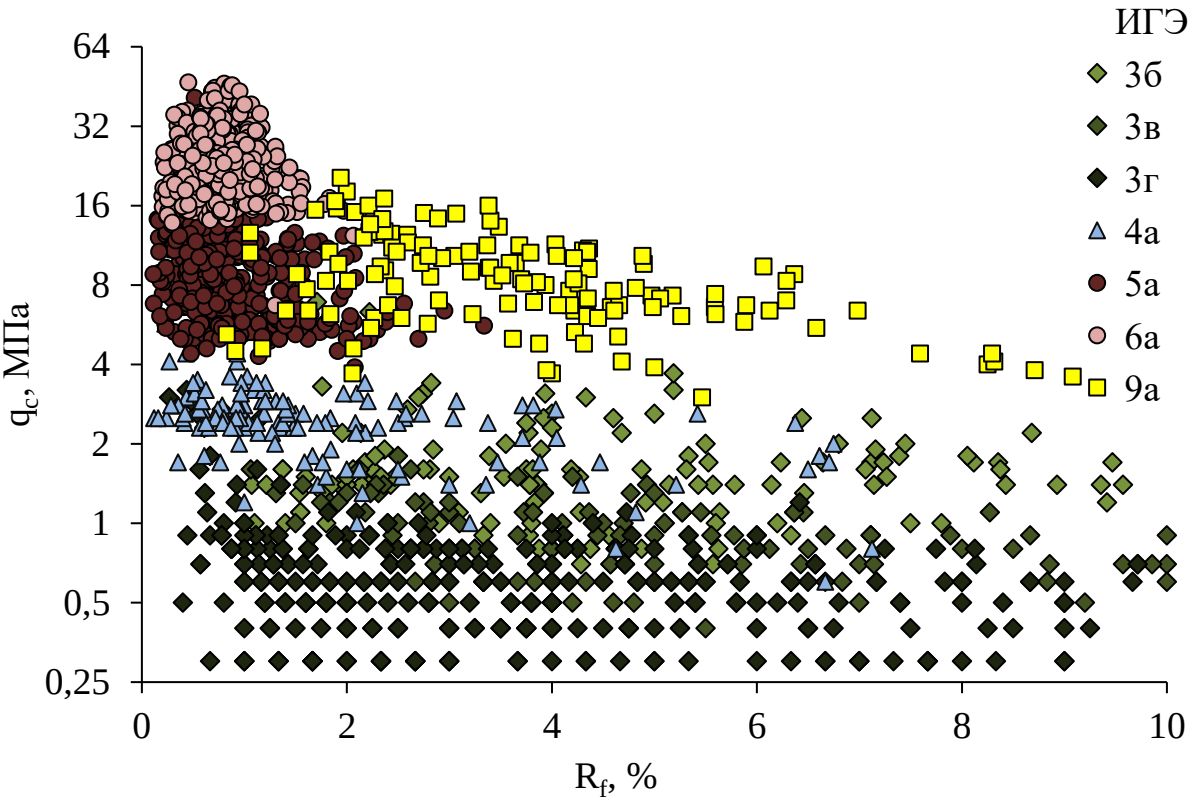


Рисунок 4.9. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Аббасова

Ул. Умырзая (площадка изысканий №7). Помимо твердых глин 9а в разрезе появляются другие грунты пермского возраста – элювиальная карбонатно-глинистая мука 10б (рис. 4.10, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1Г). Высокие значения удельного сопротивления внедрению конуса q_c=20-55 МПа связаны с наличием большого количества включений дресвы и щебня карбонатных пород. Анализировать такие грунты по отношению удельного сопротивления внедрению конуса и фрикционному отношению практически невозможно вследствие их значительной неоднородности, однако в целом наблюдается общий тренд к аномально высоким значениям q_c (среднее значение 35,6 МПа на исследуемой территории) по сравнению с другими дисперсными грунтами на территории г. Казани и аномально низким для глинистых грунтов значениям R_f (среднее значение 0,5 % на исследуемой территории).

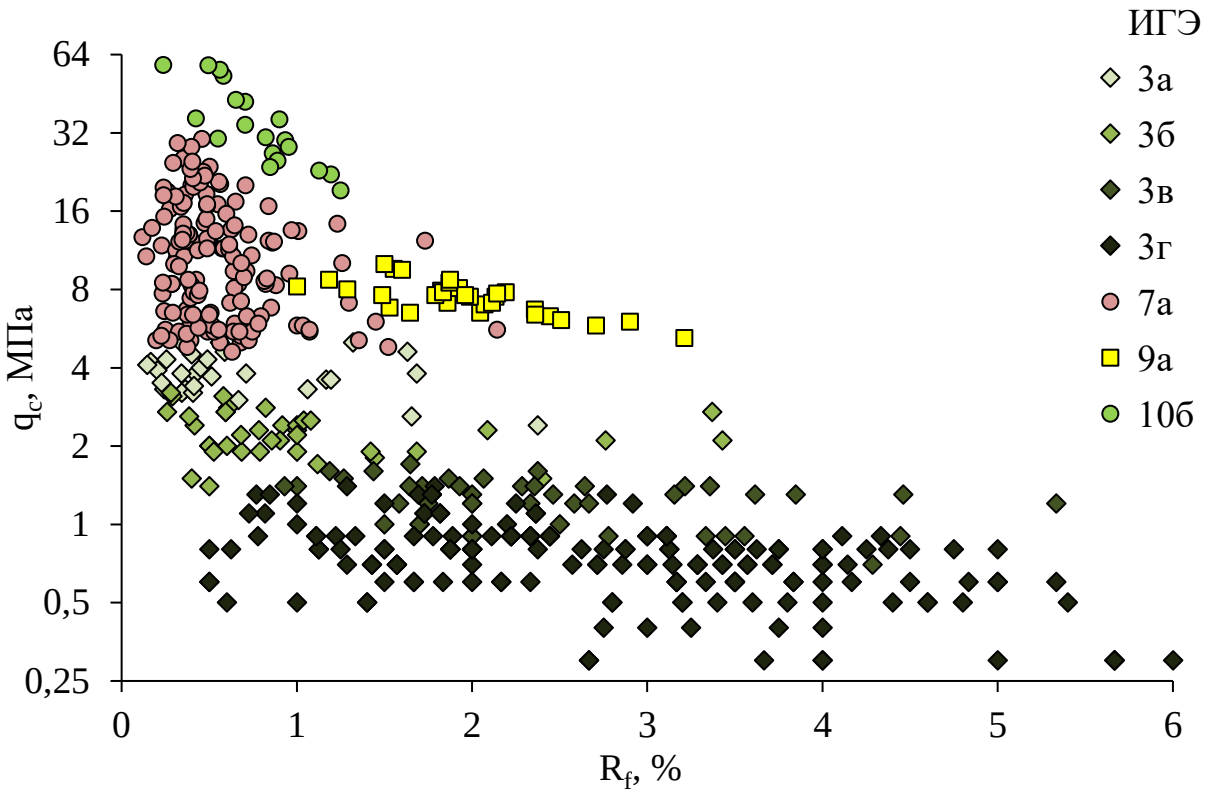


Рисунок 4.10. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Умырзая

Ул. Коваля (площадка изысканий №8). На данном объекте

аналогично рассмотренным выше площадкам наблюдается тенденция к увеличению значения удельного сопротивления внедрению конуса q_c от практически «нулевых» значений для текучепластичных суглинков до 60 МПа для мелких водонасыщенных песков (рис. 4.11, инженерно-геологический разрез представлен в Приложении 1Г). Фрикционное отношение планомерно снижается от 14% до 0 вместе со снижением пылевато-глинистых частиц.

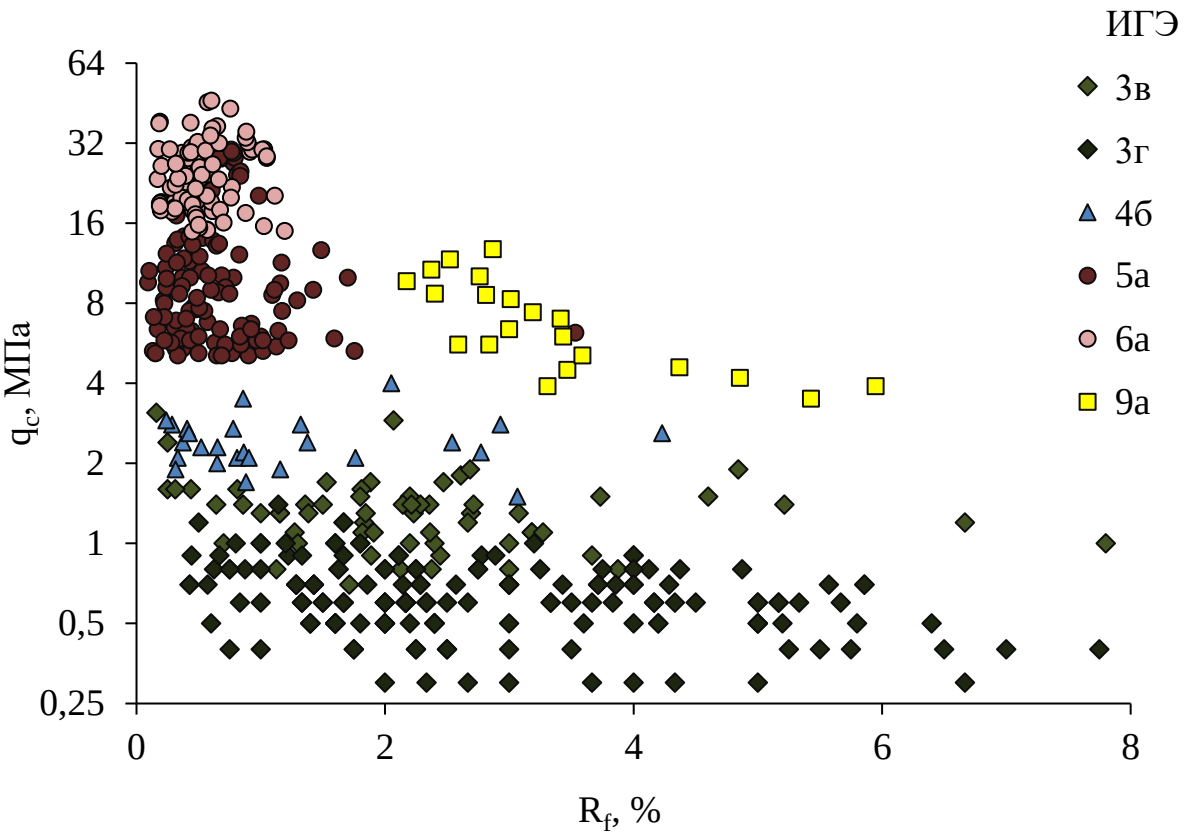


Рисунок 4.11. Диаграмма распределения данных удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c (логарифмический масштаб оси) и фрикционного отношения R_f по ул. Коваля

По данным диаграмм в табл. 4.3 приведены диапазоны значений, среднее выборочное, коэффициент вариации для удельного сопротивления грунта внедрению конуса и показателя трения для дисперсных грунтов г. Казани. Следует иметь в виду, что одни и те же значения фрикционного отношения часто соответствует разным подклассам грунтов.

Таблица 4.3. Идентификация дисперсных грунтов по удельному сопротивлению грунта внедрению конуса q_c и фрикционному отношению R_f (глубина исследования до 25 м)

Возраст	Возможный вид грунта	Выборка, n	Удельное сопротивление грунта внедрению конуса q_c, МПа	Фрикционное отношение R_f, %	$\frac{Cv(q_c)}{Cv(R_f)}$
N-Q	Песок средней крупности водонасыщенный	245	5-48 24.3	0.3-3 1.1	0.33 0.10
	Песок мелкий водонасыщенный	463	3.1-45 23.1	0.2-2 1.1	0.29 0.16
	Песок пылеватый водонасыщенный	653	4.1-42 22.7	0.5-2 1	0.31 0.23
	Песок пылеватый маловлажный	494	5.5-34 7.5	0.4-1.9 0,6	0.36 0.31
	Супесь твердая	59	1-7 3.5	0.5-4 2.5	0.21 0.19
	Супесь пластичная	132	2-4 2.9	0.5-8 2.9	0.09 0.26
	Суглинок твердый	765	2-11 5.8	0.2-3.7 2.1	0.24 0.42
	Суглинок тугопластичный	524	0.5-6.3 2.3	0.5-9 2.4	0.26 0.21
	Суглинок мягкопластичный	467	0.4-3.7 1.4	0.5-9.5 2.9	0.31 0.23
	Суглинок текучепластичный	24	0.2-1.6 0.7	2-9 3.6	0.17 0.21
	Глина твердая, полутвердая	338	1-6 3.7	2-8 5.1	0.25 0.26
	Глина тугопластичная	321	0.4-5 2.4	1-8 5.1	0.33 0.29
P_2kz	Глина твердая, полутвердая	219	3-20.4 7.3	1-7 2.5	0.39 0.26
	Элювиальная карбонатно-глинистая мука	25	19-58.4 35.6	0.4-1.3 0.5	0.36 0.28

Примечание: в числителе указан диапазон значений, в знаменателе - среднее значение (выборочное); Cv – коэффициент вариации.

Анализируя таблицу, можно сделать вывод о том, что для песчаных грунтов удельное сопротивление грунта внедрению конуса имеет диапазон значений q_c=3,1-48 МПа, фрикционное отношение R_f=0.2-3%. Бòльшие значения удельного сопротивления грунта внедрению конуса q_c и фрикционного отношения R_f характерны для песков средней крупности.

Для суглинков и глин значение q_c варьирует от 0.5 до 11 МПа, R_f от 0.2 до 9,5%. Меньшие значения q_c соответствуют мягкопластичным и текучим грунтам. Значения фрикционного отношения в случае с глинами зависят от показателя консистенции грунта: с увеличением содержания водной компоненты растет параметр R_f.

Супеси занимают промежуточное положение между песками и суглинками. Для пластичных супесей характерно положение между суглинками полутвердыми и тугопластичными (q_c=2-4 МПа, R_f=0.5-8%). Для супесей твердой консистенции характерно промежуточное положение между песками и суглинками твердыми при значениях q_c=1-7 МПа, R_f=0.5-4%. Анализируя вышесказанное, можно сделать вывод о том, что значения удельного сопротивления супесей внедрению конуса не являются классификационным показателем для ее выделения на основе данных статического зондирования. К тому же супесчаные грунты по значениям удельного сопротивления внедрению конуса иногда являются аналогами пылеватых песков, то есть достоверно определить данный вид грунта можно лишь с помощью дополнительных исследований.

Коренные грунты пермского возраста, залегающие под неоген-четвертичными образованиями, отличаются наибольшими значениями удельного сопротивления внедрению конуса q_c по сравнению с грунтами четвертичного возраста при сравнительно низких значениях фрикционного отношения. Так, для пермской глины твердой, полутвердой консистенции характерны значения удельного сопротивления внедрению конуса q_c от 3 до 20,4 МПа при R_f от 1 до 7%. Для элювиальной карбонатно-глинистой муки удельное сопротивление внедрению конуса соответствует диапазону

значений от 19 до 58,4 МПа при фрикционном отношении, равном 0.4-1,3%, характерном для песчаных грунтов. Диаграмма, представленная на рис. 4.12, иллюстрирует отличие параметров статического зондирования между грунтами неоген-четвертичного и пермского возраста, что дает возможность на этапе проведения зондирования (без отбора образцов) получить предварительную оценку для определения подкласса и разновидности грунтов, а также их возраста.

Объединенный анализ всех исследуемых площадок позволил построить сводную диаграмму значений q_c и R_f (рис. 4.12), на которой прослеживается тенденция для разделения грунтов по данным статического зондирования.

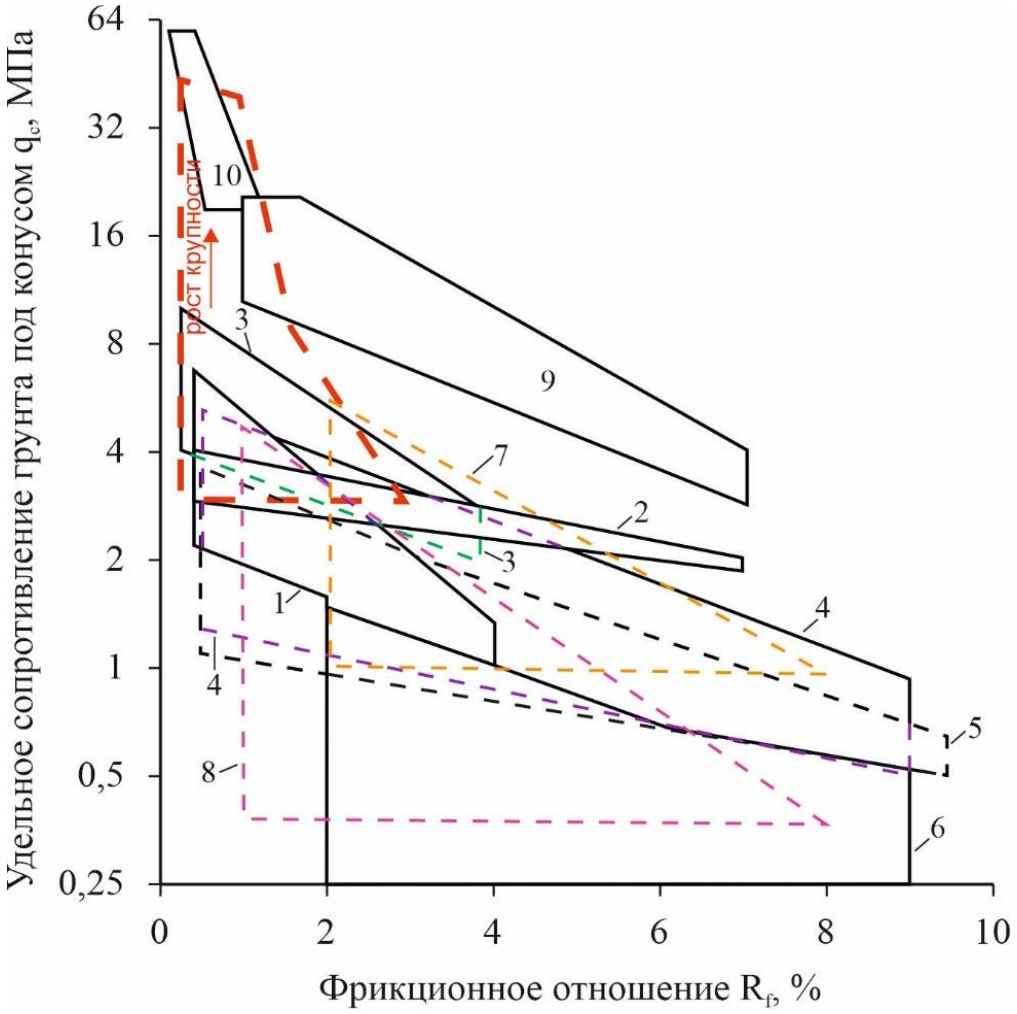


Рисунок 4.12. Сводная диаграмма разновидностей дисперсных грунтов г. Казани.

Неоген-четвертичные отложения. Супесь: 1 – твердая, 2 – пластичная. Суглинок: 3 – твердый, полутвердый; 4 – тугопластичный, 5 – мягкопластичный, 6 – текучепластичный. Глина: 7 – твердая, полутвердая; 8

– тугопластичная. ***Пермские отложения.*** Глина: 9 – твердая. Элювиальная карбонатно-глинистая мука: 10. Красным пунктиром выделена область для песчаных грунтов; зеленым для суглинков – твердых, полутвердых; фиолетовым – тугопластичных; черным – мягкопластичных; синим для супесей – твердых; розовым для глин – тугопластичных; оранжевым для глин – твердых, полутвердых.

4.3 Выделение разновидностей грунтов по данным статического зондирования

Для выделения разновидностей грунтов по параметрам статического зондирования были использованы логические функции в пакете MS Office Excel, которые позволяют сравнивать заданные значения с ожидаемыми результатами и проверять условия в зависимости от их истинности [1]. Данные логические функции являются наиболее простым способом сопоставления объема данных.

Ниже приведен алгоритм истинности с вариантами значений соответствующих диапазонам данных q_c и R_f для каждого инженерно-геологического элемента. Алгоритм с расшифровкой истинности создавался на основе диапазонов значений параметров статического зондирования, приведенных в таблице 4.3 (рис. 4.13).

```
=ЕСЛИ(И(C2<=1,6;E2>=0,2; E2<=9); "3г";
ЕСЛИ(И(C2<=3,7;E2>=0,4; E2<=9,5);"3в";
ЕСЛИ(И(C2<=4;E2>=2;E2<=8); "4б";
ЕСЛИ(И(C2<=7;E2>=1; E2<=4); "4а";
ЕСЛИ(И(C2<=5;E2>=0,4; E2<=8);"2б";
ЕСЛИ(И(C2<=6;E2>=1; E2<=8);"2а";
ЕСЛИ(И(C2<=6,3;E2>=0,5; E2<=9);"3б";
ЕСЛИ(И(C2<=11;E2>=2;E2<=3,7);"3а";
ЕСЛИ(И(C2<=20,4;E2>=3;E2<=7);"9а";
ЕСЛИ(И(C2<=34;E2>=5,5; E2<=1,9);"5";
ЕСЛИ(И(C2<=42;E2>=4,1;E2<=2);"5а";
```

```
ЕСЛИ(И(C2<=45;E2>=3,1;E2<=2);"6а";
ЕСЛИ(И(C2<=48;E2>=5;E2<=3);"7а";
ЕСЛИ(И(C2<=58,4;E2>=19;E2<=1,3);"10б";"Не определено")))))))))))))
```

Рисунок 4.13. Алгоритм истинности

Наилучшую сходимость показывают глинистые грунты с меньшим разбросом данных. В зонах, где происходит смена глинистых грунтов на песчаные или наоборот, а также там, где располагается граница двух ИГЭ, чаще всего с помощью алгоритма фиксировалось значение «не определено» (рис. 4.14). По мнению Т. Лунна это объясняется тем, что «сфера влияния конуса не превышает 2-3 его диаметров, то есть при стандартном зонде эта зона составляет 7-10 см (диаметр зонда 36 мм). В прочных грунтах сфера влияния увеличивается до 10-20 диаметров (до 35-70 см). Это означает, что в прочных грунтах зонд не позволяет точно устанавливать границы тонких слоев. Это возможно лишь при толщине слоев 70-75 см, причем удельное сопротивление грунта внедрению конуса q_c на контакте слоев будет неизбежно искажаться» [56,82].

ИГЭ	Гл, м	qc МП	fs кПа	Rf, %	ИГЭ
	0,2	1,2	4	0,33	3а
3в	0,4	1,8	32	1,78	3в
3в	0,6	0,7	13	1,86	3в
3в	0,8	0,7	9	1,29	3в
3г	1	0,6	11	1,83	3в
3г	1,2	0,3	11	3,67	3г
3г	1,4	0,4	16	4,00	3г
3г	1,6	0,6	21	3,50	3г
3г	1,8	0,6	30	5,00	3г
3г	2	0,5	24	4,80	3г
3г	2,2	0,7	26	3,71	3г
3г	2,4	0,4	37	9,25	3в
3г	2,6	0,3	21	7,00	3в
3г	2,8	0,4	32	8,00	3в
3г	3	0,6	30	5,00	3г
3г	3,2	0,6	32	5,33	3г
3г	3,4	0,9	22	2,44	3г
3г	3,6	0,9	27	3,00	3г
3г	3,8	0,8	25	3,13	3г
3г	4	0,7	18	2,57	3г
3г	4,2	0,8	15	1,88	3в
3г	4,4	0,7	23	3,29	3г
3г	4,6	0,8	23	2,88	3г
3г	4,8	0,9	28	3,11	3г
3г	5	0,7	29	4,14	3г
3г	5,2	0,8	16	2,00	3г
3г	5,4	0,8	5	0,63	3в
7а	5,6	5,1	10	0,20	Не определено
3г	5,8	0,9	27	3,00	3г
3г	6	0,8	40	5,00	3г
7а	6,2	8,5	20	0,24	3а

ИГЭ	Формула	возра	q_c ми	q_c мак	R_f ми	R_f мак
3г	Суглинок текучепластичный	N-Q	0,2	1,6	2	6
3в	Суглинок мягкопластичный	N-Q	0,4	1,9	0,5	5
4б	Супесь пластичная	N-Q	2	4	0,5	8
4а	Супесь твердая	N-Q	1	5	0,5	4
2б	Глина тугопластичная	N-Q	0,4	5	3	6
2а	Глина твердая, полутвердая	N-Q	1	6	4	8
3б	Суглинок тугопластичный	N-Q	0,5	6,3	0,5	4
3а	Суглинок твердый, полутвердый	N-Q	2	11	0,2	3,7
9а	Глина твердая, полутвердая ПЕРМСКАЯ	P_2kz	3	20,4	1	4
5	Песок пылеватый маловлажный	N-Q	5,5	34	0,4	1,9
5а	Песок пылеватый водонасыщенный	N-Q	4,1	42	0,5	2
6а	Песок мелкий водонасыщеный	N-Q	3,1	45	0,2	4
7а	Песок средней крупности водонасыщенны	N-Q	5	48	0,3	3
10б	Карбонатно-глинистая мука ПЕРМСКАЯ	P_2kz	19	58,4	0,4	1

Рисунок 4.14. Пример ошибки

Выводы по четвертой главе

1. Анализ данных исследований грунтовых массивов по восьми опытным площадкам с участием 14 разновидностей грунтов показывает возможность использования параметров статического зондирования для выделения подкласса грунтов, для предварительной оценки разновидностей грунтов, а также определения возраста в первом приближении.

2. Подобная классификация грунтов с использованием параметров статического зондирования представляется полезной как на стадии принятия предварительных проектных решений, так и для уточнения инженерно-геологического строения грунтовых толщ до проведения инженерных изысканий в полном объеме.

3. Наличие региональных идентификационных диаграмм для грунтов различного генезиса и возраста позволит оптимизировать ресурсные затраты при выполнении проектно-изыскательских работ.

ГЛАВА 5. ОЦЕНКА ПРОСТРАНСТВЕННОГО РАСПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГРУНТОВЫХ ОСНОВАНИЙ

5.1 Опыт решения инженерно-геологических задач методами машинного обучения

В настоящее время необходимость применения различных математических методов обработки, анализа и обобщения большого объема данных является актуальным при решении широкого круга геологических задач – поиск и разведка полезных ископаемых, оценка запасов, мониторинг и прогнозирование геодинамических процессов и т.д. Кроме того постоянное внесение новой информации в базы данных дает возможность создания все более точных прогнозных пространственных карт для исследуемой территории.

Развитие методов машинного обучения в науках о земле пришлось на конец 20 века [9]. Машинное обучение успешно используется во всем мире для прогнозирования в самых различных областях – геологии, медицине, технике, экологии и др. Метод моделирования при помощи машинного обучения полезен только в тех ситуациях, необходима обработка большого объема данных, проблемами с базами данных, трудностями в определении класса и при наличии некоторых архивных данных с решенной проблемой типизации. В данной ситуации машинное обучение является наиболее подходящим инструментом, делая работу быстрее при наименьших материальных затратах.

В русскоязычной литературе исследование статического зондирования с помощью искусственных нейронных сетей не проводилось, но есть ряд ученых, которые решают другие задачи инженерной геологии, гидрогеологии, а также других направлений геологии, применяя данный метод.

К примеру, А.Б. Лисенковым и др. для решения широкого круга инженерно-геологических задач, в том числе моделирования прогнозного

загрязнения подземных вод, был применен аппарат теории информации [41-44]. На основе моделирования показана возможность принятия проектных решений в сходных эколого-гидрогеологических условиях с учетом определенных критериев.

Л.А. Строкова (2009) на основе материалов мониторинга за дневной поверхностью и данных полевых испытаний описывает применимость алгоритма деревьев решений и нейросетей для прогнозирования величины оседания земной поверхности при строительстве транспортных сооружений [61]. В качестве входных данных для моделирования использовались как геометрические, так и геологические параметры. По результатам моделирования была выявлена 99% сходимость оседания грунтовых массивов для выборочной совокупности данных.

А.А. Кузин (2013) описывает методику выявления опасных участков распространения оползней на примере поселка Красная Поляна г. Сочи методом обратного распространения ошибки [38]. Анализ проведенных исследований показывает, что применение искусственного нейросетевого анализа в тандеме с геологическими данными, а также высококачественными цифровыми моделями будут давать качественную оценку территории по пораженности оползневыми процессами.

Украинские исследователи Т.П. Мокрицкая и Д.О. Калинина в работе «Опыт прогноза инженерно-геологических свойств просадочных горизонтов для целей проектирования сооружений методом нейронных сетей» (2016) с помощью программы «Автоматизированные нейронные сети» выполнили регрессивный анализ параметров просадочности, прочности, деформируемости грунтов от их физических характеристик и пространственных координат для грунтов, расположенных на территории г. Днепропетровска [49].

О.В. Попов и др. (2018) описывают применимость и высокую точность определения дополнительных нормальных дилатантных напряжений в зависимости от ряда деформационных и прочностных параметров грунта при

помощи нейронных сетей [54]. Использование данного метода при статистической обработке экспериментальных данных позволило создать аналитический метод определения предельного сопротивления и произвести калибровку расчетных параметров грунтового основания.

В зарубежной литературе опыт применения искусственных нейронных сетей для решения задач геотехники, полевых испытаний и в том числе для статического зондирования грунтов описывается большим количеством исследований.

Джун Хай Ли (2012) рассматривает взаимосвязь между параметрами статического зондирования грунтов с измерением порового давления и видами грунта, а также влиянии тонких прослоек на процесс проектирования фундаментов зданий и сооружений [79]. Моделирование нейронных сетей проводилось на основе регрессивного анализа в программе MATLAB.

П. Самуи и др. (2014) применяют методы машинного обучения для прогнозирования сейсмического разжижения грунта на основе данных, полученных по результатам статического зондирования грунтов [91].

А.Г. Махгуб и др. (2015) показывают целесообразность и эффективность использования искусственных нейронных сетей для оценки значений угла внутреннего трения и модуля деформации по результатам испытания грунтов статическим зондированием на территории Объединённых Арабских Эмират [84]. Кроме того, были изучены другие параметры грунтов, которые могут увеличить связь для определения свойств по данным статического зондирования, это – эффективное напряжение, коэффициент трения и удельное сопротивление грунта внедрению конуса. Получившиеся значения угла внутреннего трения, полученные с помощью регрессивного анализа нейронных сетей, дали коэффициент корреляции 90.

Ю. Эрзин и Н. Эджемис (2016) разработали модель нейронной сети для прогнозирования удельного сопротивления грунта внедрению конуса в иловых песках в западной части Турции на основе данных статического зондирования с измерением порового давления [73]. Модель состояла из трех

входных данных – относительной плотности, содержания мелких частиц и горизонтального коэффициента консолидации и одного выходного параметра – нормализованного сопротивления внедрению конуса.

М.С. Ковачевич и др. (2018) в исследовании описывают применение методов машинного обучения на основе регрессионного анализа и нейронных сетей для построения корреляции между значениями удельного сопротивления грунта внедрению конуса, удельным весом грунта, глубины и боковым сопротивлением на примере грунтов Северной Хорватии [80].

Таким образом, использование методов машинного обучения для решения широкого круга практических геологических задач способствует более детальному прогнозированию геологических процессов, оценки показателей состояния грунтов и их взаимосвязи между собой.

В данной диссертационной работе представлено прогнозирование данных статического зондирования грунтов с помощью машинного обучения.

5.2 Методика исследования

Главной задачей исследования является прогнозирование показателей состояния грунтов с помощью методов машинного обучения для территорий, неопробованных методом статического зондирования (территории со сложными инженерно-геологическими условиями, заповедные зоны, частный сектор).

Применение методов машинного обучения состоит из следующих основных шагов: первоначальная обработка данных, выбор и обучение модели, вычисление результатов. Помимо этого, в данном исследовании была сделана попытка выяснить влияние конкретных признаков на зависимую переменную.

На первом этапе исследования подбиралось две различные регрессионные модели для параметров q_c и Qs. В связи с этим, было осуществлено два разных подхода к их построению: аддитивная

регрессионная модель и модель нейронной сети. Все применённые методы были реализованы с помощью языков Python (для нейронной сети) и R (для аддитивной модели).

5.2.1 Первоначальная обработка данных

В качестве входных данных используются характеристики инженерно-геологического элемента в точке статического зондирования. Одно наблюдение состоит из численных показателей физико-механических свойств ИГЭ, обозначения ИГЭ и параметров статического зондирования. Список объясняющих численных переменных:

- W – природная влажность
- W_L – влажность на границе текучести
- Wp – влажность на границе раскатывания
- Ip – число пластичности
- I_L – показатель консистенции
- e – коэффициент пористости
- ρ – плотность
- p_s – плотность твердой компоненты
- p_d – плотность скелета
- S_r – коэффициент водонасыщения
- E – модуль деформации
- φ – угол внутреннего трения
- C – удельное сцепление
- q_c – удельное сопротивление грунта внедрению конуса
- Qs – общее сопротивление грунта на боковой поверхности

Географическое положение не использовалось в качестве входных данных.

Обучающая выборка составлялась из всех тех наблюдений, у которых есть измеренные значения q_c и Q_S.

Сначала производится нормализация численных объясняющих переменных, то есть поиск нелинейного преобразования, приближающего распределение данных к нормальному. В качестве класса таких преобразований было взято однопараметрическое семейство преобразований Бокса-Кокса [70], которое для переменной x производит следующую замену:

$$x' = \frac{x^\gamma - 1}{\gamma}, \gamma > 0, \text{или } x' = \ln x.$$

Далее выбирается то преобразование, которое максимизирует правдоподобие нормальной модели для итоговых данных.

Среди объясняющих данных присутствовали пропущенные значения. Так как большинство моделей машинного обучения не могут работать с пропущенными данными, было принято решение их не учитыать. В этом исследовании была использована итеративная замена пропущенных многомерных данных [71]. Если же отсутствовала более, чем половина объясняющих переменных, то такие наблюдения исключались из обучающей выборки.

Пропущенные значения для W_L, W_P, I_L, I_P имеют другую природу, поэтому с ними работа происходит иным образом. Добавляется две индикаторные переменные, которые следят за отсутствующими значениями W_L, W_P, I_L, I_P, а сами пропущенные значения заменяются на одно и то же число (медиану).

Кроме этого, часто встречались значения S_r, равные единице, а также p_s, равные 2,66. Для слежения за такими событиями были добавлены две соответвующие индикаторные переменные.

После всех этих действий объясняющие переменные стандартизируются, то есть из каждой переменной вычитается ее среднее и производится деление на стандартное отклонение.

Обозначение инженерно-геологического элемента присутствовало для всех наблюдений. Это категориальная переменная, и обычно для таких переменных используется унитарное кодирование: каждому уровню

категории ставится в соответствие своя переменная. Однако, это слишком затратно в данной задаче. В силу наличия общей структуры обозначения ИГЭ количество переменных было сокращено. Отдельно кодировались численные и буквенные составляющие обозначения. При этом допускалось наличие нескольких буквенных частей в одном обозначении.

Все вышеперечисленные преобразования не производились для зависимых переменных, q_c и Q_s.

Обозначим набор объясняющих переменных через вектор $X = (x_1, x_2, \dots, x_M)$. Обучающую выборку обозначим через $Q = (Q_1, \dots, Q_N), F = (Q_1, \dots, Q_N),\ X = (X_1 \dots, X_N)$, где $X_n = (x_{n,1}, \dots, x_{n,M})$.

5.2.2 Аддитивная модель

Первый подход заключается в построении аддитивных моделей. Аддитивные регрессионные модели представляются в следующем виде [98]:

$$q(X) = \beta_0 + \sum_{m=1}^{M} f_m(x_m) \qquad (1)$$

где β_0 – неизвестный параметр, а функции f_m также неизвестны, но, как правило, ограничиваются классом параметрических гладких функций. Аналогично составляется модель для q_c.

Этот подход позволяет не только прогнозировать зависимую переменную, но и оценить влияние каждой из переменной.

В данном исследовании в роли f_m выступали кубические сплайны. Естественно, для бинарных переменных единственный возможный (с точностью до выбора параметризации) вид зависимости имеет вид $f_m(x_m) = \beta_m x_m$. Обучение модели (1), то есть оценка параметров производится на основе обучающей выборки через минимизацию функции:

$$\sum_{n=1}^{N} \left(q_n - \beta_0 - \sum_{m=1}^{M} f_m(x_{n,m}) \right)^2 + \lambda J(f), \qquad (2)$$

где $J(f)$ – штрафной функционал определённого вида, а λ – параметр регуляризации. Последний параметр влияет на гладкость функций f_m, и должен задаваться до обучения. В данном исследовании выбор параметра регуляризации основывался на минимизации величины $GCV(\lambda)$ – обобщённой кросс-валидации обучающей выборки [97].

Кроме того, должен производиться перебор моделей с целью выяснения значимости эффекта различных параметров на прогностические качества модели. Модели отличались лишь набором используемых объясняющих переменных, причём исследовалось только обозначение ИГЭ, поскольку именно оно привносит большое количество переменных. Были рассмотрены следующие случаи: полное обозначение, только с цифрами, только с буквами, и совсем без обозначений. Сравнение производилось на основе вычисления коэффициента детерминации:

$$R_q^2 = 1 - \frac{\sum\left(Q_n - Q(X_n)\right)^2}{\sum(Q_n - \bar{r})^2}.$$

Значения R^2, близкие к 1, означают лучшее качество прогноза. Результаты для каждой надпойменной террасы приведены в таблице 5.1. Для наилучших моделей были вычислены также коэффициенты детерминации кросс-валидации по пяти разбиениям, которые равны 0,81 для q_c и 0,44 для Q_s.

Таблица 5.1. Прогностическая точность аддитивных моделей

Надпойменная терраса	Полное обозначение		Только буквы		Только цифры		Без обозначения	
	R_q^2	R_Q^2	R_q^2	R_Q^2	R_q^2	R_Q^2	R_q^2	R_Q^2
Все вместе	0.86	0.60	0.86	0.61	0.84	0.51	0.83	-1.08
1 терраса	0.73	0.50	0.72	0.50	0.73	0.38	0.72	-1.31
2 терраса	0.90	0.63	0.90	0.64	0.88	0.58	0.88	-0.94
3 терраса	-0.68	0.20	-0.49	0.17	0.42	0.10	0.40	-0.90
4 терраса	0.75	0.52	0.65	0.56	0.78	0.58	0.71	-0.81
5 терраса	-0.26	-0.93	-0.10	-1.02	0.77	-1.26	0.75	-2.23

Кроме того, для каждой модели для каждой объясняющей переменной возможно провести проверку гипотезы о значимости влияния этой переменной. Результаты для моделей с полным использованием обозначения приведены в таблице 5.2. Столбец «оценка» показывает значение оценки параметра β_m, соответствующего переменной в первом столбце, а столбец *p-значение* относится к критерию проверки гипотезы о равенстве параметра этой переменной. Р-значения, близкие к нулю, свидетельствуют о значимости соответствующих переменных. Такие значения выделены полужирным.

Таблица 5.2. Аддитивная модель

	q_c		Q_S	
Переменная	Оценка	p-значение	Оценка	p-значение
Свободный член	21.18	**<0.001**	21.18	**<0.001**
3	0	1	0	1
2	0	1	0	1
4	0	1	0	1
6	0	1	0	1
10	0	1	0	1
5	0	1	0	1
7	0	1	0	1
Нет цифры	0	1	0	1
1	0	1	0	1
б	4.75	0.247	4.75	0.247
в	-1.19	0.797	-1.19	0.797
а	-2.84	0.354	-2.84	0.354
г	-9.19	0.053	-9.19	0.053
д	1.53	0.714	1.53	0.714
р	7.02	0.055	7.02	0.055
н	-8.87	0.123	-8.87	0.123
с	1.47	0.801	1.47	0.801
п	-2.06	0.581	-2.06	0.581
N	21.06	**<0.001**	21.06	**<0.001**
а	11.53	0.086	11.53	0.086
з	1.42	0.811	1.42	0.811
м	-10.34	0.079	-10.34	0.079
Пропущено I_p	-1.38	0.835	-1.38	0.835
Пропущено I_L	5.02	0.426	5.02	0.426
$S_r = 1$	7.64	**0.009**	7.64	**0.009**
p_s = 2.66	0.64	0.786	0.64	0.786

f(w)	0	0.498	0	0.498
f(I_p)	0.51	0.087	0.51	0.087
f(I_L)	6.28	**0.01**	6.28	**0.01**
f(e)	0	0.592	0	0.592
f(E)	6.29	**0.029**	6.29	**0.029**
f(f)	0	0.684	0	0.684
f(C)	1.74	**0.018**	1.74	**0.018**
f(p)	0.96	**0.043**	0.96	**0.043**
f(p_s)	0.9	0.217	0.9	0.217
f(p_d)	0	0.546	0	0.546
f(S_r)	0.73	0.107	0.73	0.107

Из таблиц, приведенных выше, можно сделать несколько выводов. Тип ИГЭ является в целом несущественным для q_c, но является более важным для Q_S. Наиболее значимыми переменными для обоих откликов являются I_L, E, C, ρ, S_r. Однако, это не означает, что остальные переменные не объясняют ничего: они, по всей видимости, лишь дополняют основную информацию. Кроме того, таблица 5.1 указывает на то, что терраса 5 значительно отличается от остальных значений: прогнозы по переменной Q_S всегда хуже, чем её среднее значение по террасе.

5.2.3 Модель нейронной сети

Аддитивная регрессия представляет довольно адекватную и робастную модель для прогноза зависимых переменных. Однако она не претендует на достижение максимальной прогностической силы. Была сделана попытка применить модель нейронной сети к данным, которая теоретически может улучшить результат.

Во всех случаях использовалась многослойная сеть прямого распространения с полносвязными слоями. Обучение таких моделей производится аналогично аддитивным моделям, минимизацией суммы квадратов расхождений (2), только вместо аддитивной зависимости (1) в нейронных сетях образуется куда более сложная функциональная форма.

Сложность обучения моделей нейронных сетей заключается в большой вариативности гиперпараметров, оптимизация которых может занять

большое количество времени. В данном исследовании перебирались следующие гиперпараметры: количество слоёв в сети, количество элементов в одном слое, степень регуляризации, наличие и доля прореживания, наличие пакетной нормировки. Все наборы гиперпараметров генерировались случайным образом.

Перебор моделей осуществлялся следующим образом: фиксировалось случайное разбиение обучающей выборки на 5 непересекающихся множеств, и для каждой модели вычислялась ошибка кросс-валидации. В конце была выбрана модель с наименьшей ошибкой кросс-валидации. Также была сделана попытка построения модели, у которой две зависимые переменные, но положительного результата это не принесло.

В результате наиболее оптимальной моделью была выбрана сеть с наличием прореживания, без пакетной нормировки, с полным набором входных данных. Результаты прогноза по террасам приведены в таблице 5.3. Модель нейронной сети практически не улучшает общую точность по сравнению с аддитивной моделью, однако «работает» более равномерно по всем данным. Исключением является терраса 5 по переменной Q_S.

Таблица 5.3. Точность наилучшей модели нейронной сети

Терраса	R_q^2	R_Q^2
Все вместе	0.90	0.74
1 терраса	0.81	0.66
2 терраса	0.91	0.75
3 терраса	0.46	0.18
4 терраса	0,65	0,55
5 терраса	0.57	-1.09
Кросс-валидация	0.78	0.46

5.3 Оценка пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай по результатам статического зондирования

Методы математического анализа данных в отечественной инженерной геологии впервые начали применяться в середине прошлого столетия – сначала для оценки неоднородностей геологической среды, а позже для инженерно-геологического прогнозирования [10]. К примеру, И.С. Комаров и др. (1968, 1976) используют понятие теории информации и многомерный статистический анализ для решения большого круга задач инженерной геологии [36,37]. В.В. Пендин (1992) применяет анализ информации для оценки неоднородности инженерно-геологических разрезов [51]. Ряд исследователей использует информационный анализ геологических параметров для поиска полезных ископаемых (Лисенков и др., 1996), при геофизических исследованиях поиска нефтеносных пластов (Губерман, 1987), в гидрогеологии – для прогнозирования месторождений минеральных вод (Лисенков и др., 2008; 2012) и для изучения степени загрязнения подземных вод [20,41-43].

Одним из современных методов обработки информации являются геоинформационные системы (ГИС), которые обрабатывая большие массивы данных, формируют изменения геологической среды исследуемого региона, что впоследствии может служить основой для постоянно действующей модели (ПДМ). Результатом ГИС являются текстовые, цифровые, графические и картографические модели визуализации данных.

Ранее, Н.И. Жарковой (2006) была создана ПДМ для г. Казани, которая позволила построить серию карт, отражающих инженерно-геологические и гидрогеологические условия территории исследования. Основной единицей БД являлась скважина с данными об инженерно-геологическом элементе: возраст и генезис грунтов, №ИГЭ, физико-механические свойства, пространственное расположение. ПДМ насчитывала 1000 скважин.

Настоящая работа дополняет и расширяет существующую ПДМ данными по статическому зондированию и соответствующим им показателям состояния грунтов.

Алгоритм анализа данных в общем случае включает 6 этапов, представленных на блок-схеме (рис. 5.1):

1	Сбор и систематизация данных
2	Предварительная обработка данных
3	Автоматизация технологических операций
4	Статистическая обработка данных
5	Построение картографических моделей
6	Сравнение данных, полученных по картографическим моделям с натурными испытаниями

Рисунок 5.1. Алгоритм анализа данных

Сбор и систематизация фондовых данных производилась в программном комплексе MS Office Excel. В качестве входного параметра для районирования территории г. Казани по несущей способности свай было выбрано частное значение предельного сопротивления забивных свай в точке зондирования (Fu, кН) длиной от 3 до 12 м сечением 30*30 см длиной от 3 до 12 м с шагом 1 м.

Далее для каждой точки статического зондирования были вычислены согласно СП 24.13330-2011 частные значения предельных сопротивлений забивных свай по формуле:

$$F_U = R_s A + fhu$$

Граничные значения и количество интервалов по значениям Fu, кН определялись с помощью гистограмм распределения значений, инструмента «Классификация» по методу «Естественные границы» для каждой длины забивных свай (рис. 5.2).

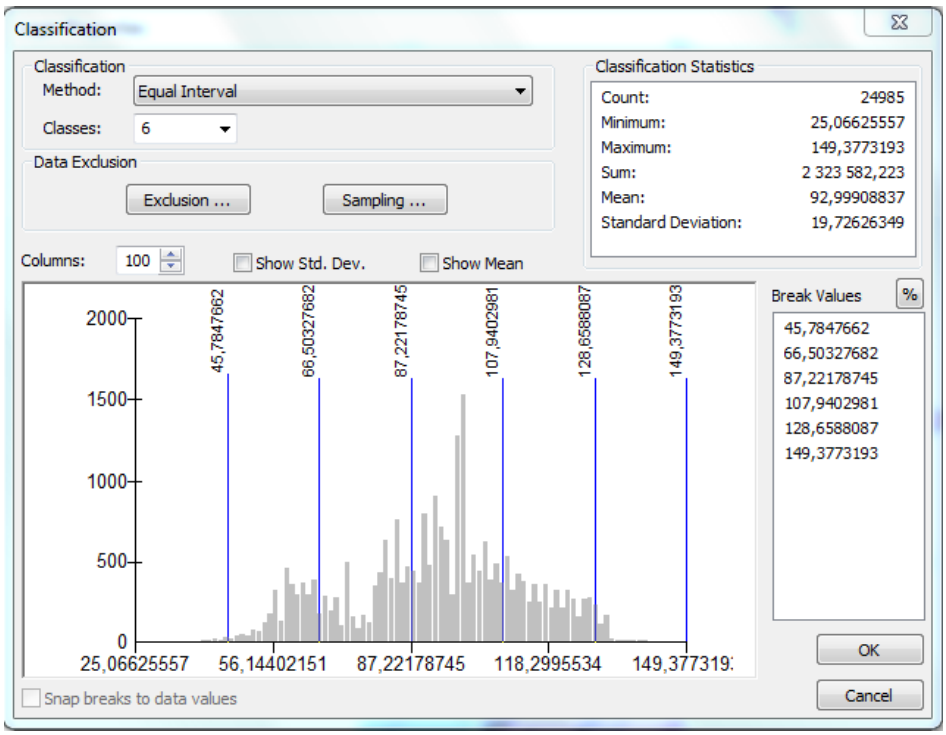


Рисунок 5.2. Гистограмма распределения значений Fu для свай длиной 6 м

Для анализа пространственного распределения данных в ArcGis используются основные методы интерполяции: тренд, сплайн, кригинг и метод обратно взвешенных расстояний. В диссертационном исследовании обработка данных частных значений предельных сопротивлений забивных свай проведена при помощи геостатистической интерполяции значений в модуле «Spatial Analyst».

Серия карт создана в векторном формате с привязкой к местной системе координат, с легендой и текстовым материалом, поясняющим обозначение и содержание слоев на основе базы данных в формате файла .xls. Итоговые карты пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай сечением 30*30 см для масштаба 1:25000 представлены на рисунках 5.3-5.12. Как видно из полученных прогнозных карт, на территории г. Казани выделяются несколько четких закономерностей пространственного распределения значений несущей способности, относящихся к высоким и низким геоморфологическим уровням. Для грунтов, расположенных на высоких надпойменных террасах,

характерна высокая и средняя степень устойчивости, так как массив грунтовой толщи находится преимущественно в маловлажном состоянии. Грунты, находящиеся в пределах низких отметках рельефа, наоборот, характеризуются преимущественно средней и низкой степенью устойчивости в связи с большей обводненностью грунтовых массивов и широким развитием процессов подтопления и заболачивания.

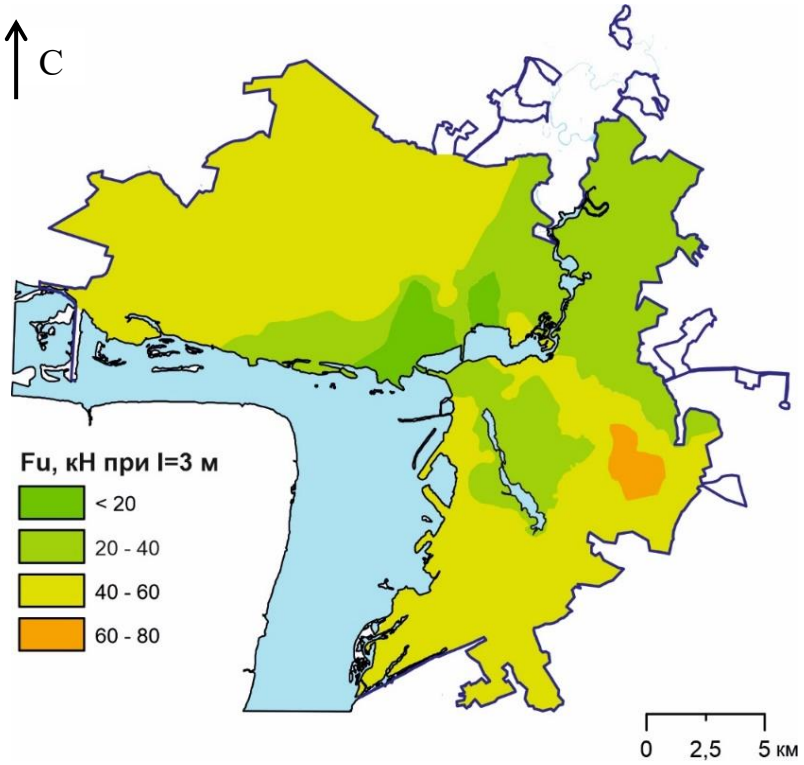


Рисунок 5.3. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=3 м

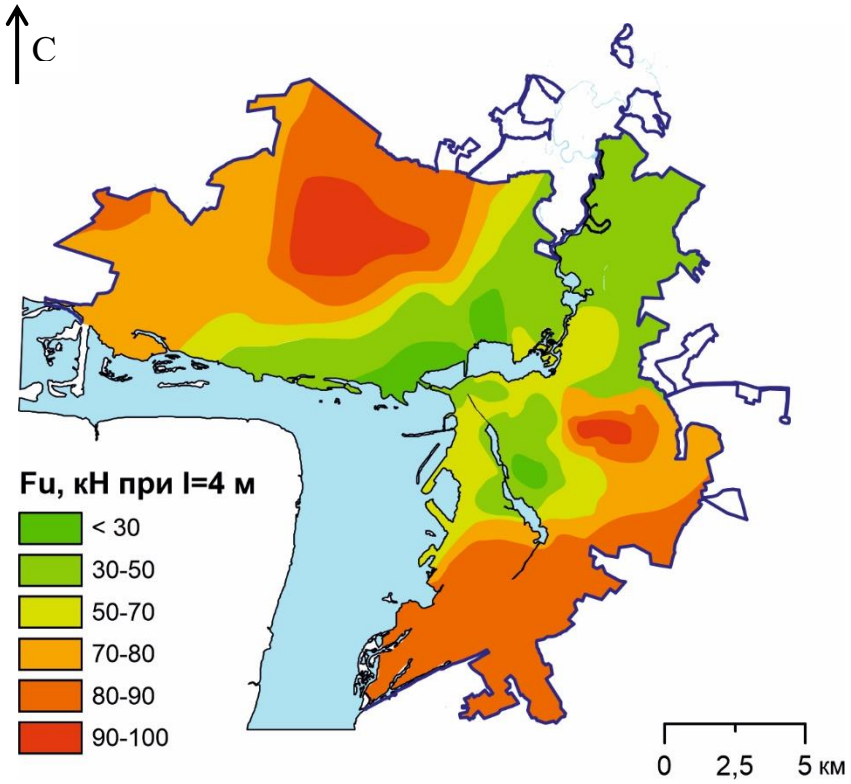


Рисунок 5.4. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=4 м

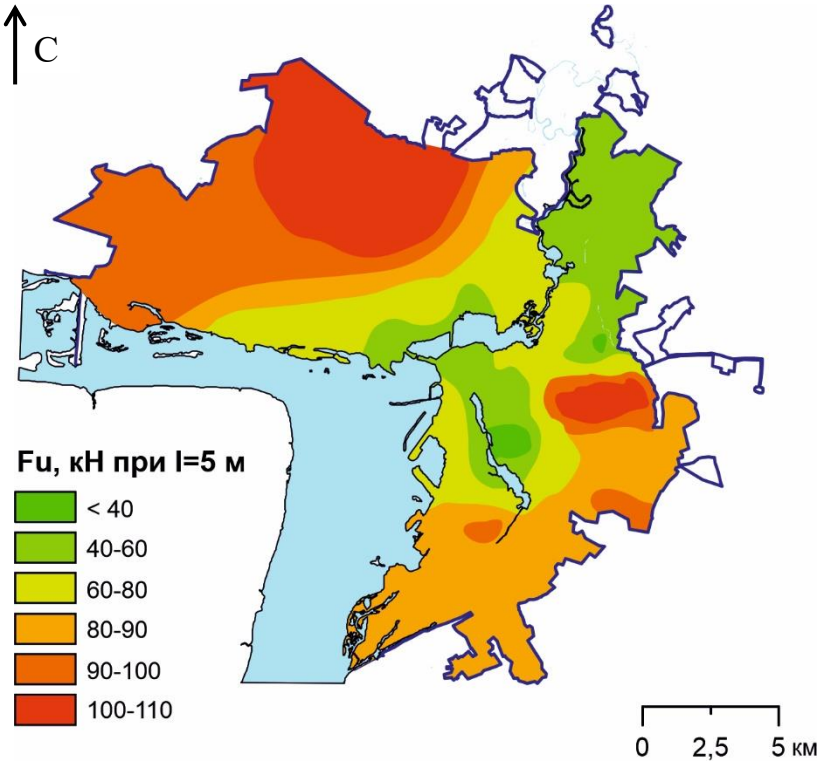


Рисунок 5.5. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=5 м

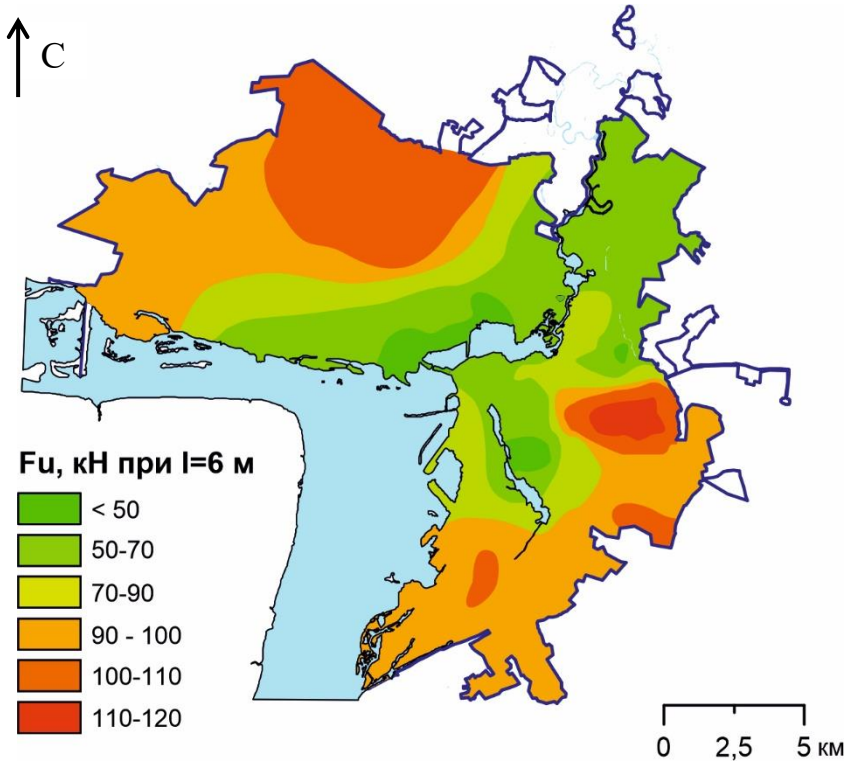


Рисунок 5.6. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=6 м

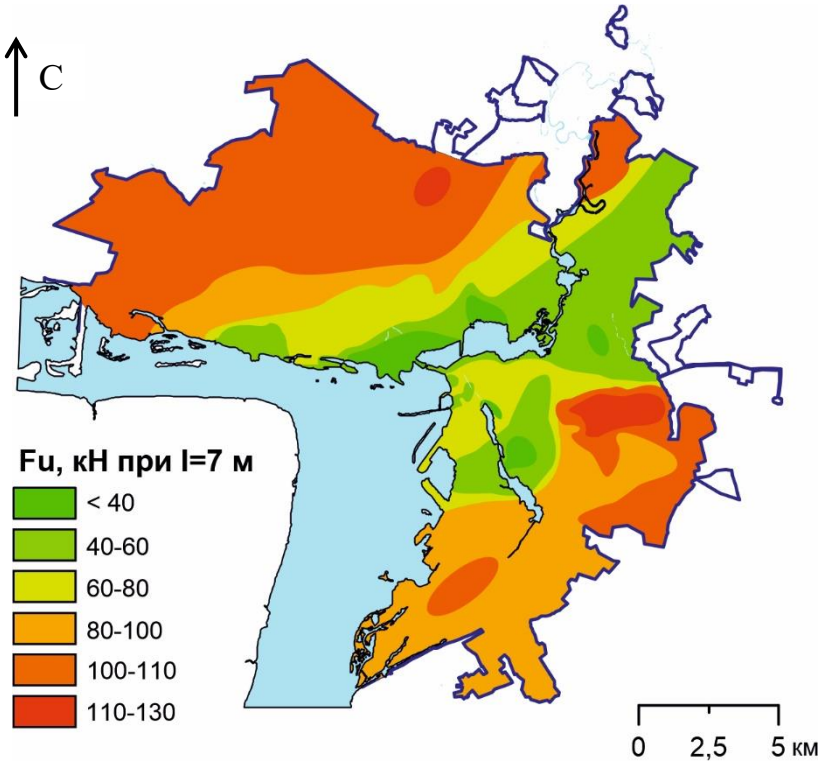


Рисунок 5.7. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=7 м

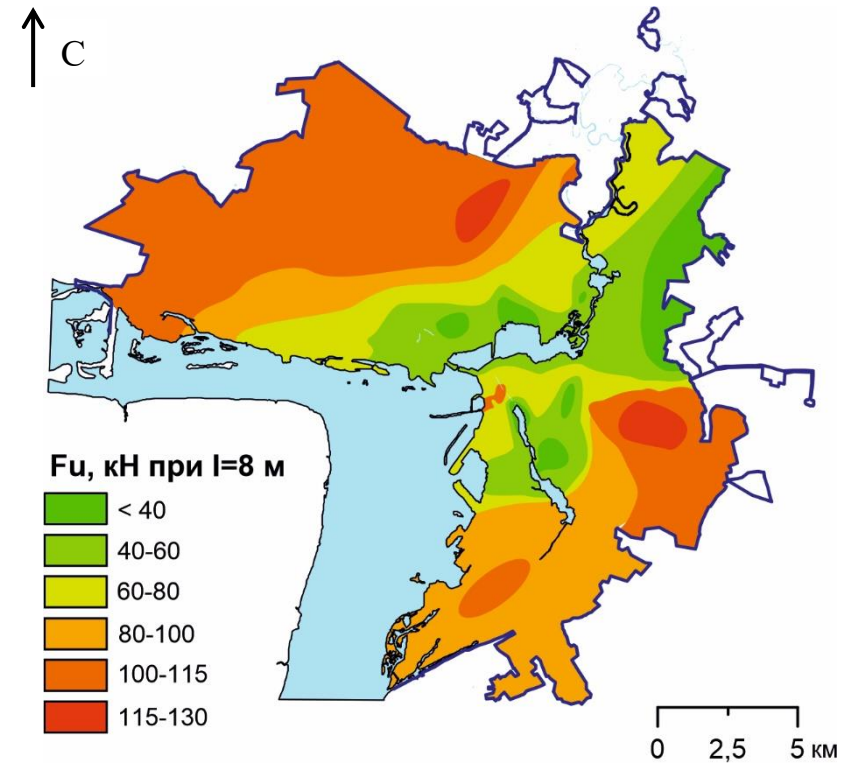


Рисунок 5.8. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=8 м

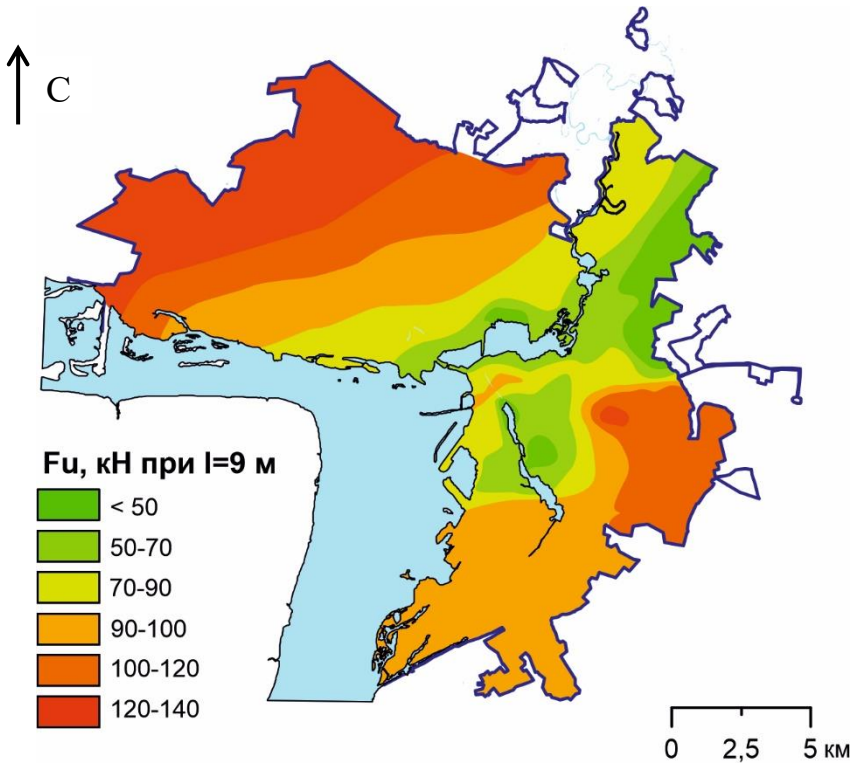


Рисунок 5.9. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=9 м

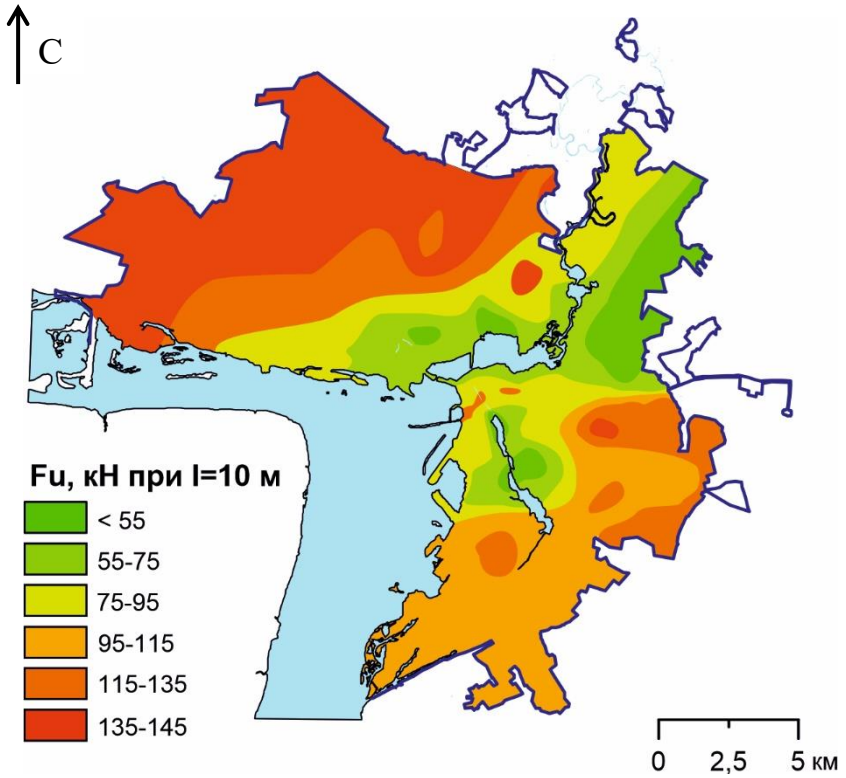


Рисунок 5.10. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=10 м

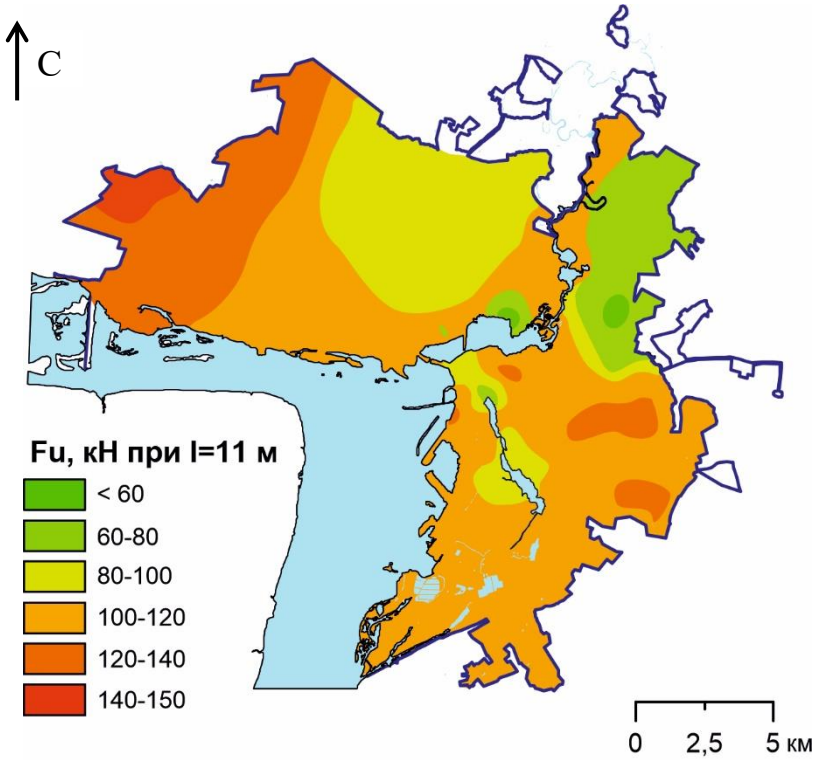


Рисунок 5.11. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=11 м

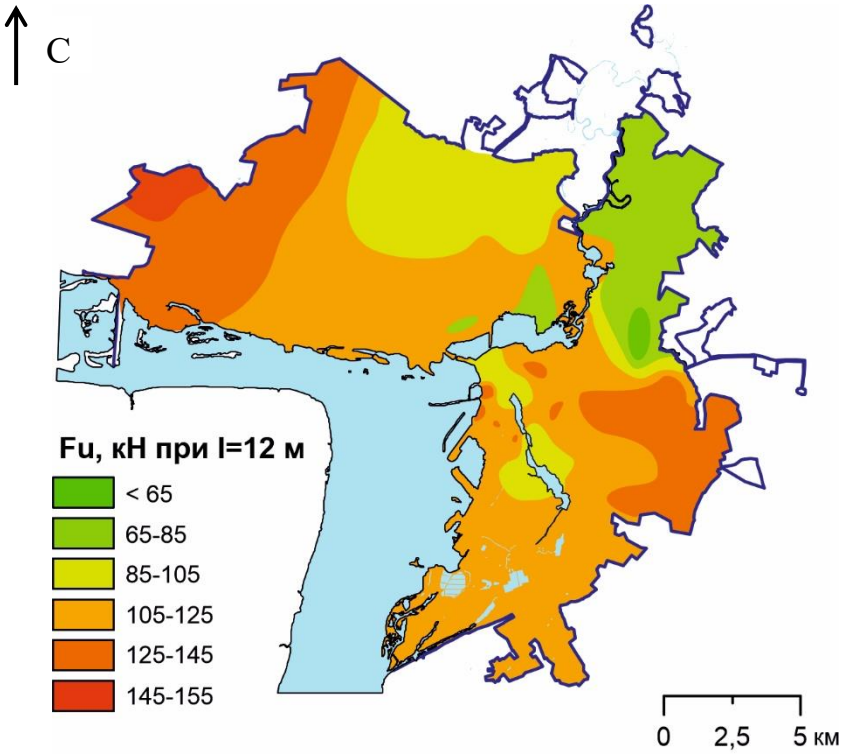


Рисунок 5.12. Пространственное распределение частных значений предельных сопротивлений забивных свай, длиной l=12 м

Полученные карты пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай носят качественный характер, поэтому для количественной оценки на основе базы данных составлена таблица частных значений предельных сопротивлений забивных свай длиной от 3 до 12 м для дисперсных грунтов г. Казани (табл. 5.4). Основным классификационным параметром для глинистых грунтов был выбран показатель консистенции, для песчаных грунтов – гранулометрический состав.

Таблица 5.4. Сводная таблица частных значений предельных сопротивлений забивных свай сечением 30*30 см длиной от 3 до 12 м по результатам статического зондирования для территории г. Казани

Длина сваи, м	Наименование грунта по ГОСТ 25100 и соответствие Fu, кН													
	Песок			Супесь			Суглинок						Глина	
	Пылеватый	Мелкий	Средней крупности	$I_L<0$	$0 \le I_L \le 1$	$I_L>1$	$I_L<0$	$0<I_L \le 0,25$	$0,25<I_L \le 0,5$	$0,5<I_L \le 0,75$	$0,75<I_L \le 1$	$I_L>1$	$0,5<I_L \le 0,75$	$0,75<I_L \le 1$
3	55	65	75	55	50	45	45	40	35	30	30	30	30	25
4	60	70	80	60	55	50	50	45	40	35	35	35	35	30
5	65	75	85	65	60	55	55	50	45	40	40	40	40	35
6	70	80	90	70	65	60	60	55	50	45	45	45	45	40
7	75	85	95	75	70	65	65	60	55	50	50	50	50	45
8	80	90	100	80	75	70	75	65	60	55	55	55	55	50
9	90	100	110	85	80	75	85	75	70	60	60	60	60	55
10	100	110	120	90	85	80	95	85	80	70	65	65	65	60
11	110	120	130	100	95	90	105	95	90	80	75	70	70	65
12	120	130	140	110	105	100	115	105	100	90	85	75	75	70

5.3.1 Проверка пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай по результатам статического зондирования с результатами контрольных испытаний забивных свай статическими вдавливающими нагрузками

Для проверки пространственного распределения частных значений предельных сопротивлений забивных свай использовались результаты контрольных испытаний забивных свай статическими вдавливающими нагрузками. Полевые исследования, проведенные на выборочных площадках (рис. 5.13), заключались в контрольном испытании 8 забивных железобетонных свай сечением 30*30 см статическими вдавливающими нагрузками для установления их несущей способности на вдавливание.

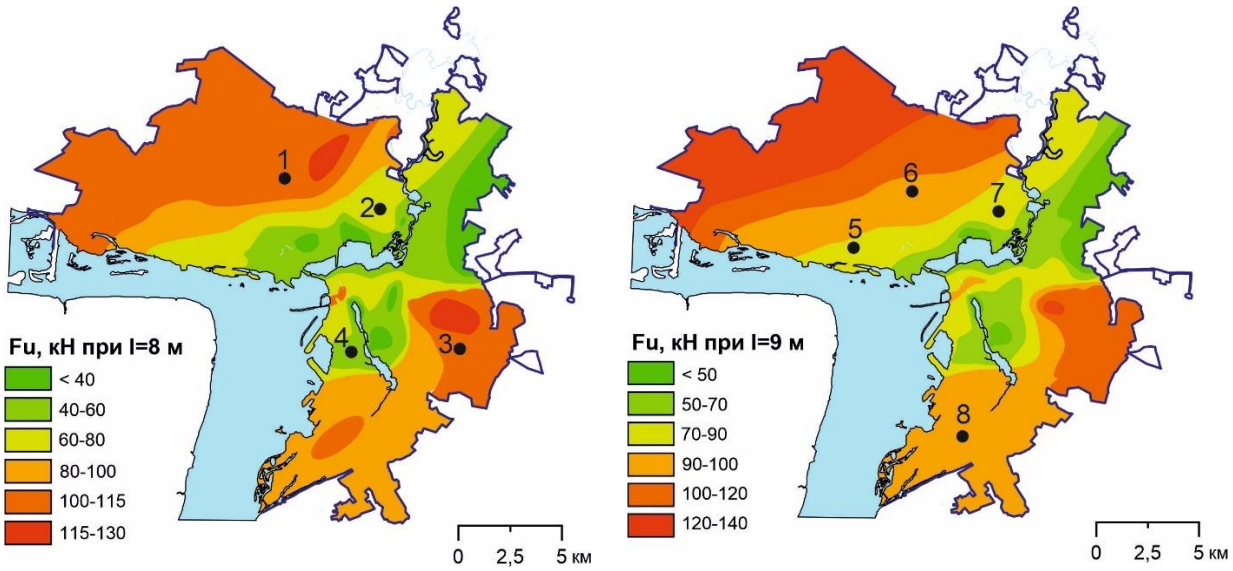


Рисунок 5.13. Точки контрольных испытаний забивных свай статическими вдавливающими нагрузками

Несущая способность свай по результатам испытания статическими вдавливающими нагрузками определялась согласно требованиям п.п. 7.3.3-7.3.5 СП 50-102-2003. Результаты сравнения испытаний приведены в таблице 5.5.

Таблица 5.5. Сравнение значений несущей способности

Номер сваи	Глубина погружения, м	Несущая способность сваи сечением 30*30 см, кН	
		согласно натурным испытаниям	диапазон значений, полученный по карте
1	8,1	105	100-115
2	8,3	80	60-80
3	8,2	110	100-115
4	8	60	40-60
5	9	75	70-90
6	9,3	95	90-100
7	9,1	80	70-90
8	8,9	100	90-100

Сравнение испытаний, диапазоны значений, полученные по результатам статическими вдавливающими нагрузками и по результатам картографического материала по данным статического зондирования, показывают сходимость диапазонов значений.

Выводы по пятой главе

1. С помощью машинного обучения спрогнозированы данные параметров статического зондирования для территорий, неопробованных непосредственными испытаниями. Подобный подход может быть полезен для предварительной оценки инженерно-геологических условий территорий, перспективных для строительства в рамках расширения границ города Казани согласно Генеральному плану застройки до 2040 года.
2. При помощи математического аппарата в программном комплексе ArcGis проведено пространственное районирование территории по данным статического зондирования по частным значениям предельных сопротивлений забивных свай для длин от 3 до 12 м сечением 30*30 см. Результатом интерполяции данных являются картографические прогнозные модели для оценки территории по несущей способности грунтов.
3. Составлена сводная таблица частных значений предельных сопротивлений забивных свай по результатам статического зондирования с учетом разновидностей грунтов, распространённых на изучаемой территории.
4. Результаты контрольных испытаний забивных свай статическими вдавливающими нагрузками показали высокую сходимость получаемых значений предельных сопротивлений свай с построенным картографическим материалом.
5. Проведенный анализ позволяет производить предварительную качественную и количественную оценку несущей способности грунтовых оснований для исследуемого региона до проведения инженерных изысканий в полном объеме.

ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

Основные результаты проведенных исследований сводятся к следующему:

1. Впервые для территории г. Казани на основе комплексного анализа по данным статического зондирования и соответствующим им показателям состояния грунтов создана электронная база данных, позволяющая на этапе проведения полевых испытаний уточнить инженерно-геологические условия территории исследования.

2. По результатам статистического анализа данных показано, что существуют различия между нормативными значениями деформационных и прочностных характеристик грунтов по результатам статического зондирования, полученными для г. Казани и рекомендованными в СП 446.1325800-2019. Скорректированные корреляционные зависимости могут быть использованы для принятия рациональных технико-экономических решений при проектировании оснований фундаментов на исследуемой территории, а также могут служить основой для создания региональных строительных норм на территории города Казани и Республики Татарстан.

3. Впервые для территории исследования создана обобщенная диаграмма для идентификации грунтов по результатам статического зондирования. Данная диаграмма на стадии полевых работ позволяет выполнить предварительную оценку грунтового массива с учетом подкласса и разновидности, а также возраста грунта.

4. Несущая способность свайных фундаментов глубиной погружения от 3 до 12 м на территории г. Казани на этапе выбора проектных решений может быть оценена с помощью сводной таблицы частных значений предельных сопротивлений забивных свай, на основе которой построены прогнозные картографические модели пространственной изменчивости несущей способности грунтовых оснований с учетом основных классификационных

показателей их состояния: для песчаных грунтов – гранулометрического состава, для глинистых – показателя консистенции.

5. Комплекс инженерно-геологических, геоинформационных и статистических исследований позволит ускорить и облегчить процесс проведения полевых исследований, а также увеличить технико-экономическую рентабельность возведения фундаментов зданий и сооружений. Тем самым это обеспечит получение более достоверной и оперативной информации.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Бараз, В.Р., Пегашкин В.Ф. Использование MS Excel для анализа статистических данных: учеб. пособие / М-во образования и науки РФ; ФГАОУ ВПО «УрФУ им. первого Президента России Б.Н.Ельцина», Нижнетагил. техн. ин-т (филиал). - 2-е изд., перераб. и доп. - Нижний Тагил: НТИ (филиал) УрФУ, 2014. - 181 с.
2. Беляев, В.П. Оценка строительных свойств грунтов статическим зондированием / В.П.Беляев // М: Информационный бюллетень ЦТИСИЗ. – 1970. - №4(21). - С. 21-28.
3. Болдырев, Г.Г. Полевые методы испытаний грунтов (в вопросах и ответах) / Г.Г.Болдырев. - Пенза: РАТА, 2013. - 353 с.
4. Болдырев, Г.Г. Численное моделирование статического и бурового зондирования грунтов / Г.Г.Болдырев // Геотехника. - 2016. - №4. - С. 54-70.
5. Болдырев, Г.Г. Об интерпретации данных статического зондирования грунтов / Г.Г.Болдырев, В.И.Каширский, А.В.Мельников // Геотехника. - 2016. - №5. - С. 10-15.
6. Болдырев, Г.Г. Руководство по интерпретации данных испытаний методами статического и динамического зондирования для геотехнического проектирования: монография / Г.Г.Болдырев. – М.: ООО «Пронодо», 2017. - 476 с.
7. Болдырев, Г.Г. О классификации грунтов по данным статического зондирования / Г.Г.Болдырев, И.Х.Идрисов // Инженерная геология. - 2019. - №4. - С. 6-23.
8. Бондарик, Г.К. Динамическое и статическое зондирование грунтов в инженерной геологии / Г.К.Бондарик. - М.: Недра, 1964. - 164 с.
9. Бондарик, Г.К. Классификация инженерно-геологических прогнозов и перспектива развития методов прогнозирования. Тр. ВСЕГИНГЕО, вып. 57, 1972. - С. 5-18.
10. Бондарик, Г.К., Пендин В.В. Методика количественной оценки инженерно-геологических условий и специального инженерно-геологического районирования / Г.К.Бондарик, В.В.Пендин // Инженерная геология. - 1982. - №4. - С. 82-89.
11. Бурба, В.И. Неотектоника Казанского Закамья / В.И.Бурба. - Казань: Изд-во Казан. ун-та, 1972. - 76 с.
12. Бусел, И.А. Прогнозирование строительных свойств грунтов / И.А.Бусел. - Минск: Наука и техника, 1989. - 246 с.
13. Горецкий, Г.И. Аллювий великих антропогеновых прарек Русской равнины / Г.И.Горецкий. - Москва: Наука, 1966. - 416 с.

14. ГОСТ 19912-2012 Грунты. Методы полевых испытаний статическим и динамическим зондированием. - М: Изд-во стандартов, 2001.

15. ГОСТ 20522-2012 Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний. - 2013. - 19 с.

16. ГОСТ 25100-2020 Грунты. Классификация.

17. Григорян, Е.Ю. Практическое применение результатов статического и динамического зондирования для оценки вида лессового грунта и его прочностных характеристик (на примере Северо-Кавказского региона) / Е.Ю.Григорян // Вестник Томского государственного университета . - 2007. - №303. - С. 220-223.

18. Григорян, Е.Ю. Применение динамического и статического зондирования для оценки состава и свойств лессовых грунтов Северо-Кавказского региона / Е.Ю.Григорян // Известия ВУЗов. - 2006. - №5. - С. 6-8.

19. Грунтоведение: 2-е изд., перераб. и доп. / под общ. ред. В.Т. Трофимова. - Москва: Наука, 2005. - 1024 с.

20. Губерман, Ш.А. Неформальный анализ данных в геологии и геофизике. – Москва: Недра, 1987. - 261 с.

21. Жаркова, Н.И. Закономерности формирования инженерно-геологических условий г. Казани: дис. … канд. гоел.-мин. наук: 25.00.08 / Жаркова Надежда Ивановна. - Екатеринбург, 2006. - 197 с.

22. Записка об исследовании грунтов земли, производимом в строительном искусстве / Соч. Корп. Инж. Путей сообщения подполковника Волкова. - Санкт-Петербург: Тин. Гл. Упр. Путей сообщения и публ. зданий, 1836. - 62 с.

23. Захаров, М.С. Модели поведения основных параметров статического зондирования в типовом геологическом разрезе Санкт-Петербурга / М.С.Захаров // Вестник гражданских инженеров. - 2006. - №3(8). - С. 56-65.

24. Захаров, М.С. Развитие методов идентификации и оценки грунтов на основе статического зондирования. / М.С.Захаров // СтройПрофи. - 2014. - №1(18). - С. 8-14.

25. Зиангиров, Р.С. Оценка деформационных свойств дисперсных грунтов по данным статического зондирования / Р.С.Зиангиров, В.И.Каширский // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2005. - №1. - С. 12-16.

26. Зиангиров, Р.С. Определение вида и оценка параметров, состава и свойств песчаных грунтов по результатам статического зондирования /

Р.С.Зиангиров, В.И.Каширский // М.: Объединенный научный журнал. - 2004. - №33. - С. 74-82.

27. Зиангиров, Р.С. Оценка модуля деформации дисперсных грунтов по данным статического зондирования / Р.С.Зиангиров, В.И.Каширский // М: Объединенный научный журнал. - 2004. - №30. - С. 71-78.

28. Зиангиров, Р.С. Статическое зондирование в инженерно-геологических изысканиях / Р.С.Зиангиров, В.И.Каширский // Инженерная геология. - 2006. - Ноябрь. - С. 13-20.

29. Игнатова, О.И. Деформационные характеристики юрских глинистых грунтов Москвы / О.И.Игнатова // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2009. - №5. - С. 24-28.

30. Игнатова, О.И. Исследование корреляционных связей деформационных и прочностных характеристик грунтов разного генезиса с удельным сопротивлением грунта при статическом зондировании / О.И.Игнатова // Вестник НИЦ «Строительство». - 2014. - С. 60-68.

31. Игнатова, О.И. Исследование корреляционных связей модуля деформации четвертичных глинистых грунтов разного генезиса с удельным сопротивлением при статическом зондировании / О.И.Игнатова // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2014. - №2. - С. 15-19.

32. Каширский, В.И. Методика исследований состава и свойств дисперсных грунтов полевыми методами в условиях мегаполиса: на примере г. Москвы: дис. … канд. техн. наук: 25.00.08 / Каширский Владимир Иванович. - М., 2005. - 196 с.

33. Каширский, В.И. Опыт использования статического зондирования и винтовых штампов на площадках изысканий в г. Москве // Материалы Международного (2-го Всероссийского) совещания заведующих кафедрами механики грунтов, инженерной геологии, оснований и фундаментов, и подземного строительства строительных вузов и факультетов. М.: Изд-во МГСУ, 2003. - С. 117-130.

34. Каширский, В.И. Особенности испытаний четвертичных и дочетвертичных дисперсных грунтов полевыми и лабораторными методами / В.И. Каширский // Инженерная геология. - 2013. - №5. - С. 34-44.

35. Каштанов, С.Г. К истории формирования долин рек Волги и Камы в дочетвертичное время / С.Г.Каштанов // Ученые записки Казанского университета. - 1952. - Т.112. - Кн.2.- С. 153-158.

36. Комаров, И.С. Применение понятий и мер теории информации в инженерной геологии при оценке неоднородности / И.С.Комаров, Н.М.Хайме // Известия Вузов. Геология и разведка. - М., 1968. - №5. - С.64-71.

37. Комаров, И.С. Многомерный статистический анализ в инженерной геологии / И.С.Комаров, Н.М.Хайме, А.П.Бабенышев. - М.: Недра, 1976. - 199 с.

38. Кузин, А.А. Выделение оползнеопасных территорий на основе методов нейронных сетей / А.А.Кузин // Санкт-Петербург, 2013 г. Записки Горного института. - Т.204. - С. 46-51.

39. Кулачкин, Б.И. Экспериментально-теоретические исследования и разработка метода зондирования в инженерной геологии: дис. … д-ра геол.-мин. наук: 25.00.08 / Кулачкин Борис Игоревич. - М., 1991. - 348 с.

40. Лажевич, О.А. Достоверность определения механических свойств грунтов / О.А.Лажевич, Ю.В.Заика // Журнал Белорусского государственного университета. - 2017. - №2. - С. 184-192.

41. Лисенков, А.Б. Информационный анализ при поисках россыпных месторождений / А.Б.Лисенков, Н.И.Корчуганова, Е.В.Попов // Геологическое изучение и использование недр. Вып. 4. М.: Геоинформмарк, 1996. - С. 54-64.

42. Лисенков, А.Б. Прогнозирование зон повышенной минерализации подземных вод и участков скопления углекислоты на Ессентукском месторождении минеральных вод / А.Б.Лисенков, Б.И.Королев, Е.В.Попов, Р.В.Грушин // Разведка и охрана недр. - 2008. - №10. - С. 55-59.

43. Лисенков, А.Б. Изучение условий формирования углекислых минеральных вод Северного Кавказа на основе информационного анализа / А.Б.Лисенков, Б.И.Королев, О.А.Лиманцева // Известия высших учебных заведений. Геология и разведка. - 2012. - №2. - С. 5-11.

44. Лисенков, А.Б. Использование информационного анализа для оценки загрязнения подземных вод четвертичных отложений в Истринском районе / А.Б.Лисенков, Ю.Ю.Алентьев // Известия высших учебных заведений. Геология и разведка. - 2016. - №1. - С. 39-46.

45. Статистические методы построения эмпирических формул: учебное пособие для вузов / Е.Н.Львовский. - 2-е изд. - М.: Высшая школа, 1988. - 239 с.

46. Малышева, О.Н. Геология района г. Казани / О.Н.Малышева, Н. Н.Нелидов, М.Н.Соколов. - Казань: Изд-во Казанского университета, 1965. - 175 с.

47. Мельников, А.В. Экспериментально-теоретические исследования метода статического зондирования грунтов: дис. … канд. техн. наук: 05.23.02 / Мельников Алексей Владимирович. - М., 2015. - 288 с.

48. Мельников, А.В. Корреляционные уравнения для оценки модуля деформации грунтов по результатам статического зондирования / А.В.Мельников, Г.Г.Болдырев // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 2015. - №3. - С. 15-19.

49. Мокрицкая, Т.П. Опыт прогноза инженерно-геологических свойств просадочных горизонтов для целей проектирования сооружений методом нейронных сетей / Т.П.Мокрицкая, О.Д.Калинина // Вестник Днепропетровского университета. Серия: геология, география. - 2016. - №24 (1). - С. 102-106.

50. Обедиентова, Г.В. Эрозионные циклы и формирование долины Волги / Г.В. Обедиентова. - М.: «Наука», 1977. - 242 с.

51. Пендин, В.В. Комплексный количественный анализ информации в инженерной геологии: учебное пособие / В.В.Пендин. - М.: КДУ, 2009. - 350 с.

52. Полянин, В.А. Геологическое строение современных аллювиальных отложений Волги и Камы / В.А.Полянин // Учен. зап. Казан. ун-та. - 1951. - Т. 111, кн. 1.- С. 161-164.

53. Пономарев, А.Б. Сопоставление результатов натурных испытаний свай с результатами статического зондирования в слабых водонасыщенных глинистых грунтах с учетом фактора времени / А.Б.Пономарев, М.А.Безгодов // Вестник гражданских инженеров. - 2014. - №2(43). - С. 79-85.

54. Попов, О.В. Определение предельного сопротивления дилатирующего грунта сдвигу при помощи искусственных нейронных сетей / О.В.Попов, Ю.Б.Попова, С.В.Яцынович // Наука и техника. - 2018. - Т. 17. - № 6. - С. 471-477.

55. Руководство по составлению региональных таблиц нормативных и расчетных показателей свойств грунтов. - М.: Стройиздат, 1981. - 54 с.

56. Рыжков, И.Б. Статическое зондирование грунтов / И.Б.Рыжков, О.Н.Исаев. - М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. - 496 с.

57. Санглера, Г. Исследование грунтов методом зондирования / Г.Санглера; под общ. ред. Н.И.Маслова. - М.: Стройиздат, 1971. - 232 с.

58. СН-448-70. Указания по зондированию грунтов для строительства.

59. СП 446.1325800-2019. Инженерные изыскания для строительства. Общие правила производства работ. М., 2019.

60. СТО 36554501-020-2010. Деформационные и прочностные характеристики юрских глинистых грунтов Москвы.

61. Строкова, Л.А. Использование алгоритмов DATA MINING для решения прогнозных задач при строительстве метрополитена. Известия Томского политехнического университета. 2009. Т. 315. №1. С. 82-86.

62. Строкова, Л.А. Разработка региональной таблицы нормативных значений деформационных и прочностных характеристик грунтов юга Томской области / Л.А.Строкова // Инженерная геология. - 2012. - №6. - С. 32-42.

63. Тихвинская, Е.И. Геология и полезные ископаемые Приказанского района / Е.И.Тихвинская. - Казань: Изд-во Казан. ун-та, 1939. - 238 с.

64. Трофименков, Ю.Г. Полевые исследования строительных свойств грунтов / Ю.Г.Трофименков, Л.Н.Воробков. - М.: Стройиздат, 1981. - 216 с.

65. ТСН 50-302-2004. Проектирование фундаментов зданий и сооружений в Санкт-Петербурге.

66. ТСН 50-304-2001. Основания, фундаменты и подземные сооружения. г. Москва.

67. ASTM D 3441. Standard Test Method for Mechanical Cone Penetration Tests of Soil. 2006.

68. ASTM D 5778. Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils. 2012.

69. Begemann, H.K.S. The friction jacket cone as an aid in determining the soil profile [Text] / H.K.S.Begemann // Proc. of the 6th International conference Soil Mechanics and Foundation Eng. Montreal. - 1965. - Vol. 1. - P. 17-20.

70. Box, G. An analysis of transformations [Text] / G.Box, D.R.Cox // Journal of the Royal Statistical Society, Series B. - 1964. - No. 26 (2). - P. 211-252.

71. Buuren, S. Multivariate Imputation by Chained Equations in R / S.Buuren, K.Groothuis-Oudshoorn // Journal of Statistical Software. - 2011. - Vol. 45. - P. 1-67.

72. Douglas, B.J. Soil classification using electric cone penetrometer / B.J.Douglas, R.S.Olsen // Proc. of the Conference on Cone Penetration Testing and Experience, Saint Louis, USA. - 1981. - P. 209-227.

73. Erzin, Y. The use of neural networks for the prediction of cone penetration resistance of silty sands / Y.Erzin, N.Ecemis // Neural Comput & Applic. - 2017. - Vol. 28. - P. 727-736.

74. Eurocode 7 Part 2: Ground investigation and testing.

75. International references test procedure for cone penetration test (CPT): Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16, with Reference to Test Procedures, Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Information, 7, P. 6-16. ISSMFE 1989.

76. ISO 14688-2:2004. Geotechnical investigation and testing - Identification and classification of soil - Part 2: Principles for a classification. - 2013. - 13 p.

77. Jamiolkowski, M. New developments in field and laboratory testing of soils / M.Jamiolkowski, C.Ladd, J.Germaine, R.Lancellotta // Proc. of the eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco. -1985. - Vol. 45. - P. 57-153.

78. Jones, G.A. Piezocone Settlement Prediction Parameters for Embankments on Alluvium / G.A.Jones, E.Rust // Proc. Intern. Symp. on Penetration Testing, Linköping, Sweden. - 1995. - Vol. 2. - P. 501-508.

79. Jun Hai, L. Application of Neural Network in Identifying Soil Strata by CPT or CPTU Data / L.Jun Hai // Applied Mechanics and Materials. - 2012. Vol. 170-173. - P. 945-949.

80. Kovacevic, M.S. The use of neural networks to develop CPT correlations for soils in northern Croatia / M.S.Kovacevic, K.G.Gavin, C.Reale, L.Libric // Proc. of the 4th international Symposium on Cone Penetration Testing, Delft, Netherlands. - 2018. - P. 377-382.

81. Kulhawy, F.H. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design [Text] / F.H.Kulhawy, P.W.Mayne // Electric Power Research Institute, 1990. - 306 p.

82. Lunne, T. Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands [Text] / T.Lunne, H.P.Christoffersen // Proc. of the 15th Annual OTC, Houston, 1983. - P. 181-192.

83. Lunne, T. Cone penetration testing in geotechnical practice [Text] / T. Lunne, P.K.Robertson, J.J.M. Powell // London and New York: Spon Press, 1997. - 352 p.

84. Mahgoub, A.G. Influential Parameters in Estimating Soil Properties from Cone Penetrating Test: An Artificial Neural Network Study / A.G.Mahgoub, D.H.Hafez, M.A.Abu Kiefa // International Scholarly and Scientific Research & Innovation - 2015. - Vol. 9, No. 2. - P. 177-184.

85. Mayne, P.W. In-situ test calibrations for evaluating soil parameters [Text] / P.W.Mayne // Characterization & Engineering Properties of Natural Soils. - 2007. - Vol. 3. - P. 1601-1652.

86. Mayne, P.W. NCHRP synthesis 368: cone penetration test [Text] / P.W.Mayne // Washington DC: National Academies Press. - 2007. - 118 p.

87. Meigh, A.C. Cone penetration testing – methods and interpretation [Text] / A.C.Meigh // London: CIRIA. - 1987. - 141 p.

88. Robertson, P.K. Interpretation of the cone penetrometer test, part II: clay [Text] / P.K.Robertson, R.G.Campanella // Canadian Geotechnical Journal. - 1983. - Vol. 20, No. 4. - P. 734-745.

89. Robertson, P.K. Soil classification using the cone penetration test [Text] / P.K.Robertson // Canadian Geotechnical Journal. - 1990. - No. 27 (1). - P. 151-158.

90. Robertson, P.K. Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering [Text] / P.K.Robertson, K.L.Cabal. - Gregg Drilling & Testing, Inc., 2015. - 135 p.

91. Samui, P. A unified classification model for modeling of seismic liquefaction potential of soil based on CPT / P.Samui, R.Hariharan // Journal of Advanced Research. - 2014. - P. 1-6.

92. Sanglerat, G. The penetrometer and soil exploration [Text] / G. Sanglerat // Amsterdam: Elsevier ublishing Company. - 1972. - 488 p.

93. Sanglerat, G. Direct soil classification by static penetrometer with special friction sleeve [Text] / G.Sanglerat, T.V.Nhim, M.Sejourne, R.Andina // Proc. of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm. - 1974. - Vol. 2.2. - P. 337-344.

94. Schmertmann, J.H. Guidelines for cone penetration test, performance and design [Text] / J.H.Schmertmann // Federal Highway Administration Report, Washington. - 1978. - 145 p.

95. Senneset K. Strength and deformation parameters from cone penetration tests [Text] / K.Senneset, N.Janbu, G.Svano // Proc. of the Europen Symposium on Penetration Testing, Amsterdam. - 1982. - Vol. 2. - P. 863-870.

96. Senneset, K. The Evaluation of soil parameters from piezocone tests [Text] / K.Senneset, R.Sandven, N.Janbu // Transportation Research Record. - 1989. - Vol. 1. - P. 24-37.

97. Wahba, G. A Comparison of GCV and GML for Choosing the Smoothing Parameter in the Generalized Spline Smoothing Problem [Text] / G.Wahba // The Annals of Statistics. - 1985. - Vol. 13, No. 4. - P. 1378-1402.

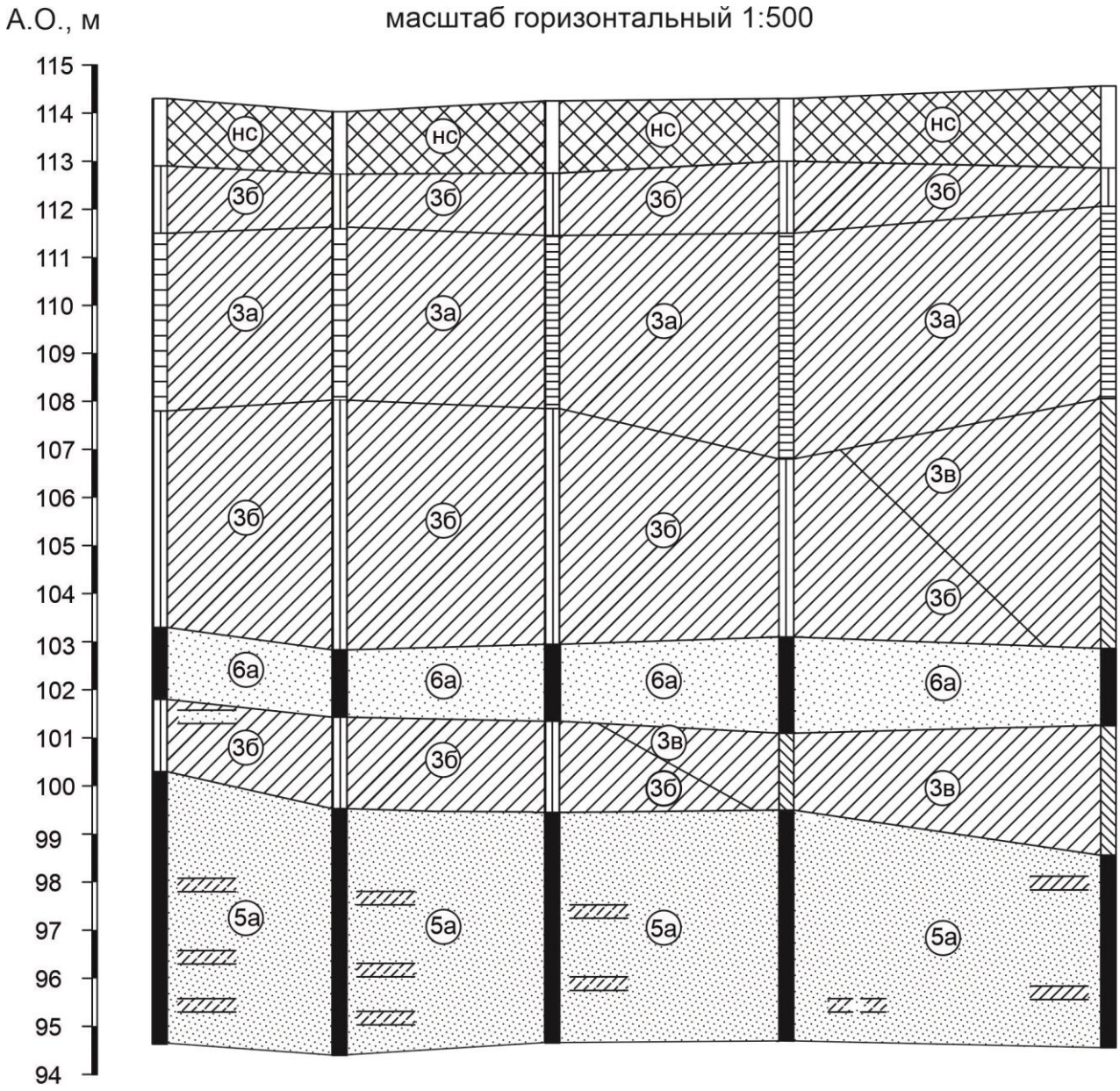
98. Wahba, G. Spline Models for Observational Data [Text] / G.Wahba // SIAM. - 1990. - 181 p.

99. Zervogiannis, C.S. Experience and Relationships from Penetration Testing in Greece [Text] / C.S.Zervogiannis, N.A.Kalteziotis // Open Science

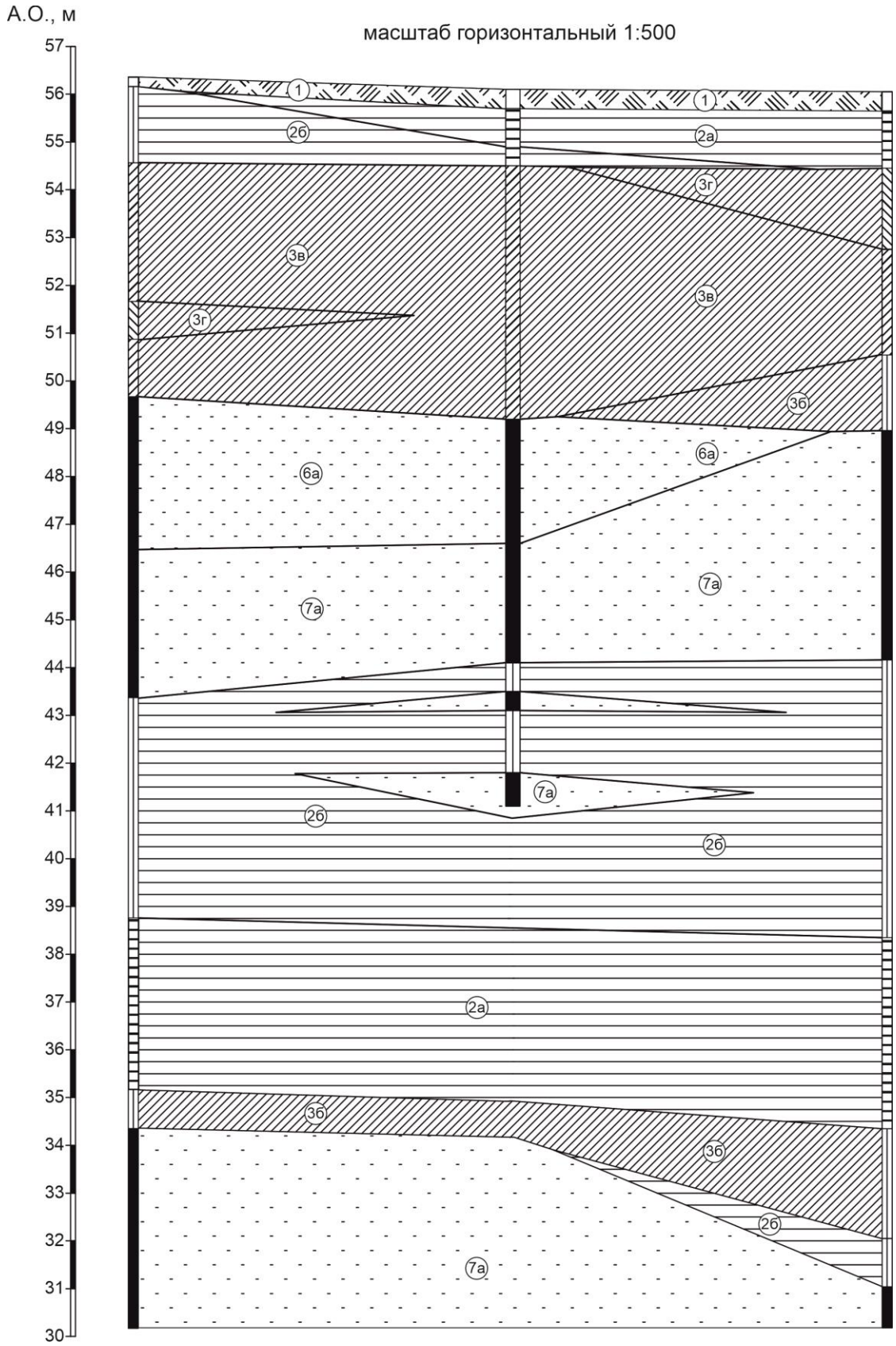
Index, Geological and Environmental Engineering. - 2015. - Vol. 9, No. 2. - P. 1063-1071.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

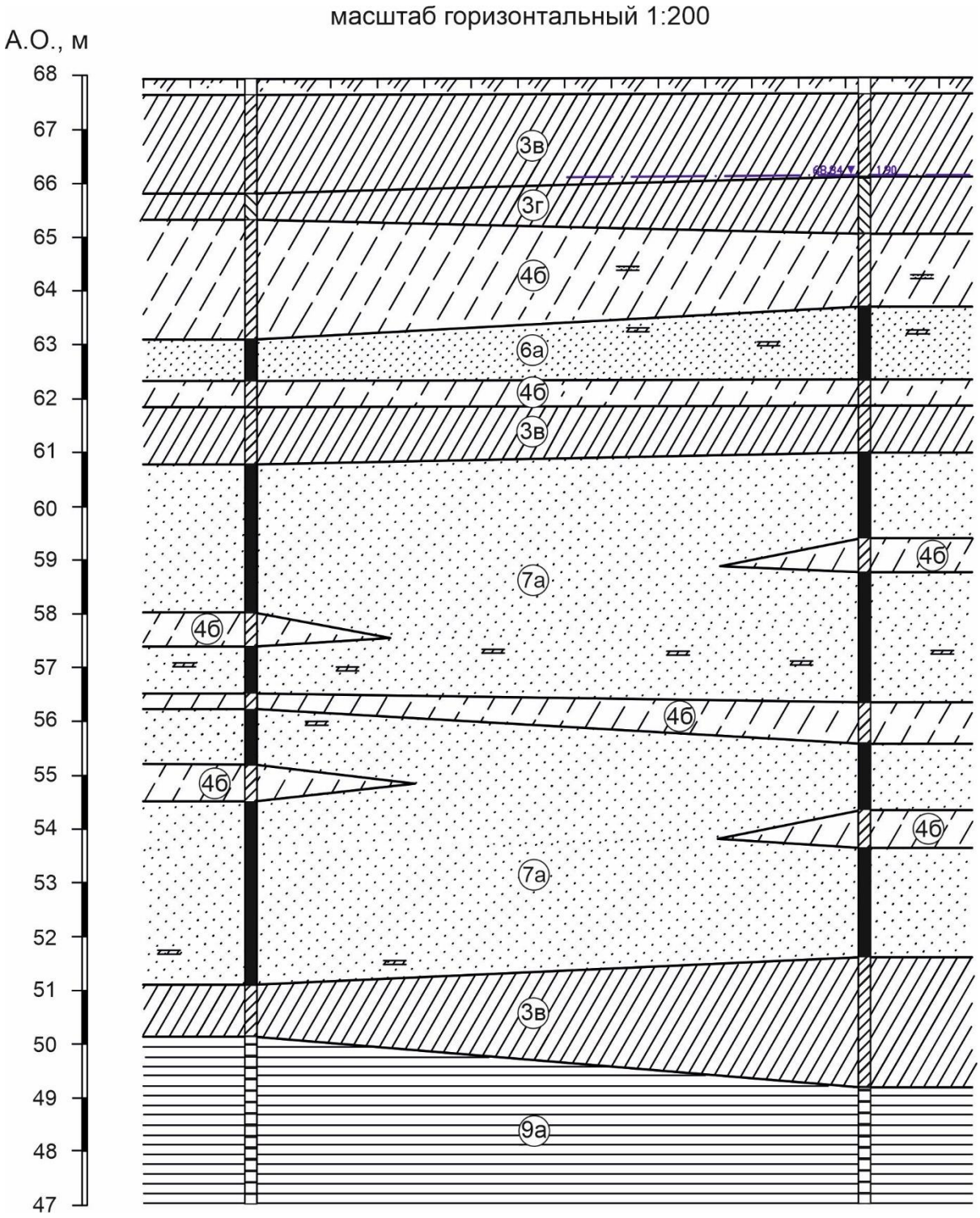
А) Инженерно-геологический разрез по объекту №1



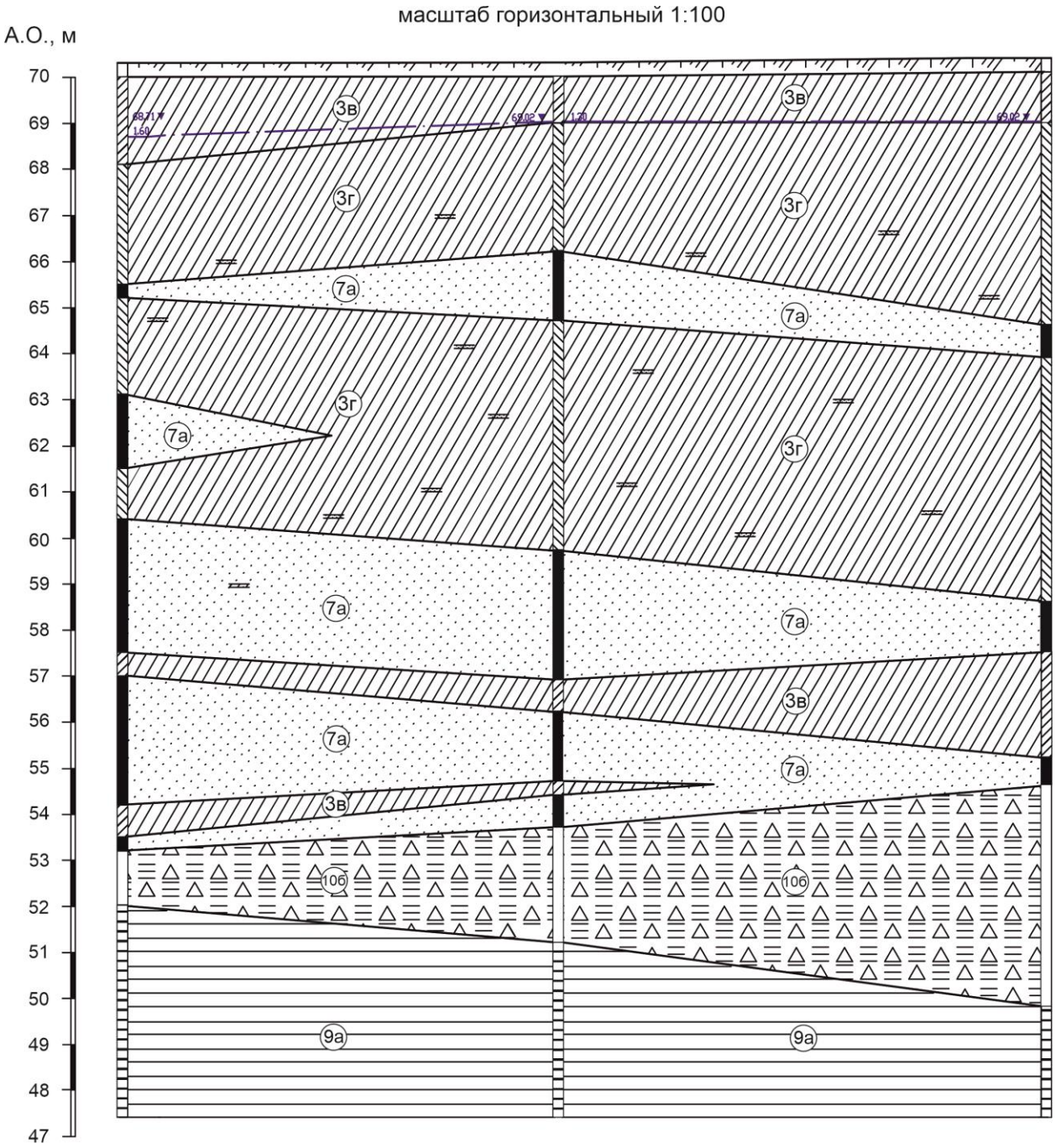
Б) Инженерно-геологический разрез по объекту №2



В) Инженерно-геологический разрез по объекту №3-5



Г) Инженерно-геологический разрез по объектам №6-8



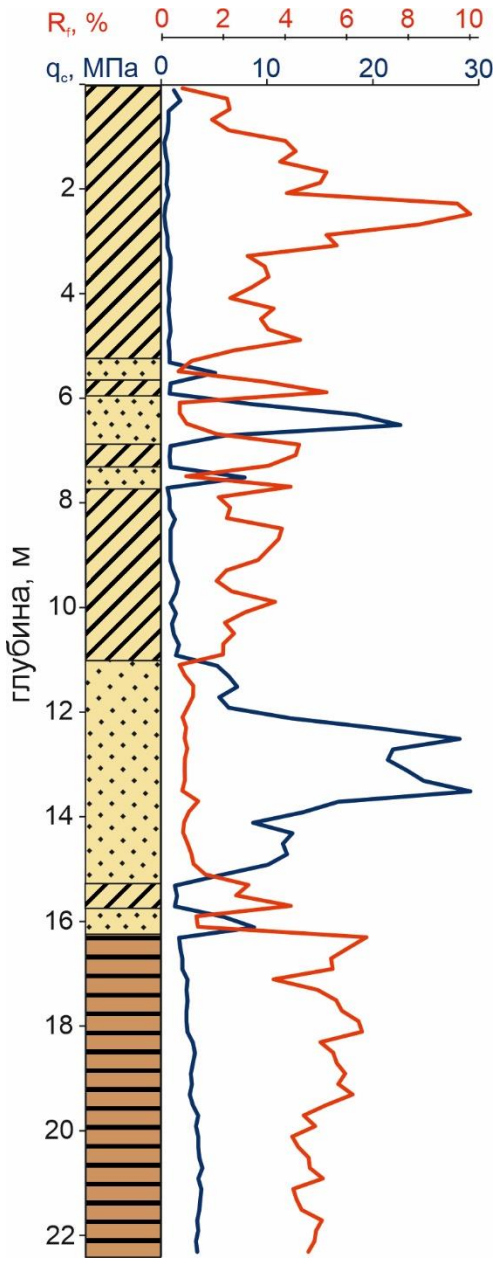
Условные обозначения:

Литолог. колонка	Краткое описание грунтов
нс	насыпной грунт
1	торф
2	глина
3	суглинок
4	супесь
5	песок пылеватый
6	песок мелкий
7	песок средней крупности
9	глина пермская
10б	карбонатно-глинистая мука пермская

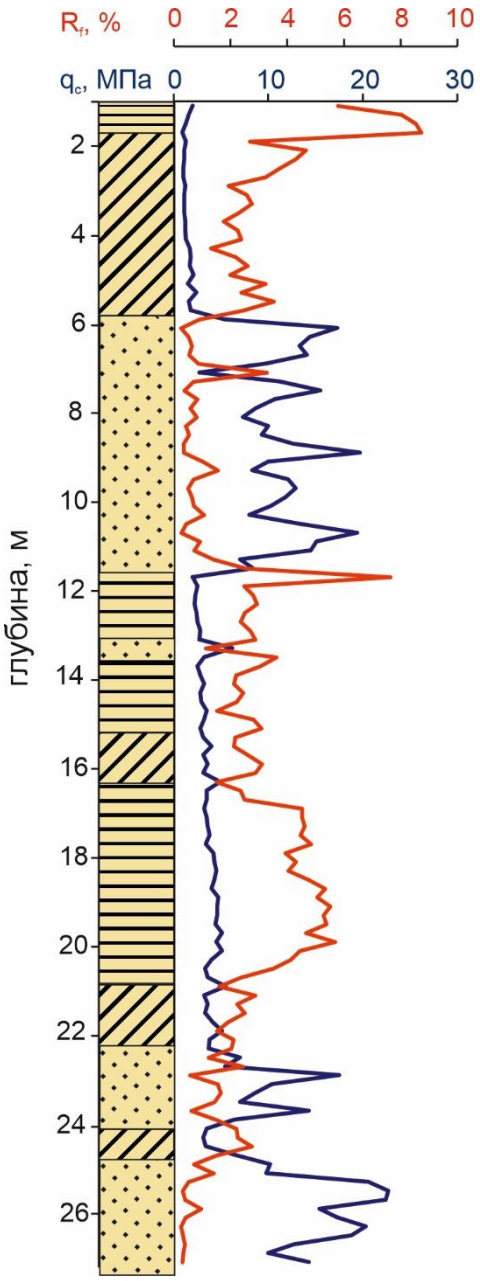
ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Профиль статического зондирования совмещенный с геологической колонкой

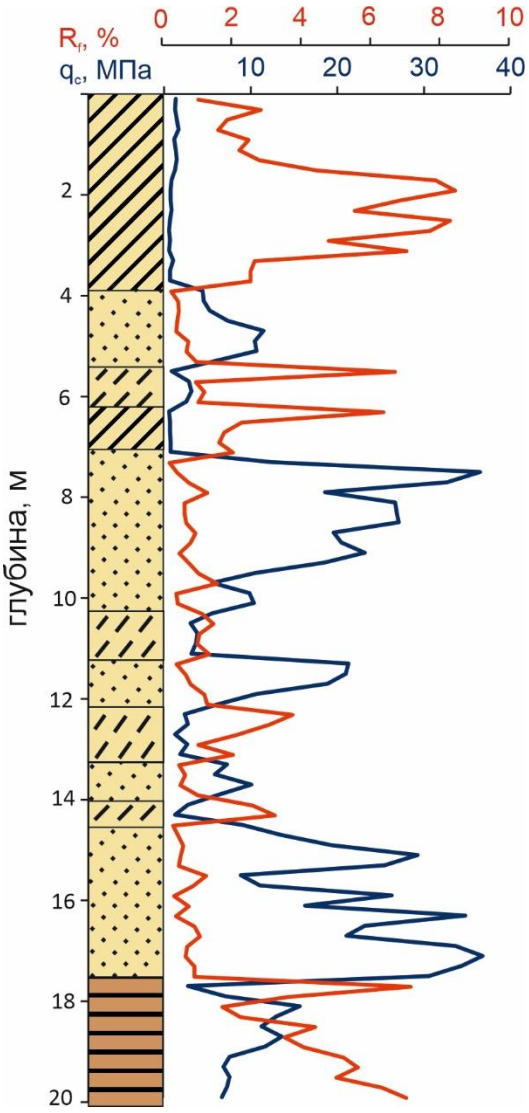
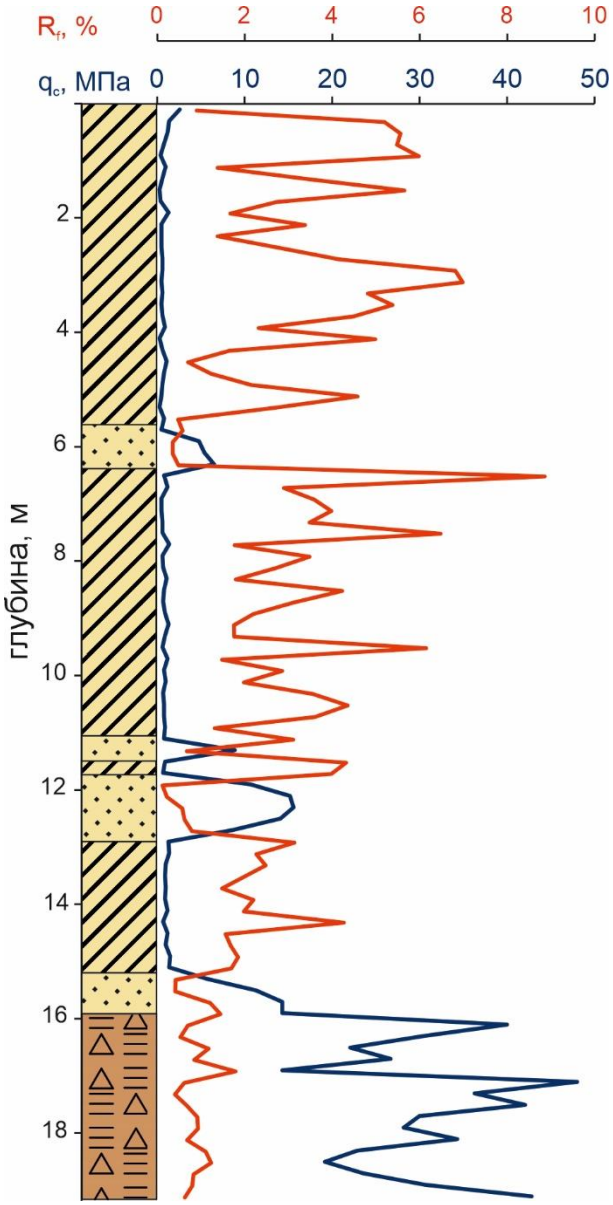
Объект №1



Объект №2



Объект №3-5



Объект №6-8