

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный
университет»

На правах рукописи

Бояринцев Андрей Владимирович

**УЧЁТ ВЛИЯНИЯ МАТЕРИАЛА КОНСТРУКЦИИ СВАЙНОГО
ФУНДАМЕНТА НА СОВМЕСТНУЮ РАБОТУ С ГРУНТОВЫМ
ОСНОВАНИЕМ ПРИ ЕГО ПРОМЕРЗАНИИ**

Специальность 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание учёной степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
чл.-корр. РААСН, доктор технических наук
профессор Р.А. Мангушев

Санкт-Петербург - 2022

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1 МЕТОДЫ ЗАЩИТЫ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ ОТ КАСАТЕЛЬНЫХ СИЛ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ.....	12
1.1 Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений в условиях сезонного промерзания.....	12
1.1.1 Обзор опыта строительства и эксплуатации зданий и сооружений в условиях сезонного промерзания.....	12
1.1.2 Репрезентативный анализ опыта строительства и эксплуатации фундаментов в условиях сезонного промерзания в зоне распространения многолетнемёрзлых грунтов.....	15
1.2 Физические процессы и оценка влияния касательных сил морозного пучения грунта на фундаменты зданий и сооружений.....	18
1.2.1 Понятие касательных сил морозного пучения.....	18
1.2.2 Формирование деятельного слоя в условиях сезонного колебания температур.....	22
1.2.3 Прочность смерзания грунта с материалами фундаментов.....	25
1.3 Существующие мероприятия по защите фундаментов от воздействия сил морозного пучения.....	27
1.3.1 Методы защиты фундаментов от касательных сил морозного пучения	27
1.3.2 Конструкции противопучинных свай.....	32
1.4 Опыт применения полимерных и композитных свай в строительстве.....	35
1.4.1 Конструктивные решения композитных и полимерных свай.....	35
1.4.2 Оценка несущей способности свай по грунту.....	40
1.5 Выводы по главе. Постановка цели и задач исследования.....	45
2 ЧИСЛЕННЫЕ И ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ С ФУНДАМЕНТОМ.....	48
2.1 Численное моделирование процессов промерзания.....	48
2.1.1 Методология численного эксперимента.....	48
2.1.2 Результаты численного моделирования и их анализ.....	52
2.2 Лабораторное моделирование промерзания грунтового массива.....	62

2.2.1	Методология лабораторного эксперимента	62
2.2.2	Результаты и их анализ	63
2.2.3	Дополнительные результаты наблюдения при испытаниях	65
2.3	Выводы по главе	68
3	ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГРУНТОВ И МАТЕРИАЛА ФУНДАМЕНТА НА ИХ КОНТАКТЕ	70
3.1	Лабораторное определение свойств испытуемых материалов и грунтов ..	70
3.1.1	Определение свойств испытуемых материалов	70
3.1.2	Определение свойств испытуемых грунтов	76
3.2	Взаимодействие различных материалов фундаментов и грунтов в немёрзлом состоянии	78
3.2.1	Трение на контакте грунта с материалом фундамента.....	79
3.2.2	Сцепление на контакте «грунт-материал».....	87
3.3	Взаимодействие различных материалов фундаментов и мёрзлых грунтов	92
3.3.1	Мгновенная прочность смерзания грунта с материалами	93
3.3.2	Длительная прочность смерзания грунта с материалами	98
3.4	Выводы по главе	105
4	РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ УСТАНОВЛЕННЫХ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ	106
4.1	Разработанные технические решения на основе выполненных исследований	106
4.1.1	Конструктивные решения композитных противопучинных свай	106
4.1.2	Способ повышения несущей способности свай по грунту	112
4.1.3	Способ повышения противопучинных свойств свай	115
4.1.4	Способ измерения температуры грунта.....	116
4.2	Лабораторные исследования надёжности композитных свай	118
4.2.1	Лабораторные испытания прочности композитных противопучинных свай	118
4.2.2	Экспериментальное исследование воздействия погружения композитной сваи в грунт на свойства её поверхности	122
4.3	Натурные эксперименты по оценке работы свай из композитных материалов в условиях сезоннопромерзающих грунтов	126
4.3.1	Методика проведения и ход эксперимента	126

4.3.2	Работа свай в процессе промерзания грунтового основания	134
4.3.3	Испытания свай на выдёргивающую нагрузку	140
4.4	Выводы по главе	145
ЗАКЛЮЧЕНИЕ		147
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ		150
ПРИЛОЖЕНИЕ 1.....		165
ПРИЛОЖЕНИЕ 2.....		170
ПРИЛОЖЕНИЕ 3.....		179
ПРИЛОЖЕНИЕ 4.....		186

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

Территориальное расположение Российской Федерации, особенности её климата формируют уникальные инженерно-геологические условия, которые ставят перед инженерами-строителями сложные геотехнические задачи при проектировании подземных частей зданий и сооружений. Среди них особое место занимают процессы морозного пучения грунтов, а также вопросы, связанные с распространением многолетнемерзлых грунтов на большей части территории страны.

В процессе морозного пучения грунта может возникать подъём подземных конструкций, расположенных в нём. Это сложный физико-химический процесс, интенсивность которого зависит от большого числа факторов, в том числе от мощности деятельного слоя и взаимодействия промерзающего грунта с материалом фундамента на их контакте. Следует отметить, что вся территория страны подвержена сезонному промерзанию грунта на глубины от 0,2 до 5 м, поэтому любой проект нового строительства или реконструкции, должен учитывать данные процессы, особенно если основание фундаментов представлено грунтами обладающими пучинистыми свойствами.

Оценка устойчивости фундамента при действии касательных сил морозного пучения, как правило, сводится к решению статической задачи, где с одной стороны к фундаменту приложена сумма сил, пытающихся «поднять подземную конструкцию» (силы морозного пучения грунта и выдёргивающие усилия от надземной части здания), а с другой - сумма сил, препятствующая «поднятию» и состоящая из суммы веса фундамента и сил трения и сцепления с грунтами, не подверженными сезонному промерзанию. Последние могут быть как в мёрзлом, так и немёрзлом состояниях. Величина касательной силы морозного пучения грунта будет зависеть, главным образом, от глубины его промерзания вокруг свай и силы смерзания её поверхности с грунтом. А величина усилия анкеровки свай в

слоях не подверженных сезонному промерзанию, будут зависеть от сил трения, или прочности смерзания, на боковой поверхности сваи, в зависимости от состояния грунта. При этом свойства материала сваи будут оказывать влияние на интенсивность развития описанных процессов.

Таким образом, техническая и экономическая эффективность проекта нового строительства или реконструкции, а также его долговечность в условиях развития воздействия касательных сил морозного пучения, главным образом, зависит от свойств материала фундамента, влияющих на мощность деятельного слоя, а также от значений усилий, возникающих на контакте «грунт-материал». В связи с этим, исследование влияния различных свойств материала сваи на мощность деятельного слоя, а также величину усилий на контакте «грунт-свая», как сезоннопромерзающего грунта, так и грунтов в мёрзлом и немерзлом состояниях, расположенных ниже деятельного слоя, является *актуальным*.

Степень разработанности темы. Большой вклад в исследования несущей способности свай в немерзлых грунтах внесли А.Г. Явейн, В.Н. Морозов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин, М.М. Алдунгаров, В.М. Швецов, Г.Н. Ясиевич, В.Г. Федоровский, В.В. Лушников, Р.А. Мангушев, З.Г. Тер-Мартirosян, А.Л. и Н.З. Готман, В.В. Знаменский, Е.Л. Пылаев, Е.Э. Девальтовский, Б.С. Юшков, А.Г. Шашкин, А.Б. Пономарёв, О.А. Шулятьев, С.О. Шулятьев, Р.Ф. Шарфутдинов, А.И. Полищук, В.С. Уткин, А.Н. Гайдо, А.И. Осокин, А.В. Кузнецов, В.В. Конюшков, А.В. Сбитнев, А.Д. Набережный, М.А. Самохвалов, А.Е. Саввина, А.О. Добрынин, С.А. Зеньков, В.С. Уткин, А.В. Ершов, М. Pando, A. Mirmiran, M. Shahawy, M. Iskander, E. Guades, A. Fam, H.A. Shaia, A.K. Al-Asadi, S.H. Ramadan, A. Almallah, H. Nagggar, P. Sadeghian, J. Giraldo, M.T. Rayhani, H. S. Aksoy, M. Gor, K. Yin, A. Fauchille, E. Filippo, P. Kotronis, G. Sciara, G. Sreelakshmi, M.N. Asha, L. Thejus, M. Zhang, S. Sang, Y. Wang, Z. Bai, H. Canakci, F. Celik, M. Hamed, W. Sidik.

Изучению касательных сил морозного пучения и несущей способности фундаментов в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов посвящены работы Н.А. Цытовича, С.С. Вялова, Б.И. Далматова, А.М. Пчелинцева, Л.В. Чистотинова, И.И. Сахарова, В.Д. Карлова, В.М. Соколова, Б.Б. Бакенова, В.М.

Улицкого, В.Г. Кондратьева, Л.Н. Хрусталёва, В.В. Пассека, С.И. Алексеева, В.Н. Парамонова, С.В. Волохова, А.Л. Невзорова, О.Р. Голли, Р.Ш. Абжалимова, В.Г. Чеверева, В.А. Шорина, Г.Г. Болдырёва, А.Г. Алексеева, С.А. Гулого, А.В. Иоспы, Н.А. Устяна, В.М. Гольцова, Ю.В. Сафронова, В.И. Аксёнова, Д.В. Кривова, В.В. Дорошина, А.В. Мельникова, М.В. Парамонова, Д.Г. Скопинцева, Д.В. Алявдина, П.И. Романова, В.И. Исаева, П.М. Сазонова, Э.С. Гречищевой, E. Penner, G. Chao, Zh. Lu, S. Akagawa, G. Dore, J. Qi, F. Yu, B. Ladanyi, A. Foriero, G. Qu, Y. Shang, F. Niu, J. Fang, L. Wu.

Распределению температур в грунтовом массиве посвящены работы В.Н. Иванова, С.А. Кудрявцева, В.П. Мельникова, Я.Б. Горелика, Б.Г. Аксёнова, Г.М. Долгих, Е.С. Ашпиза, Г.В. Аникина, А.Н. Курчатовой, В.Я. и Я.А. Кроник, Н.И. Осокина, А.В. Захарова, Е.Е. Мичульской, И.М. Школьника, Е.Д. Надёжиной, Д.С. Паздерина, Д.Г. Цвигунова, К.С. Иванова, Д.Р. Галлямова, А.Ф. Жиркова, М.Н. Железняк, Л.Г. Нерадовского, Y. Lai, P. Gauer, J. Johnson.

Несмотря на достаточно большое количество научных работ, посвящённых механическому и теплофизическому взаимодействию фундаментов с немерзлыми и многолетнемерзлыми грунтами основания в условиях сезонного промерзания, в настоящее время слабоизученными остаются вопросы влияния свойств материала фундамента на развитие толщины деятельного слоя и усилий, возникающих на контакте свай и грунтов в немерзлом и многолетнемерзлом состояниях.

Цель работы: Экспериментально-теоретическое изучение влияния свойств материала конструкции свайного фундамента на физические, теплофизические и механические процессы, происходящих в грунте вокруг свай в условиях сезонного промерзания грунта; разработка конструктивных решений на основе проведённых исследований.

Задачи исследования:

1. Определить, путём численного моделирования, влияние теплофизических параметров свай на развитие толщину деятельного слоя и их сопоставление с результатами лабораторных экспериментов;

2. Экспериментально исследовать влияние свойств материала поверхности свай на силы трения, возникающие на контакте «немёрзлый грунт-материал фундамента» и прочность смерзания на контакте «мёрзлый грунт-материал фундамента»;

3. Разработать конструктивные решения свай из композитных материалов на основе результатов проведённых экспериментов;

4. Подтвердить натурными экспериментами результаты лабораторных и численных экспериментов, а также оценить техническую эффективность разработанных конструктивных решений свай из композитных материалов.

Объект исследования: Свая в условиях сезонного промерзания основания, сопровождающегося воздействием касательных сил морозного пучения.

Предмет исследования: Теплофизические и механические процессы, происходящие в грунтах, включающих конструкции фундамента, в условиях сезонного промерзания

Научна новизна исследования заключается в следующем:

1. Установлена причина формирования воронки из деятельного слоя грунта у свайного фундамента. Определено влияние конструктивных и теплофизических параметров свай на размеры деятельного слоя при сезонном промерзании и оттаивании.

2. Экспериментально установлены зависимости угла трения на контакте «немёрзлый грунт-фундамент» от соотношения величины шероховатости поверхности его материала и размера твёрдых частиц грунта, сцепления на контакте «немёрзлый грунт-фундамент» от плотности расположения микронеровностей его поверхности, угла трения при длительных испытаниях на контакте «мёрзлый грунт-фундамент» от шероховатости поверхности свайного фундамента, сцепления при длительных испытаниях на контакте «мёрзлый грунт-фундамент» от величины гидрофобности поверхности свайного фундамента.

3. Разработан метод лабораторного определения величины прочности смерзания многолетнемёрзлых и сезонномёрзлых грунтов с материалом фундамента.

Практическая значимость диссертационного исследования заключается в разработке методики определения сил трения на контакте «немёрзлый грунт-материал фундамента» и определения прочности смерзания мёрзлых грунтов с материалом фундамента (патент на изобретение №2749226), способа повышения несущей способности свай по грунту (патент на изобретение №2720595), способа повышения противопучинных свойств свай (патент на изобретение № 2763489), конструкций композитных свай (патенты на полезные модели № 205047, 207627), а также в подтверждении эффективности разработанной конструкции композитной противопучинной сваи по результатам комплексных экспериментальных крупномасштабных полевых исследований.

Теоретическая значимость заключается в определении зависимости формирования деятельного слоя грунта от теплофизических свойств фундамента, прочности на контакте грунта как в мёрзлом, так и не в мёрзлом состояниях с материалом сваи от свойств её поверхности и в разработке методов лабораторного определения параметров механического взаимодействия грунтов как в мёрзлом, так и не в мёрзлом состояниях с материалами подземных конструкций.

Методология и методы исследований. В диссертационной работе использованы следующие методы исследования:

1. Анализ литературных источников, посвящённых изучению трения грунтов по материалам, прочности смерзания материалов с мёрзлыми грунтами, а также распределению температур в грунтовом массиве вокруг подземных сооружений.
2. Численное моделирование процесса распределения температур в грунтовом массиве при его промерзании и оттаивании;
3. Экспериментальные исследования на основе лабораторных испытаний на сдвиг и прочность смерзания грунтов по различным материалам;
4. Натурные эксперименты по исследованию степени сопротивления свай различных конструкций воздействия касательным силам морозного пучения, а также оценке несущей способности свай по грунту посредством статических испытаний выдёргивающей нагрузкой.

5. Сопоставительный анализ результатов полевых, лабораторных и теоретических экспериментов.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности 2.1.2. Основания и фундаменты, подземные сооружения:

– пункт 2 «Создание научных и методологических основ фундаментостроения и подземного строительства в сложных инженерно-геологических, гидрогеологических и природно-климатических условиях, а также при особых природных и техногенных воздействиях»;

– пункт 5 «Разработка новых методов расчета, высокоэффективных конструкций и способов устройства оснований и фундаментов в особых инженерно-геологических условиях: на слабых, насыпных, просадочных, засоленных, набухающих, закарстованных, вечномёрзлых, пучинистых и других грунтах».

Достоверность результатов исследований и выводов диссертационной работы базируется на применении основных теоретических положений механики грунтов, геотехники, материаловедения и математической статистики; обеспечивается необходимым объемом лабораторных и натурных экспериментальных исследований, выполненных на поверенном оборудовании, а также использованием сертифицированных лицензионных программных комплексов при выполнении численного моделирования.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты численного моделирования процесса распределения температуры грунта вокруг фундамента при промерзании и оттаивании основания;

2. Методики определения прочности сдвига и прочности смерзания на контакте «грунт-материал фундамент»;

3. Результаты экспериментальных исследований зависимости прочности сдвига и прочности смерзания на контакте «грунт-материал фундамент» от гидрофобности и шероховатости материала фундамента;

4. Научно-техническое обоснование разработанных фундаментных конструкций из композитных материалов на основе проведённых исследований.

Личный вклад автора состоит в формулировании целей и задач, поиске их решения путём теоретических и экспериментальных исследований, анализе полученных результатов, разработке на их основе конструктивных решений фундаментов зданий и сооружений в условиях сезонного промерзания грунтов, формулирование основных выводов.

Апробация работы. Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на: международной научно-практической конференции «Проблемы территориального развития Арктической зоны и пути их решения» (29-30 сентября 2021 г., СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург), международной научно-технической конференции по геотехнике «Современные теоретические и практические вопросы геотехники: новые материалы, конструкции, технологии и методики расчётов» (27-29 октября 2021г., СПбГАСУ, г. Санкт-Петербург), международной научно-практической конференция «современные исследования трансформации криосферы и вопросы геотехнической безопасности сооружений в Арктике» (8-12 ноября 2021 г., г. Салехард), IV международной научно-практической конференции «Современные технологии инженерных изысканий, проектирования и строительства на многолетнемёрзлых грунтах» (23-25 ноября 2021 г., г. Москва), ежемесячной видеоконференции РОМГГиФ (16 декабря 2012 г., г. Москва), IV Международной научно-технической конференции «Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении (28-30 сентября 2022 г., г. Новочеркасск). Материалы работы представлены в инновационном альбоме РААСН, 2022г.

Публикации. Основные результаты работы представлены в 27 научных работах, 9 из которых в рецензируемых изданиях из перечня ВАК, четыре – в рецензируемых изданиях из перечня Scopus. По результатам работы получено пять патентов Российской Федерации №2720595, 2749226, 2763489, 205047, 207627.

Структура и объём диссертации. Диссертационная работы состоит из введения, 4 главы, общих выводов, списка литературы, включающего 160 наименований, в том числе 44 на иностранном языке, и четырёх приложений. Общий объём работы составляет 190 страницу машинописного текста, включая 88 рисунков, 24 таблицы.

1 МЕТОДЫ ЗАЩИТЫ КОНСТРУКЦИЙ ФУНДАМЕНТОВ ОТ КАСАТЕЛЬНЫХ СИЛ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ

1.1 Опыт строительства и эксплуатации зданий и сооружений в условиях сезонного промерзания

1.1.1 Обзор опыта строительства и эксплуатации зданий и сооружений в условиях сезонного промерзания

Опыт строительства в России неразрывно связан с промерзанием грунтов и процессами, сопутствующими ему. Первые упоминания об эффекте морозного пучения относятся к XIX веку [68], когда Киреев В.Г. классифицировал глинистые, иловатые и чернозёмные грунты как пучинистые и рекомендовал заглублять подошву фундамента ниже глубины промерзания, подчёркивая важность данного мероприятия для невысоких зданий.

Значительный опыт в данном направлении гражданские инженеры Российской Империи получили при строительстве Транссибирской магистрали и сопутствующей инфраструктуры в районах Сибири, Забайкалья и Дальнего Востока. Опыт строительства проявил недостаточность простого заглубления фундамента ниже глубины промерзания. Наблюдения показали, что в данных условиях здания и сооружения могут ежегодно подниматься в зимний период и опускаться в летний даже при отсутствии образования мёрзлого грунта под фундаментом при сезонном промерзании немёрзлых грунтов, или наличии «вечной мерзлоты» на территориях распространения многолетнемёрзлых грунтов. На основе полученного опыта, в 1912 г. русскими инженерами были опубликованы три самостоятельные работы, посвящённые данной проблеме [36,93,98]. В качестве способов борьбы с воздействием пучащегося грунта на боковые поверхности фундаментов был дан ряд рекомендаций: устраивать фундаменты, уширяющиеся к низу, выравнивать поверхность штукатуркой, покрывать их различными смазками (дёгтем, салом), обсыпать фундаменты несмерзающим материалом и, по возможности, уменьшать их периметр. Все данные рекомендации являются эффективными и используются по сей день. Тем не менее, ввиду отсутствия

экспериментальной базы и теории расчёта, все мероприятия назначались конструктивно, что не позволяло достичь технической и экономической эффективности.

После Революции, советскими учёными продолжилась работа по изучению промерзающих и вечномёрзлых грунтов. В 1927 г. была опубликована работа М. И. Сумгина «Вечная мерзлота в пределах СССР», в которой он изложил теорию пучения грунтов [99]. В след за ней, в 1928 г. выходит в свет работа Н.А. Цытовича «К вопросу расчёта фундаментов сооружений возводимых на вечной мерзлоте» [107]. С этого момента изучение вопросов промерзания грунтов не останавливалось.

За советский период экспериментальным путём была изучена природа формирования усилий касательных сил морозного пучения. Оценено влияние температуры, влажности грунта, его гранулометрического и химического составов на интенсивность морозного пучения. Установлено влияние свойств материала самого фундамента [46, 97]. Описаны механизмы промерзания и зависимости мощности деятельного слоя от свойств грунта и климатических особенностей региона строительства [56, 87]. Установлен факт миграции влаги к фронту промерзания [72, 75]. Оценена зависимость миграции влаги от скорости промерзания и взаимное влияние многих других факторов друг на друга [116]. Изучены реологические свойства мёрзлых грунтов [51,52,53]. Результаты этих работ нашли отражение во множестве учебных пособий, диссертаций и научных публикаций [29, 66, 79, 82, 91, 100]. На основе полученных закономерностей разработано большое количество технических решений, что выразилось в регистрации множества авторских свидетельств [89, 90].

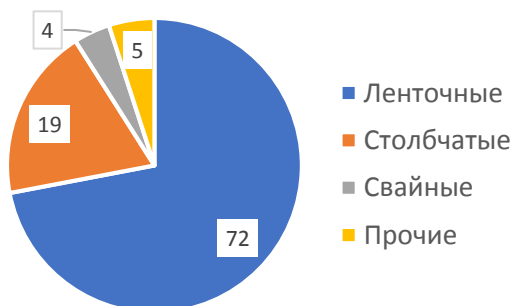
На основе результатов указанных экспериментальных работ были разработаны методы определения интенсивности воздействия сил морозного пучения, а также способы оценки устойчивости фундаментов, которые легли в основу действующих сегодня нормативных документов, регламентирующих проектирование в условиях распространения многолетнемёрзлых и сезоннопромерзающих грунтов [20, 21].

Несмотря на значительную изученность, наличие нормативной базы и колоссального опыта, морозное пучение до сих пор остаётся одним из наиболее опасных явлений при сезонном промерзании грунтов. Не редки случаи потери устойчивости фундаментов зданий и сооружений при действии данных сил (Рис. 1.1).

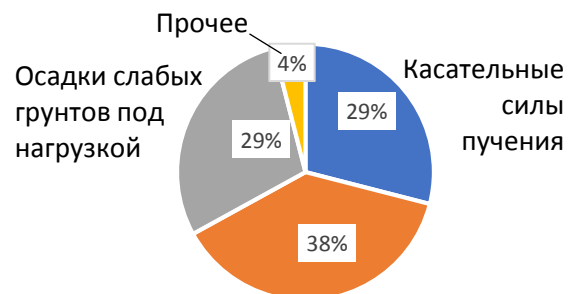


Рис. 1.1. Сооружения, фундаменты которых потеряли устойчивость при действии касательных сил морозного пучения

Как показывают статистические данные по фундаментам деформированных строительных объектов на 2000 год 29% причин всех деформации зданий и сооружений восточного полигона сети Министерства путей сообщения приходится исключительно на воздействие касательных сил морозного пучения и ещё 38% на совместное действие касательных и нормальных сил морозного пучения [73]. На 1999 год около 300 км земляного полотна на Дальневосточной железной дороге и до 20% от общей длины Забайкальской железной дороги получили деформации вследствие воздействия морозного пучения [73] (Рис. 1.2).



а)



б)

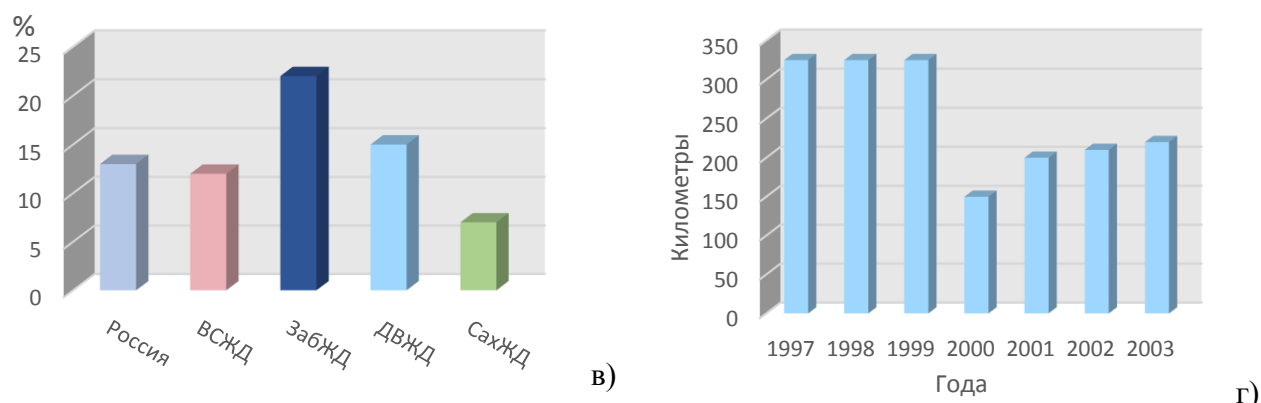


Рис. 1.2. Статистические данные восточного полигона Министерства путей сообщения (данные Кудрявцева С.А.):

а) распределение деформированных объектов по типам фундамента, б) по причинам деформации, в) деформации земляного полотна железных дорог России от сил морозного пучения, г) динамика развития деформаций морозного пучения земляного полотна на ДВЖД

1.1.2 Репрезентативный анализ опыта строительства и эксплуатации фундаментов в условиях сезонного промерзания в зоне распространения многолетнемерзлых грунтов

Для анализа современного состояния вопроса, в рамках третьей международной научно-практической конференции «Современные технологии проектирования и строительства фундаментов на многолетнемерзлых грунтах», в которой приняло участие более 130 специалистов (учёных, практикующих инженеров-проектировщиков, производителей работ, изыскателей и специалистов, связанных с эксплуатацией зданий в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов), нами был проведён репрезентативный опрос участников на предмет их практического опыта проектирования, строительства и эксплуатации фундаментов в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов [41].

Опросный лист включал в себя четыре блока: сведения о респонденте, технические решения объектов строительства, основные причины возникновения аварийных ситуаций и пути решения обозначенных проблем.

Результаты опроса показали, что по мнению респондентов, основным типом фундамента на ММГ является свайный. Данный тип встречался в практике

опрошенных в 82,33% случаев, против 17,67% фундаментов мелкого заложения (Рис. 1.3а).

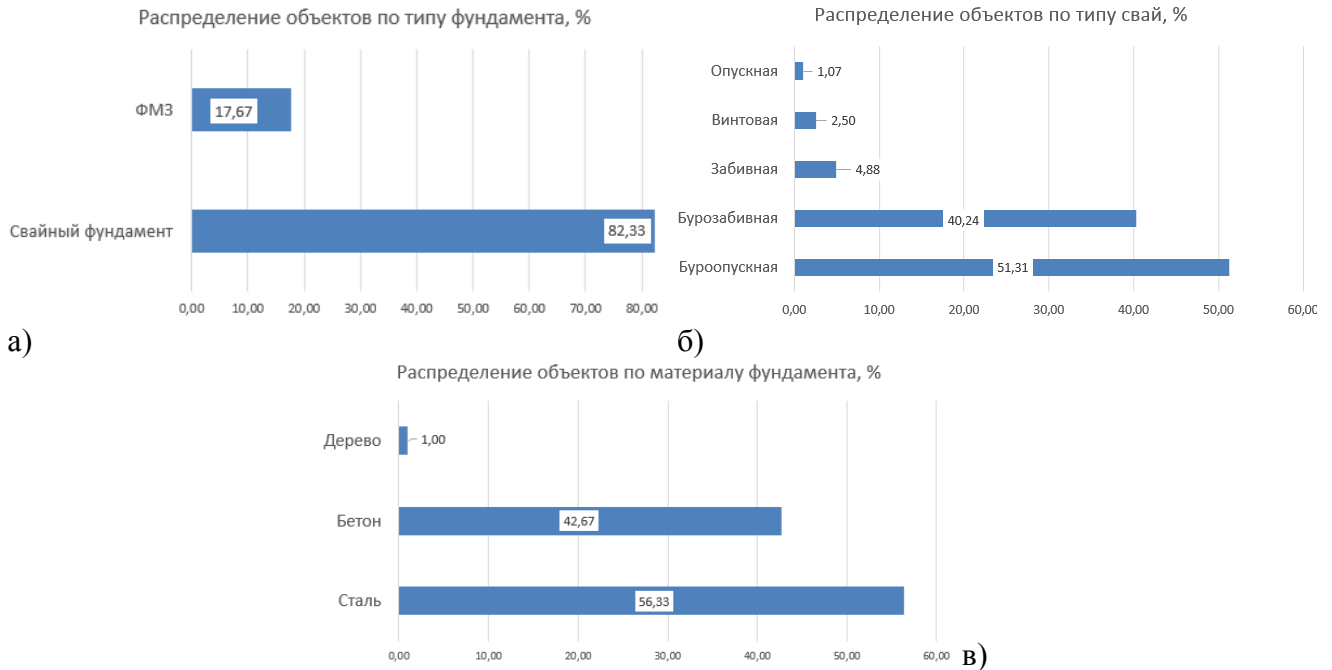


Рис. 1.3. Некоторые результаты ответов на вопросы технического блока
а) распределение ответов касемо типа фундамента, б) типа свайного фундамента, в) материала фундамента

Каждая вторая свая, выполненная в указанных регионах - буроопускная (51,31%). Немного реже встречаются бурозабивные сваи (40,24%). На эти два типа свай приходится 91,55% всех свайных фундаментов, выполненных на территориях с распространением ММГ. Остальные типы свай встречаются крайне редко: забивные – 4,88%, винтовые – 2,5%, опускные – 1,07% (Рис. 1.3б).

Чаще всего фундаменты выполнялись из стали – 56,33 %, реже из бетона – 42,67%, и только в 1% случаев применение нашло дерево (рис. 13.в). Интересен и тот факт, что бетону отдавали предпочтение специалисты, которые имеют опыт работы с объектами гражданского строительства в крупных городах, таких как: Якутск, Н. Уренгой, Магадан. Сталь же, преимущественно, указывали специалисты, работавшие с объектами промышленности и инфраструктуры, которые, как правило, располагаются на некотором удалении от крупных городов. Такая разница может быть объяснена значительным влиянием логистических издержек на конечную стоимость строительства. Это находит отражение и в стратегии развития промышленности строительных материалов РФ [104], согласно

которой доля транспортной составляющей для потребителя в конечной стоимости строительной продукции по отдельным видам строительных материалов может составлять до 90%. Так, сталь, обладающая значительно более высокой удельной прочностью (отношением прочности к удельному весу) чем бетон, становится предпочтительной на объектах строительства, удалённых от крупных логистических центров.

Анализ ответов на вопросы, связанные с возникновением аварийных ситуаций, показал, что для инфраструктурных объектов доля случаев повреждения фундамента в следствие воздействия касательных сил морозного пучения составляет 34 %, в следствие коррозии материала фундамента – 12%, оставшиеся 54 % приходятся на деградацию многолетнемёрзлого основания (Рис. 1.4). Таким образом около половины всех случаев повреждения фундаментов объектов инфраструктуры, по мнению респондентов, приходится на морозное пучение грунта и коррозию его материала.



Рис. 1.4. Результаты ответов на вопросы третьего блока

Наиболее распространённым средством снижения воздействия сил морозного пучения респонденты выделили применение противопучинных обмазок – 43,75%. Менее распространёнными являются: замена пучинистого грунта непучинистым и увеличение длины заделки фундамента в непучинистый грунт – по 18,75%. Также, были отмечены и такие способы, как: повышение сил смерзания, выполнение работ в соответствии с нормами, а также применение теплоизоляции для уменьшения деятельного слоя – по 6,25%

При перечислении способов борьбы с коррозией материала наиболее распространённым решением является применение антикоррозионных покрытий – 72,73%, что находит отражение в [60]. Помимо данного ответа были перечислены: исключение контакта фундамента с агрессивной средой, повышение марок по водонепроницаемости и морозостойкости бетона и использование гидроизоляции – по 9,09% (Рис. 1.5).



Рис. 1.5. Отмеченные респондентами средства защиты фундаментов от процессов морозного пучения и коррозии

Проведённый ретроспективный анализ показал, что проблема морозного пучения, несмотря на более чем столетнюю историю изучения, до сих пор остаётся актуальной для нашей страны.

1.2 Физические процессы и оценка влияния касательных сил морозного пучения грунта на фундаменты зданий и сооружений

1.2.1 Понятие касательных сил морозного пучения

Морозное пучение – внутриобъёмное деформирование промерзающих влажных грунтов, приводящее к увеличению их объема вследствие кристаллизации поровой и мигрирующей воды с образованием кристаллов и линз льда [11].

Оценка деформирования грунта вследствие промерзания осуществляется при помощи степени пучинистости ϵ_{th} , определяемой путём лабораторного испытания грунтов. Согласно таблице Б.24 ГОСТ 25100, грунты разделяются на пять категорий: непучинистый, слабопучинистый, среднепучинистый, сильнопучинистый (см. Табл. 1.1).

Табл. 1.1. Разновидности грунтов по степени пучинистости в соответствии с ГОСТ 25100

Разновидность грунтов	Степень пучинистости ε_{th} , %
Непучинистый	$\varepsilon_{th} < 1,0$
Слабопучинистый	$1,0 < \varepsilon_{th} < 3,5$
Среднепучинистый	$3,5 < \varepsilon_{th} < 7,0$
Сильнопучинистый	$\varepsilon_{th} > 7,0$
*Применим так же для класса мёрзлых грунтов	

К непучинистым и слабопучинистым грунтам можно отнести крупнообломочные грунты, крупные, средние и мелкие пески, к среднепучинистым – пылеватые пески, супеси, водонасыщенные глинистые грунты. Различие в проявлении пучинистых свойств глинистых грунтов и песков, во многом, проявляется в их гранулометрическом составе.

Согласно Табл. 1.1. во время промерзания сильнопучинистые грунты могут увеличиваться в своём объёме свыше 7%. Из приведённых данных можно сделать выводы, что только при промерзании (без учёта эффекта миграции) связные грунты на Крайнем Севере и Дальнем Востоке увеличиваются в объёме на 25 см (при глубине промерзания 3,6 м, что принято согласно СП 25.13330 для г. Чита). Следовательно, вместе с грунтом, на эту же величину, может подняться и здание.

Очень важным является понимание того, как вода попадает в промерзающий грунт. Помимо природной влажности, которая всегда присутствует в грунтах, в процессе промерзания, при определённых условиях и для определенных грунтов, из нижележащих водонасыщенных горизонтов может начаться процесс, называемый миграцией влаги (Рис. 1.6а). Так, под действием капиллярного натяжения, влага начинает перемещаться по порам грунта в сторону отрицательной температуры.

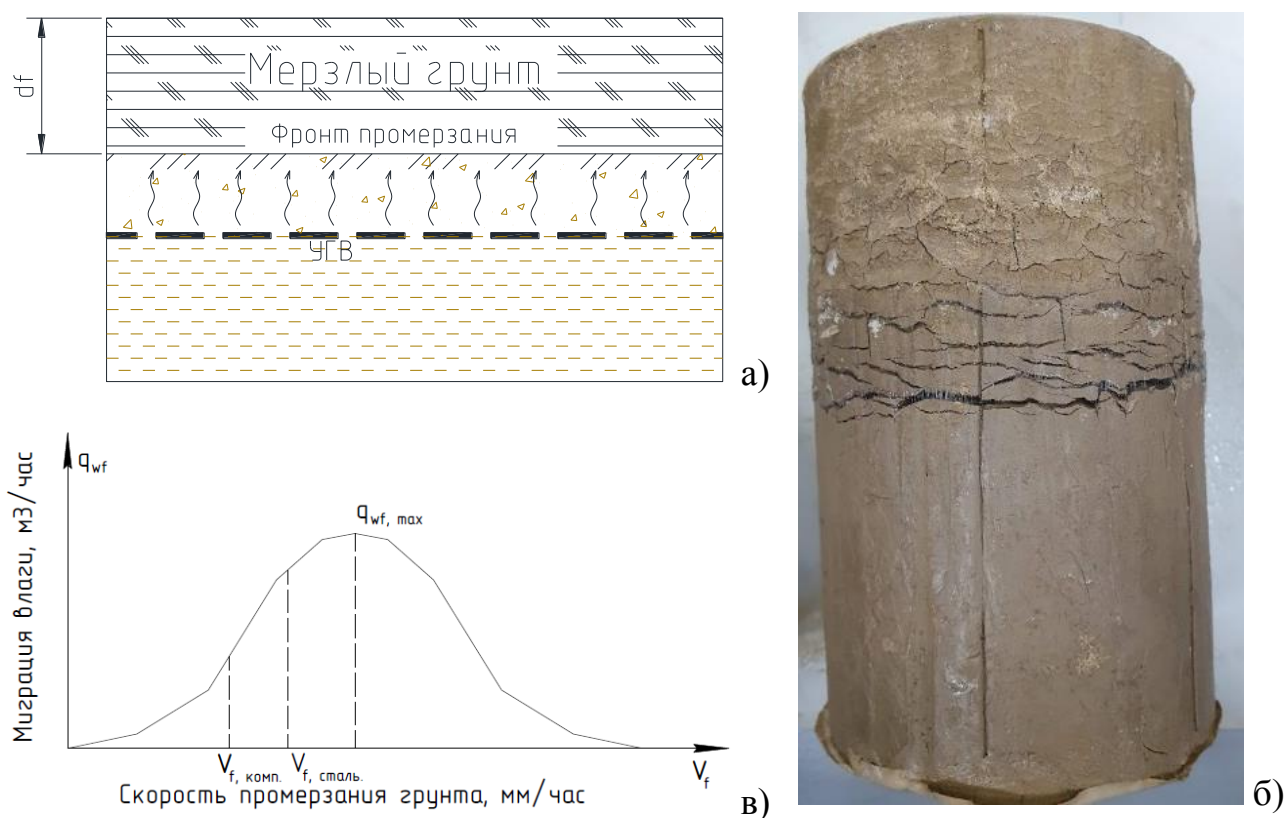


Рис. 1.6. Процесс миграции влаги (а), образец грунта после промерзания (б), зависимость объема мигрирующей влаги от скорости промерзания [112]

Мигрирующая вода замерзает и, раздвигая частицы грунта, образует дополнительные прослойки льда, которые могут быть, как тонкими, шириной меньше миллиметра, так и достаточно толстыми, доходя шириной до нескольких сантиметров (Рис. 1.6б). Данное явление может вносить существенный вклад в увеличение объема грунта. Так мелкий песок, считающийся слабопучинистым, может проявлять пучинистые свойства.

Естественно, в процессе пучения, промерзающие грунты воздействуют на погруженные в них конструкции. Данное воздействие может быть значительным, и, как указано в предыдущем параграфе, может приводить к аварийным ситуациям при эксплуатации зданий и сооружений.

Воздействие пучащегося грунта разделяют на нормальное и касательное. Главное отличие данных воздействий – в способе приложения нагрузки, схематичное изображение которого отображено на Рис. 1.7

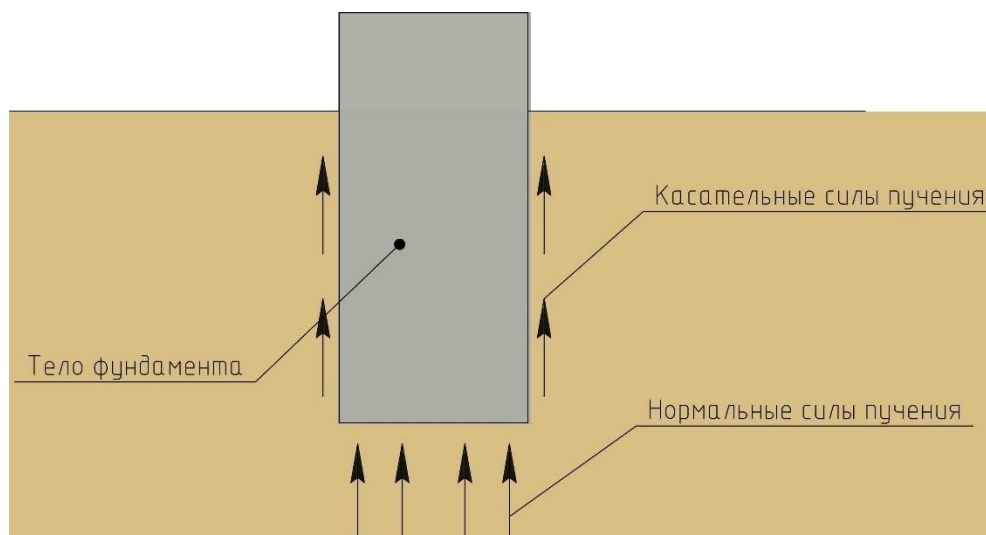


Рис. 1.7. Схема приложения сил морозного пучения грунта к фундаменту

Н.А. Цытовичем [109,110], выдвинута гипотеза о формировании касательных сил пучения. Так, предполагается, что мёрзлый слой грунта смерзается с фундаментом, подстилающие его слои грунта пучинятся равномерно по всему объёму, в том числе у фундамента, что приводит к равномерному перемещению слоя вверх. При этом, если прочность смерзания будет больше веса сооружения и прочности заделки фундамента, то совместно с грунтом вверх будет перемещаться и фундамент. Данная теория нашла подтверждение в большом количестве экспериментов [29, 63, 66, 102] и является актуальной по сей день. Она заложена в действующих отечественных нормативных документах при проверке устойчивости фундамента на действие касательной силы пучения [20]:

$$\tau_{fh} \cdot A_{fh} - F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_k} \cdot F_{rf} \quad (1)$$

где: τ_{fh} – расчётная удельная касательная сила пучения, кПа, которая более подробно рассмотрена в п. 1.2.3;

A_{fh} – площадь боковой поверхности смерзания фундамента в пределах мощности деятельного слоя грунта, численно равная произведению периметра фундамента на глубину промерзания, формирование которой более подробно рассмотрено в п. 1.2.2;

F – расчётная нагрузка на сваю, в том числе собственный вес, кН;

F_{rf} – расчётное значение силы, удерживающей фундамент от выпучивания вследствие его анкеровки в слоях грунта, лежащих ниже расчётной глубины промерзания, кН, которая формируется прочностью смерзания в случае с многоленемерзлым основанием, рассмотренной в п. 1.2.3, или силами трения на контакте «грунт-материал» в случае с немерзлым основанием, рассмотренными в п. 1.4.2.

Подводя итог, можно выделить основные факторы, влияющие на интенсивность касательных сил морозного пучения:

- свойства грунта (плотность, влажность, гранулометрический и химический составы);
- глубина промерзания;
- миграция влаги к фронту промерзания (зависящая от скорости промерзания и, косвенно, от глубины промерзания);
- прочность смерзания грунта с материалом фундамента.

1.2.2 Формирование деятельного слоя в условиях сезонного колебания температур

Глубина промерзания (далее ГП) является одним из основных факторов, которые влияют на касательные силы морозного пучения – чем больше толщина промерзания, тем больше интенсивность и деформация морозного пучения. Всей территории России присуща определенная ГП, которая варьируется от полуметра – до нескольких метров.



Рис. 1.8. Карта глубины промерзания грунтов на территории РФ

В свою очередь, ГП зависит от зимней температуры воздуха в регионе, количества осадков за год, уровня грунтовых вод, вида грунтов, а также инсоляции, толщины снега в зимнее время и растительного слоя в летнее время.

Согласно российским нормативным документам, расчётная глубина промерзания и оттаивания определяется как произведение нормативного значения мощности деятельного слоя на коэффициенты k_h и k_h' соответственно. Значение данных коэффициентов (п. 5.5.4. СП 22.13330) зависит, главным образом, от конструктивных особенностей здания. Так, если фундамент расположен у отапливаемого подвала, то в случае с промерзанием значение коэффициента принимает значение меньше 1, что означает уменьшение глубины у фундамента за счёт теплового воздействия подвала. Значение же коэффициента при расположении фундамента вне здания, принимает значение 1,1. Таким образом, при отсутствии отепляющего воздействия, сам фундамент способствует увеличению глубины промерзания на 10%. При этом, документ не оговаривает параметры, которые могут влиять на значение данного коэффициента. Анализируя табл. Г2 СП 25.13330, можно выделить следующие факторы, которые влияют на расчётную глубину оттаивания:

- размеры фундамента;
- условия теплообмена между грунтом и атмосферой.

В процессе изучения прочности смерзания моделей свай с мёрзлыми грунтами Соколов В.М. [97] наблюдал искривление линз льда у металлической модели сваи, а также у стен металлического лотка, в котором проводился эксперимент. В опытах применялись различные типы моделей: сплошная стальная, полая стальная, а также бетонная. Сравнивая между собой текстуру мёрзлого грунта после испытаний, можно сделать вывод о влиянии теплопроводности модели на распределение температур грунта вокруг неё.

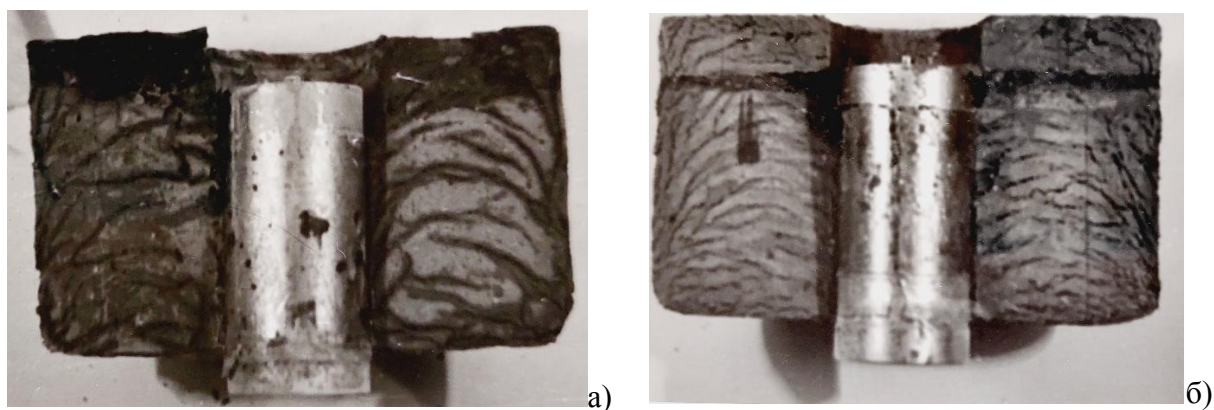


Рис. 1.9. Наблюдения, выполненные Соколовым В. М. [97]
а) текстура грунта в образцах со сплошной металлической моделью и б) полый моделью с толщиной стенки 2 мм.

Подобный эффект отмечается и в работе Цвигунова Д.Г. [106], который сопоставил распределение влажностей грунта после его промерзания вокруг двух железобетонных опор контактной сети, одна из которых была утеплена над поверхностью земли, а вторая - нет. Результаты расчёта показали, что влажность грунта вокруг сваи, надземная часть которой была утеплена, оказалась меньше влажности грунта вокруг неутеплённой сваи. Данный результат свидетельствует о влиянии теплопроводности сваи на распределение температур в грунтовом массиве. Однако подобного вывода в этой работе сделано не было. Численное моделирование процесса теплообмена между грунтовым массивом и изготовленной на строительной площадке буровой железобетонной сваи, а также наблюдения за перемещениями свай в процессе промерзания грунта вокруг них в натурных условиях [132, 133, 136], показали влияние фундамента на увеличение мощности деятельного слоя у фундамента. Это же можно заметить и при наблюдении за промерзанием грунта вокруг железобетонной подпорной стеной [142].

Таким образом, подтверждается, что изменение глубины промерзания или оттаивания, у фундаментов является сложным процессом, на который влияет множество факторов. При этом, современные нормы не отражают весь этот процесс в полной мере: не учитывается тип фундамента, его размеры и теплофизические свойства. Также, не до конца понятным остаётся и набор

факторов, влияющих на размеры образующейся воронки, в том числе и горизонтальные (т.н. радиус воронки). Отметим, что для комплексного описания данных процессов существующих исследований недостаточно.

1.2.3 Прочность смерзания грунта с материалами фундаментов

Исследуя в 1928 годом, силы пучения грунта на Сковородинской мерзлотной станции, Н. А. Цытович предложил измерять значения касательной силы пучения прочностью смерзания грунта с фундаментом [108].

Прочность смерзания является одной из основных величин, используемых при описании механического взаимодействия фундамента с окружающим его мёрзлым грунтом на их контакте. В настоящее время, в отечественных нормативных документах, величина прочности смерзания применяется при определении несущей способности свай (расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по боковой поверхности смерзания фундамента R_{af}) и оценке устойчивости фундамента на действие касательных сил морозного пучения (τ_{ϕ}).

Прочность смерзания (далее ПС) – сложная характеристика, зависящая от множества факторов, среди которых: тип и влажность грунта, его температура, материал конструкций фундамента, шероховатость его поверхности, а также время приложения нагрузки.

Н. А. Цытович приводит график зависимости прочности смерзания от типа грунта Рис. 1.10, а [110].

Наибольшее значение смерзания присуще песчаным грунтам, а наименьшее – гравелистым. Таким образом, использование влажных песков в засыпке затрубного пространства буроопускных свай на отметках ниже деятельного слоя позволяет обеспечивать лучшую заделку свай в многолетнемёрзлых грунтах

Зависимость прочности смерзания от температуры представлена на Рис. 1.10Рис. 1.10, б. Из графика видно, что с понижением температуры величина прочности смерзания увеличивается. Данная зависимость справедлива, как для дисперсных грунтов, так и для связных.

Существенное влияние на прочность смерзания оказывает скорость приложения нагрузки. Так, значения длительной прочности могут составлять 10% и менее от величины мгновенной (Рис. 1.10, г). Данная закономерность объясняется реологическими свойствами мёрзлых грунтов.

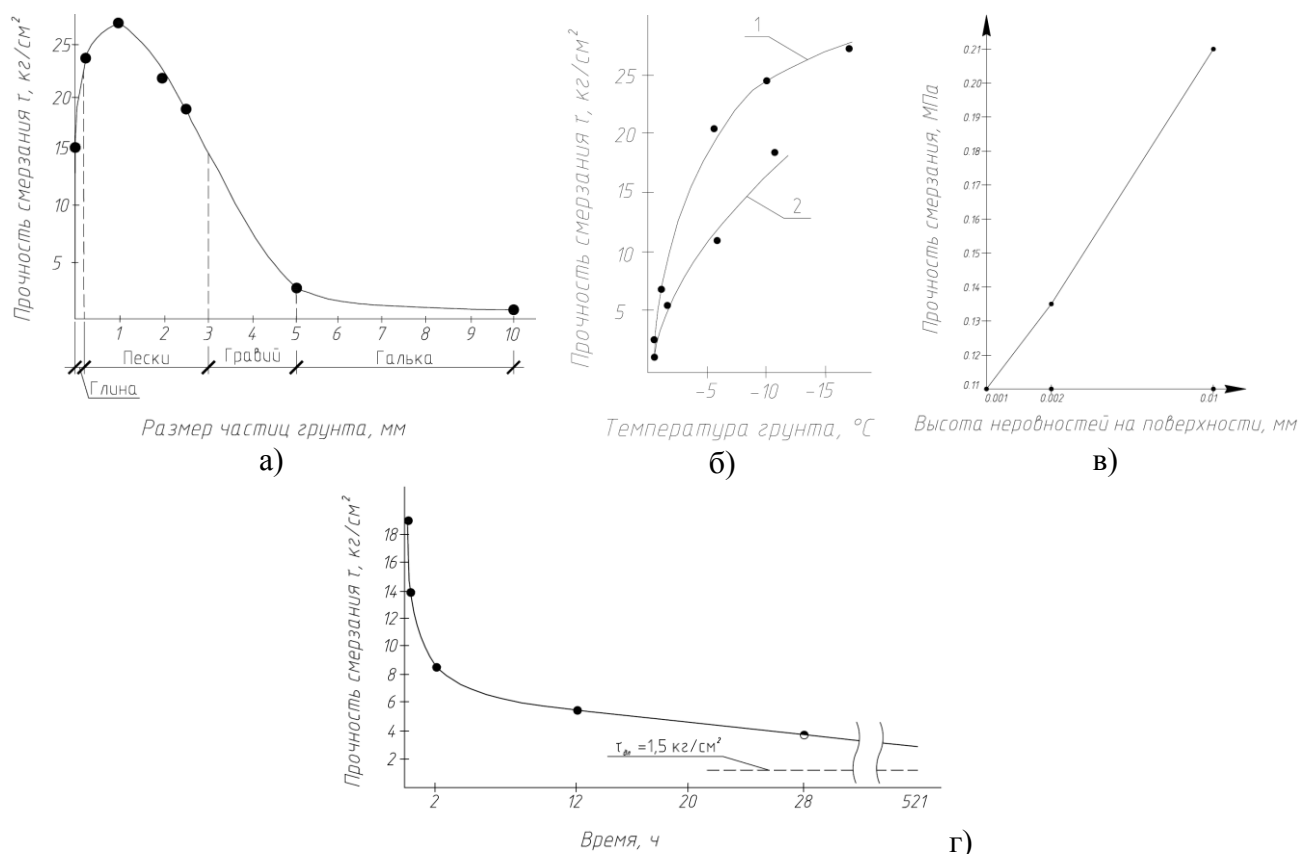


Рис. 1.10. Зависимость прочности смерзания от:

а) размера частиц грунта, б) его температуры, в) высоты неровностей поверхностей материала, г) времени приложения нагрузки [55]

Оказывать влияние на прочность смерзания может и способ смораживания грунта и фундамента. Так, силы смерзания будут выше, если грунт смораживался с фундаментом, температура которого выше 0 °С. Данный факт объясняется тем, что в случае с «тёплым» фундаментом, грунт на контакте тает, обеспечивая более плотный контакт с материалом фундамента за счёт проникновения частиц грунта и грунтовой воды в микротекстуру материала.

Нельзя исключать и технологический фактор. Сваи, выполненные различными технологиями (опускные, буроопускные, бурозабивные и забивные) будут иметь различные значения прочности смерзания, обусловленные

изменением напряжённо-деформированного состояния грунта в околосвайной зоне.

Немаловажную роль в формировании величины прочности смерзания вносит и материал конструкции фундамента. Так, Соколовым В.М. [97] проведены эксперименты с металлическими образцами, поверхность которых имела различную грубость (Рис. 1.10,г.). Результаты исследования показали, что с ростом грубости поверхности, увеличиваются силы смерзания грунта. В работах Иоспы А.В. и Волохова С.С. [47,48,49,64,155] отмечается значительное различие сил смерзания для материалов различной природы: бетон, металл, полиэтилен, эпоксидная смола.

СП 25.13330 рекомендует учитывать влияние материала фундамента на прочность смерзания путём домножения величин R_{af} и τ_{fn} на коэффициент γ_{af} , зависящий от вида материала фундамента: для бетонных поверхностей, равный 1, для деревянных поверхностей, обработанных масляными антисептиками, равный 0,9 и для металлических поверхностей из горячекатанного проката, равный 0,7. При этом нормативный документ не учитывает всего разнообразия материалов, представленных сегодня на строительном рынке, а проведённых на сегодня исследований недостаточно для комплексного объяснения причин различия в прочности смерзания материалов разной природы, например, стали и полимеров.

Основываясь на экспериментально установленных закономерностях, были разработаны различные мероприятия защиты подземных конструкций от воздействия касательных сил морозного пучения, которые будут более подробно разобраны в следующем разделе.

1.3 Существующие мероприятия по защите фундаментов от воздействия сил морозного пучения

1.3.1 Методы защиты фундаментов от касательных сил морозного пучения

Основными из существующих методов по уменьшению воздействия касательных сил морозного пучения являются: инженерно-мелиоративные, теплофизические и конструктивные.

Среди *инженерно-мелиоративных* различают: засоление, изменение химического состава и осушение грунтов.

Засоление грунтов нацелено на понижение температуры замерзания и создание препятствия промерзанию. Так, при применении технической поваренной соли (хлористого натрия), удалось добиться значений температуры замерзания грунта равной минус 21,2 °С. Однако, как показала практика, действие эффекта от искусственного засоления оказалось не долговечным. Так, через 2-4 зимних сезона грунт рассоляется и пучение возобновляется. Данный метод успешно применим на практике в тех случаях, когда необходима односезонная ликвидация смерзаемости.

Метод изменения химического состава базируется на исследованиях З. А. Некрасовой и И. А. Тютюнова, которые показали, что, изменяя состав обменных катионов грунтов, можно значительно снизить степень их пучинистости. Данный способ, как и предыдущий может быть применим на один – два зимних сезона [101].



Рис. 1.11. Инженерно-мелиоративные способы защиты фундамента от касательных сил морозного пучения
а) Образцы каолина с различным составом обменных катионов [84], б) устройство дренажа для отвода влаги из грунта

Осушение грунта, главным образом, нацелено на снижение величины морозного пучения посредством уменьшения влажности промерзающего грунта. Вместе с тем, устройство дренажа обеспечивает отвод мигрирующей. Стоит отметить, что осушение может происходить не только в теплое время года, но и во время промерзания. Так, в работах [74, 109] указывается о возникновении «поршневого эффекта», когда при полном водонасыщении песков крупных и

средней крупности процесс промерзания сопровождается отжатием воды из пор вниз. Помимо устройства дренажей, данные мероприятия включают в себя организацию поверхностного стока вод, устройство водонепроницаемых отмосток, исключение скопления влаги вблизи зданий и сооружений.

Среди *теплотехнических мероприятий* различают: теплоизоляцию фундамента, обогрев окружающего его грунтового массива и принудительное его быстрое замораживание.

Теплоизоляция фундаментов нацелена на уменьшение глубины сезонного промерзания грунта около фундамента, посредством создания теплотехнических экранов из эффективных утеплителей по всему периметру здания [114,115].

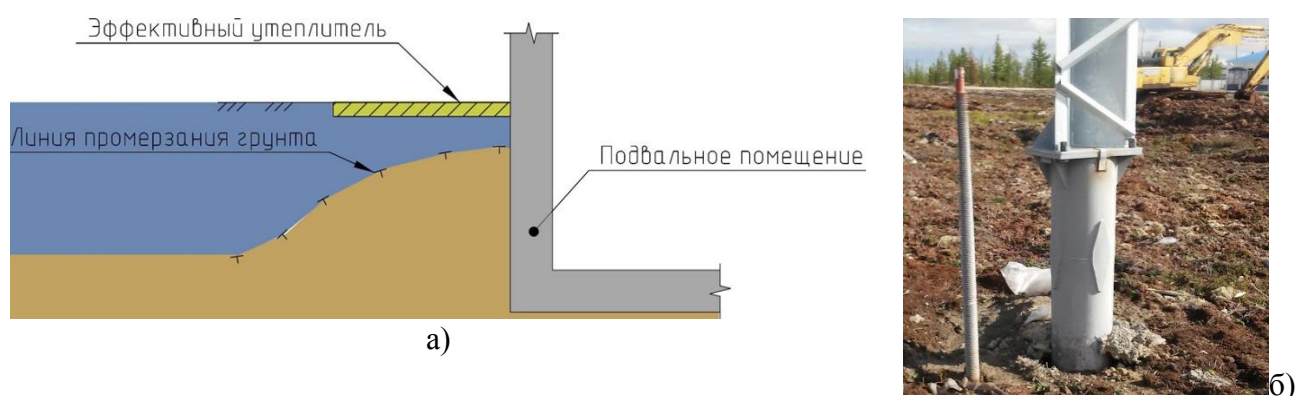


Рис. 1.12. Теплотехнические мероприятия по защите фундамента от касательных сил морозного пучения: а) применение теплотехнического барьера, б) Применение СОУ для быстрого промораживания грунта вокруг свай

В районах глубокого сезонного промерзания может быть применён метод циклического оттаивания промерзающего грунта. Он осуществляется с помощью автоматически включающихся – выключающихся электрических нагревателей, размещённых в скважинах у фундаментов. Включение нагревателей происходит автоматически при достижении на расчётной глубине температуры начала замерзания грунта. Отключение – после полного оттаивания промёрзшего слоя заданной величины [65].

В районах распространения вечномёрзлых и многолетнемёрзлых грунтов применим способ принудительного замораживания грунта при помощи устройства термостабилизаторов. Данные устройства в зимний период года аккумулируют

холод в грунте по заданной глубине, тем самым обеспечивая быстрое промерзание грунта, уменьшая объём мигрирующей влаги к свае [33].

Среди *конструктивных методов* следует выделить ряд традиционных решений: уменьшение площади смерзания, выполнение обсыпок фундамента непучинистым грунтом, анкеровка в неподверженном пучению грунте, выполнение наклонных граней, покрытие боковой поверхности дополнительными материалами.

Уменьшение площади смерзания достижимо посредством изменения внешнего контура здания в сторону уменьшения периметра с сохранением площади. Также возможен вариант с уменьшением площади соприкосновения, за счёт уменьшения поперечного сечения фундаментов или выбор свайного фундамента вместо ленточного.

Выполнение обратной засыпки пазух котлована песком часто находит применение в практике строительства, однако, сам по себе, является малоэффективным из-за возникновения эффекта миграции влаги, ввиду чего рекомендуется его применение совместно с осушением (дренированием) территории.

Метод анкеровки сегодня является одним из наиболее распространённых и эффективных. Сутью, анкеровки, является заведение фундамента, чаще всего сваи, в слои грунта не подверженные пучению на глубину, достаточную для обеспечения устойчивости сваи при промерзании основания. Стоит отметить, что использование данного метода в качестве единственного способа защиты ведёт к большому перерасходу материала.

Устройство железобетонных фундаментов с наклонными боковыми гранями существенно увеличивает сопротивление фундамента действию касательных сил морозного пучения по сравнению с фундаментами, имеющими вертикальные грани. По некоторым данным [74] при увеличении угла наклона грани от 2° до 15° удельные касательные силы пучения уменьшаются от 1,2 до 2,5 раз.

Ввиду удобства монтажа, сокращения технологических операций, а также приемлемой эффективности, наибольший интерес представляет метод защиты

свайных фундаментов от воздействия касательных сил морозного пучения путём покрытия наружной поверхности фундамента в зоне деятельного слоя специальным материалом. Данный факт находит отражение в результатах опроса практикующих специалистов (Рис. 1.5)

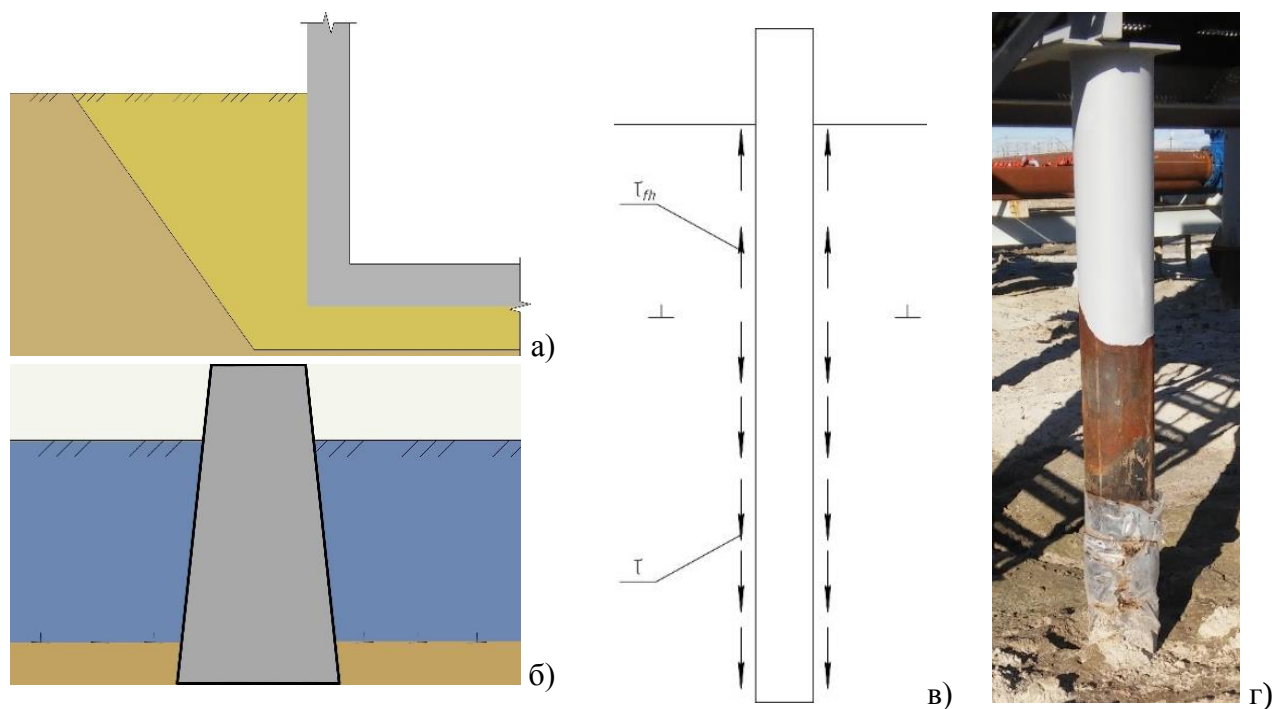


Рис. 1.13. Конструктивные методы защиты фундаментов от касательных сил морозного пучения

а) обратная засыпка пазух котлована непучинистым грунтом, б) выполнение наклонных граней, в) анкеровка фундамента в слоях грунта, не подверженных пучению, г) обмазка/оборачивание сваи в зоне деятельного слоя материалом, снижающим силы сцепления

Известны разработки советского периода по созданию эффективных смазок БАМ-3 и БАМ-4 [18]. Данные обмазки обеспечивают уменьшение воздействия сил касательного пучения грунта на протяжении 15 лет. Смазки БАМ-3 и БАМ-4 представляют собой слой вязкой, незамерзающей однородной светло-жёлтой мази. Для предотвращения впитывания мази в грунт, она может покрываться слоем полиэтиленовой плёнки. Для предотвращения впитывания мази в тело фундамента (бетон, железобетон) поверхность последних предварительно покрывают эмалью или олифой, для закупоривания пор. Для предотвращения выдергивания плёнки в процессе пучения, её прочно закрепляют в нижних слоях грунта.

Существует разработка Казанского национального технологического университета [30,31,92], которая предполагает применение термоусаживаемой рубашки на основе радиационно-модифицированного полиолефина. Данный материал обладает повышенной износостойкостью, ударной прочностью, а также уникальным технологическим свойством термоусаживаемости. Лабораторные испытания свидетельствуют о снижении сил смерзания грунта с материалом рубашки в 2,3-3,3 раза по сравнению с обычной металлической свайей без покрытия. Нанесение рубашек предполагается непосредственно на объекте строительства путём нагрева рубашки, надетой на тело сваи, до температуры 120 °С и выше. При этом диаметр рукава уменьшается на 15-50 %, и обеспечивает плотное прилегание к телу сваи, что не позволяет влаге проникать в зазор между рубашкой и свайей.

На практике может реализовываться несколько конструктивных способов одновременно. Чаще всего это свайные фундаменты, заанкеренные в слоях грунта не подверженных сезонному промерзанию, и обладающие дополнительными способами защиты. Такие сваи носят название противопучинных.

1.3.2 Конструкции противопучинных свай

Первым примером противопучинной сваи может быть обыкновенная бетонная свая, покрытая высокомолекулярным соединением, решение которой было предложено профессором А.М. Пчелинцевым [17]. Так, в зоне деятельного слоя предлагается покрывать её наружную поверхность тонким слоем высокомолекулярного материала, например, эпоксидно-полиэфирным компаундом, ПС которого с мёрзлым грунтом до восьми раз ниже, чем у бетона. Оставшиеся выдёргивающие силы будут восприниматься анкерным участком, погруженным в слои грунта, ниже деятельного слоя.

Подобное сочетание свая, покрытая в зоне деятельного слоя материалом, снижающим прочность смерзания, и снабжённая анкерным участком является наиболее распространённым. Так, в 1980-х годах применялись сваи, покрытые упомянутыми смазками типа БАМ-3 и БАМ-4.

На сегодняшний день конструкции свай, покрытых термоусадочным модифицированным полиэтиленом в зоне деятельного слоя стали чаще применяться в практике строительства. Для повышения анкерующих свойств таких свай, применяют любой из известных способов повышения несущей способности свай по грунту: устройство одного, или нескольких лопастей; приваривание различного металлического лома [94], или винтовых спиралей [85, 62], что актуально только для металлических конструкций; для бетонных можно реализовать на наружной поверхности расположенные с определённым шагом поперечные рёбра, размеры которых больше, чем габаритные размеры основного тела. Рёбра изготавливают при бетонировании сваи путём заполнения бетоном полостей на внутренней поверхности специальной опалубки [83].

Пирамидальные железобетонные двуконусные сваи (Рис. 1.14а) также являются противопучинными. Их особенность заключается в изменении наклона граней по длине. Так, в зоне деятельного слоя, свая сужается к верху, реализуя тем самым конструктивный способ защиты, а далее, ниже деятельного слоя, сужается к низу, что обеспечивает высокую несущую способность при вдавливающей нагрузке [59, 58].

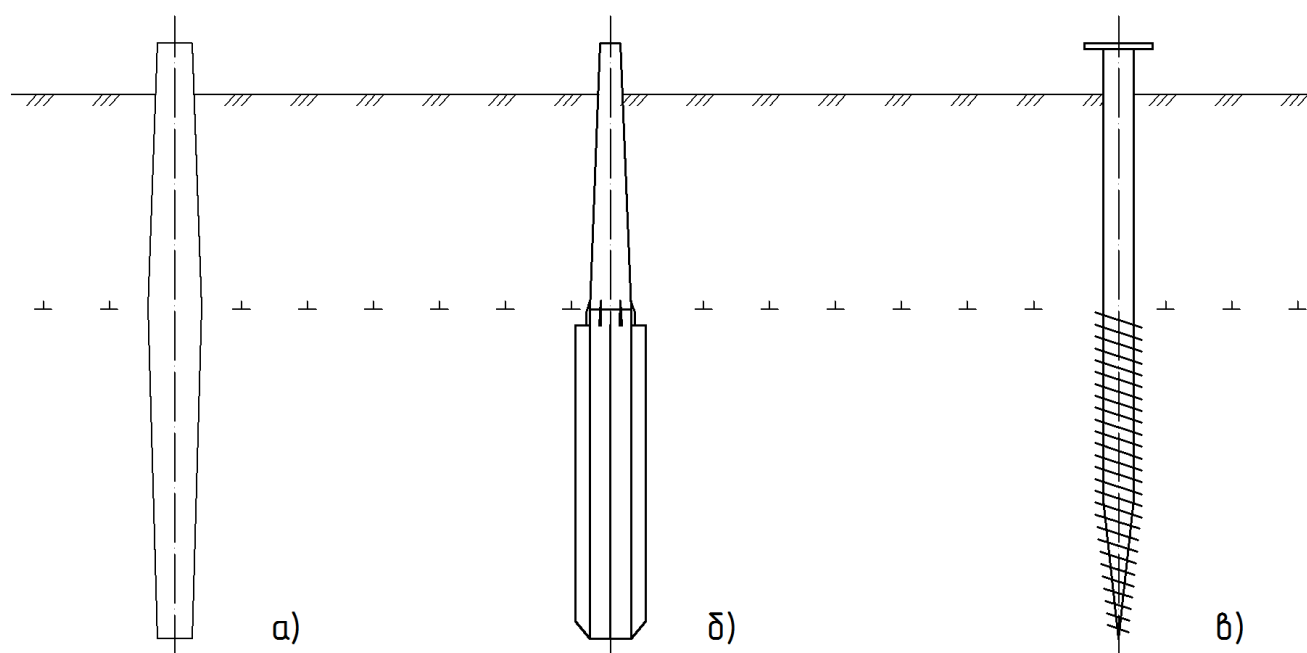


Рис. 1.14. Различные конструкции противопучинных свай
а) пирамидальная двуконусная свая [58]; б) металлическая противопучинная свая [90];
в) конусно-спиральная свая [85].

Подобный принцип реализован в металлической противопучинной свае (Рис. 1.14.б) [90]. Отличие заключается в том, что противопучинный участок представляет собой усечённую пирамиду, а на анкерном несущая способность сваи по грунту повышается посредством приваривания продольных металлических лопастей.

Несмотря на эффективность противодействия касательным силам пучения, описанные конструкции имеют ряд недостатков. Так, при использовании смазок БАМ-3 и БАМ-4, трудно обеспечить их надёжное крепление к телу сваи, из-за чего, при её погружении, данные покрытия могут быть сорваны.

Практика применения термоусадочных противопучинных рукавов показала недостаточную их адгезию с материалом сваи, что вынуждает к применению дополнительных адгезивов [89]. Кроме того, при наличии неровностей поверхности (сварных швов, или же налипшей грязи) образуются полости, внутри которых начинаются процессы интенсивной коррозии стали, из чего вытекает основная проблема металлических противопучинных свай – их низкая коррозионная стойкость, обусловленная термодинамической неустойчивостью, стали к воздействию воды, воздуха, а также соляных растворов, содержащихся в грунте и на его поверхности. Из-за этого необходимы дополнительные траты на антикоррозионные покрытия, причём не только на момент изготовления, но и периодически в процессе эксплуатации. При этом коррозия не исключается с внутренней стороны металлических свай, из-за чего необходимо заполнять их внутреннее пространство бетоном, даже в случаях, когда одного металла достаточно для восприятия всех внешних усилий. Особенно, эффект коррозии опасен для шва сварки тела металлической сваи с винтовой лопастью. В определенных гидрогеологических условиях разрушение сварного шва происходит в течении нескольких сезонов промерзания и оттаивания грунтового основания [77].

Применение бетонных свай, как альтернативы, не всегда экономически обосновано, поскольку описанные конструкции (пирамидальные двуконусные и ребристые сваи) являются трудоёмкими в изготовлении, что существенно повышает их стоимость. Поскольку бетонные сваи по сравнению с металлическими

являются более тяжелыми, то конечная цена конструкций дополнительно повысится во время их доставки в труднодоступные районы Крайнего Севера и Дальнего Востока.

1.4 Опыт применения полимерных и композитных свай в строительстве

1.4.1 Конструктивные решения композитных и полимерных свай

Проблемы коррозии материалов фундаментных конструкций, актуальны не только для территории России. Так, согласно отчётам департамента строительства США, на 2004 г. ремонт свай, повреждённых в следствии коррозии, обошёлся правительству США более чем 1 млрд. долл. США [144]. Это способствовало развитию технологий альтернативных традиционным, в частности применению полимерных композитных (далее ПКМ) в качестве материала свай.

Обобщая зарубежный опыт, можно выделить основные типы полимерных свай и привести их классификацию, представленных на Рис. 1.15

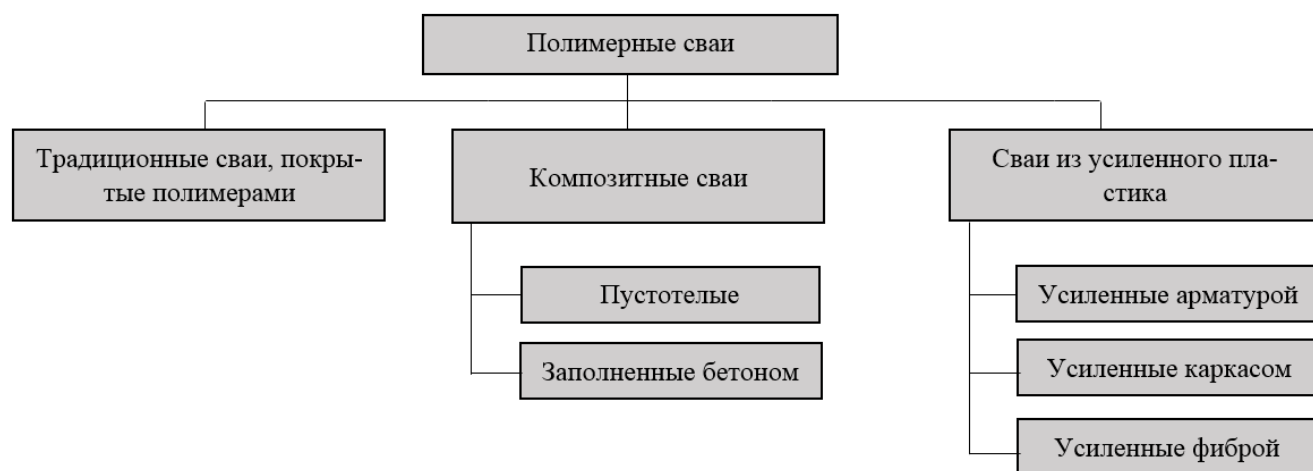


Рис. 1.15. Классификация полимерных свай

Первое упоминание покрытия поверхности свай полимерными материалами относятся к 1969 г, когда сотрудниками НИИОСП, под руководством профессора Пчелинцева А.М., выпущено руководство по применению высокомолекулярных соединений при защите фундаментов от касательных сил морозного пучения [17Ошибка! Источник ссылки не найден.]. Однако промышленного применения данная технология не нашла вследствие высокой стоимости полимерных

материалов в то время. Первое применение свай с полимерной оболочкой реализовано при реконструкции порта Лос-Анджелеса, США в 1987 г [137]. Однако, спустя год эксплуатации, в оболочке свай возникли трещины, вследствие термического расширения стальной трубы. Lampro [137] обнаружил, что трещина, появившаяся в оболочке, могла возникнуть вследствие выбора неподходящих полимеров для её изготовления. В дальнейшем, для исключения данной проблемы использовались стеклопластики [128] и модифицированный полиэтилен [30]. В настоящее время, стальные сваи, покрытые стеклопластиком, успешно применяются в Китае (Рис. 1.16 а). При наблюдении в течение 7 лет за мостами различного назначения не было никаких нареканий к эксплуатационным характеристикам таких свай [128]. Оболочки из термоусадочного модифицированного полиэтилена успешно были применены в качестве противопучинной и коррозионной защиты при возведении фундаментов на ряде объектов в РФ, среди которых: обустройство Чаяндинского НГКМ, ТЭЦ-1 и ТЭЦ-3 Норильскэнерго, обустройство куста скважин Южно-Кыртаельского нефтяного месторождения [103] (Рис. 1.16б).



а)



б)

Рис. 1.16. Объекты, воздвигнутые на традиционных сваях, покрытых композитом

а) возведение опор моста в Тайюане на стальных сваях, покрытых стеклопластиком [128] б) трубопровод, воздвигнутый на стальных сваях, покрытых модифицированным полиэтиленом [103]

Основными преимуществами данных свай являются их высокая несущая способность, стойкость к агрессивному воздействию окружающей среды, а также

то, что используются традиционные материалы – хорошо изученные и предсказуемые. К недостаткам можно отнести их значительный вес, высокую стоимость, а также возможность развития процессов коррозии с внутренней стороны металлической трубы в случае отсутствия её заполнения бетоном, и под защитной оболочкой, в случае попадания под неё влаги или грязи.

Сваи из усиленного пластика (structural reinforced plastic pile – SRP pile), или просто морские сваи (SEAPILE) – представляют собой разновидность полимерных свай, основной материал которых выполнен из переработанного пластика. Для повышения прочности и жёсткости данных свай используют армирование стальной или стеклопластиковой арматурой, пространственными стеклопластиковыми каркасами, или же фиброй [160]. Пластиковая матрица, обычно состоит из переработанных отходов домашнего хозяйства, таких как коробки из-под молока, бутылки из-под шампуня и т.д., что делает данные сваи привлекательными с точки зрения экологии.

Изготавливаются данные сваи посредством установки арматурного каркаса в опалубку, с последующим её заполнением пластиком методом непрерывной экструзии (Рис. 1.17). В результате чего, длина свай может достигать 32 метров. Для хорошей защиты от ультрафиолетового (УФ) излучения необходима химическая подготовка поверхности свай антиоксидантами и ингибиторами, тогда как в остальных типах полимерных свай применяются стойкие к УФ излучению полимеры (эпоксидные смолы, полиэтилен). Диаметр производимых свай варьируется в пределах от 254 до 430 мм, с усилением, обычно, от 6 до 16 стальными, или стеклопластиковыми, стержнями.



а)



б)



Рис. 1.17. Производство SRP-свай – а, б [47] и их применение – в, г [139]

Этот тип свай, преимущественно, используют в качестве ограждающих свай в гидротехнических сооружениях. Но известны исследования, подтверждающие возможность использовать их в качестве несущих конструкций легконагруженных сооружений, в частности исследования проведённые Lindsey [139], показывают, что сваи диаметром 305 мм могут выдерживать нагрузку 20 тонн. Основные недостатки усиленных пластиковых свай включают: нарушение адгезии арматурных стержней с телом сваи, и высокую скорость распространения деформаций ползучести, наблюдаемыми при допустимых эксплуатационных нагрузках, модуль упругости данных свай составляет всего 0,37 ГПа, усиление стальной арматурой способно повысить модуль упругости до 8-12 ГПа. В России аналогов данным сваям пока нет.

Сваи из армированных волокном полимеров (FRP piles), или просто композитные сваи (composite piles), в отличие от предыдущих типов, целиком изготавливаются из композита. Чаще всего выполняются из труб круглого сечения, реже коробчатого и эллиптического, выполненных из стеклопластика, базальтопластика, или их сочетания, методом намотки нитей или пултрузии [54]. Поскольку механические характеристики композитов не уступают характеристикам стали, то данные сваи используются при возведении зданий и сооружений в качестве несущих конструкций. В зависимости от величины передаваемых усилий, они могут быть выполнены как пустотелыми, где всю нагрузку воспринимает композитная труба, или же заполненными бетоном, в

случаях, где собственной прочности, или жёсткости, композитной трубы недостаточно для восприятия внешних усилий.

Длина таких свай не ограничена, и может быть выполнена любой: стеклопластиковая труба, изготовленная намоткой, может достигать 10 метров в длину, в зависимости от используемого оборудования, при этом требуемая длина сваи может набираться путём соединения требуемого количества труб между собой. Экономически рентабельными для метода намотки будут диаметры от 50 до 1000 мм, а метода пултрузии - от 50 до 500 мм. Толщина стенки, технологически, также ничем не ограничивается.

Разработанные в США, в девяностых годах XX века, полимерные сваи этого типа получили наибольшее распространение. Обусловлено это их дешевизной и возможностью применения в качестве несущих конструкций. Цена 1 погонного метра таких свай на рынке США находится в районе 165\$ по сравнению со стальной сваей покрытой полимером, цена которой варьируется около 320\$.

Сегодня, на сваях данного типа возведён ряд объектов в США, как правило это лёгкие здания и гидротехнические сооружения: пирсы, причалы, опоры мостов и др (Рис. 1.18).



а)



б)

Рис. 1.18. Объекты, воздвигнутые на композитных сваях [120]
а) проект реконструкции национального заповедника «Statue of Liberty»
б) порт в Сан-Франциско

Первая композитная свая, разработанная в России, описана Квитко А.В. в 2015 г. [67]. Им предложена конструкция композитной винтовой сваи, в которой стеклопластиковая труба передаёт нагрузку от вышележащих конструкций на металлический винт (лопасть).

Ввиду географических и климатических особенностей опыт применения композитных свай в США ограничивается грунтами в немерзлом состоянии. Данных об опыте использования подобных свай в условиях сезонного промерзания грунтов нет. Принимая во внимание значительные отличия свойств композитов от традиционных материалов: низкая теплопроводность, гидрофобность и пр.; необходимо выполнение ряда исследований, позволяющих учесть специфику термомеханических процессов в грунтах при их промерзании и взаимодействии с композитными сваями.

Исходя из того, что процессы морозного пучения актуальны, как для территорий, характеризующихся распространением многолетнемерзлых грунтов, так и для территорий с напластованием грунтов в немерзлом состоянии, для восприятия сил пучения необходимо понимание эффективности взаимодействия фундаментов с грунтами основания, расположенными ниже деятельного слоя. В случае с мерзлыми грунтами – эффективность взаимодействия обуславливается силами прочности смерзания свай и грунта, что подробно освещено в параграфе 1.2.3. Далее будут описаны основные закономерности формирования механических связей грунта и подземной конструкции на их контакте.

1.4.2 Оценка несущей способности свай по грунту

Несущая способность свай по грунту является важнейшей характеристикой для описания механического взаимодействия свай, в том числе композитных, с вмещающими их грунтами в немерзлом состоянии. В мировой практике существует три способа определения несущей способности свай по грунту: расчётный метод, [20], метод статического испытания свай выдёргивающей нагрузкой [15, 26], и по результатам статического зондирования грунта [20, 26].

При изучении взаимодействия материалов фундамента и мерзлых грунтов в России и немерзлых грунтов за границей широкое распространение получил метод лабораторных испытаний на приборах одноплоскостного среза, где в одной половине прибора располагается грунт, а во второй – образец материала свай. Испытания проводятся при различных нормальных нагрузках до разрушения

контакта «грунт-конструкция». По результатам испытаний строится график зависимости касательных напряжений от нормальных и определяются угол трения и сцепления грунта и материала на их контакте. Определение несущей способности по грунту, в данном случае, может быть выполнено по закону Мора-Кулона.

В результате многочисленных испытаний были установлены основные факторы, влияющие на прочность сдвига грунта на контакте с материалом: нормальное напряжение на границе раздела, плотность, влажность, температура и гранулометрический состав грунта, форма его твёрдых частиц, а также шероховатость поверхности материала.

Из закона Мора-Кулона известно, что с увеличением нормального давления увеличивается и предельная сдвиговая нагрузка, необходимая для разрушения грунта. Данный факт находит подтверждение в огромном количестве экспериментов [148,140,91].

Серия испытаний сдвигов песчаных грунтов различной уплотнённости по образцам материала показала увеличение угла трения с ростом индекса уплотнённости (Рис. 1.19, б).

Содержание влаги в грунте оказывает значительное влияние на механическое взаимодействие с подземными конструкциями. Разные исследователи делают противоречивые выводы: в одних случаях отмечается снижение прочности сдвига при росте влажности [122], в других, наоборот - её рост [145]. Следует отметить, что данные исследования выполнялись на грунтах с различным соотношением песчаных и глинистых фракций. Вероятно, противоречие в полученных зависимостях можно объяснить различием граничных влажностей испытанных грунтов, которые могли находиться в разной консистенции при одной влажности. Некоторые исследователи отмечают различие в воздействии влажности грунта на угол трения и его сцепление с конструкцией: с ростом влажности уменьшается угол трения и увеличивается сцепление на контакте [159]. Несмотря на некоторые противоречия, все исследования свидетельствуют о влиянии влажности на прочность сдвига грунта на контакте с конструкцией.

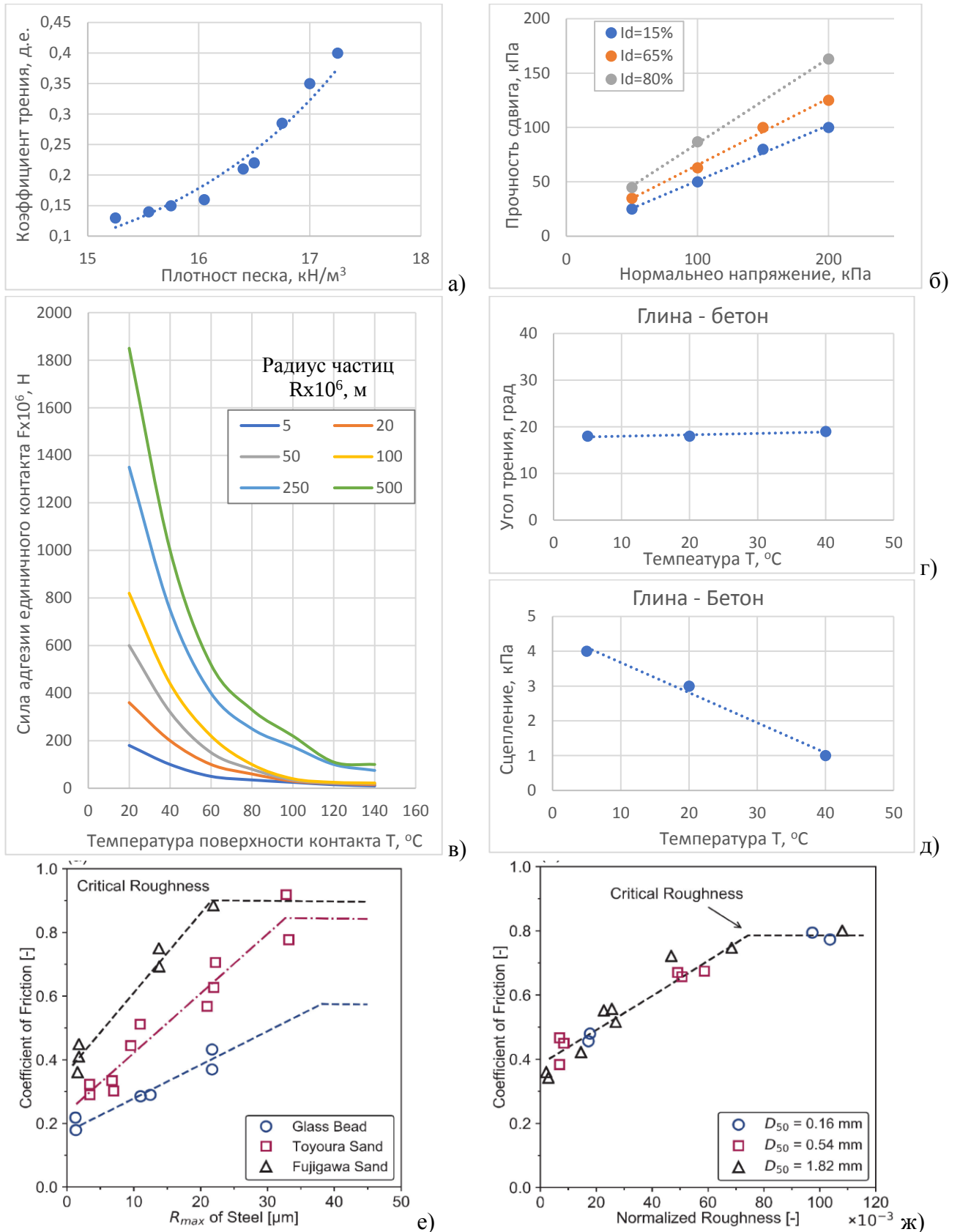


Рис. 1.19. Зависимости параметров взаимодействия грунта и конструкции от различных факторов: а) коэффициента трения от плотности песка [143], б) прочности сдвига от индекса уплотнённости песка [121], в) липкости от температуры поверхности контакта [96], г) угла трения глины на контакте с бетоном от температуры [156], д) сцепления глины на контакте с бетоном [156], е) коэффициента трения от

максимального перепада неровностей поверхности стали [153], ж) коэффициента трения от нормированной шероховатости [153]

Температура является ещё одним фактором, влияющим на прочность сдвига грунта по материалу подземной конструкции. Многочисленные исследования проводились на приборах одноплоскостного среза с возможностью регулирования температуры. Испытания песчаных грунтов показали незначительное влияние температуры на угол трения грунта на контакте с материалом [118, 123, 152, 153]. В тоже время, испытания глинистых грунтов показали значительную их чувствительность к изменению температуры. Так, Yavari N. [156], выполнял сдвиговые испытания глинистого грунта по образцу бетона в диапазоне температур от 5 до 40 °С. Результаты показали, что с ростом температуры изменяется предельное сопротивление сдвигу. При этом, анализ составляющих прочности сдвига показал незначительную чувствительность угла трения на контакте и уменьшение сцепления грунта с материалом при повышении температуры.

Следует отметить работу российских учёных, посвящённую липкости (Созонов С.М., 2016), в которой отмечается снижение сил липкости глинистых грунтов с повышением температуры испытания с 20 до 140 °С (Рис. 1.19в).

Шероховатость материала подземной конструкции является одним из основных факторов, влияющих на прочность сдвига грунта по материалу на их контакте. Описываемая максимальным значением перепада, или средним отклонением неровностей на изучаемом участке поверхности, влияние данного фактора продолжает активно изучаться [134, 141, 140, 146, 148, 147, 151]. Исследователями наблюдается, что прочность сдвига грунта по поверхности материала меньше или равна значению прочности сдвига исследуемого грунта. Выделяется два характерных случая разрушения: по линии «грунт-конструкция» для гладких материалов и «грунт-грунт» для материалов с грубой поверхностью. Отмечается взаимосвязь перехода от грубой к гладкой поверхности от соотношения шероховатости материала и диаметра частиц грунта (Рис. 1.20). Для её описания вводится понятие нормированной шероховатости R_n :

$$R_n = R_{max}/D_{50} \quad (2)$$

Где R_{max} – максимальный перепад неровностей материала на исследуемом участке, мм; D_{50} – средний диаметр частиц грунта.

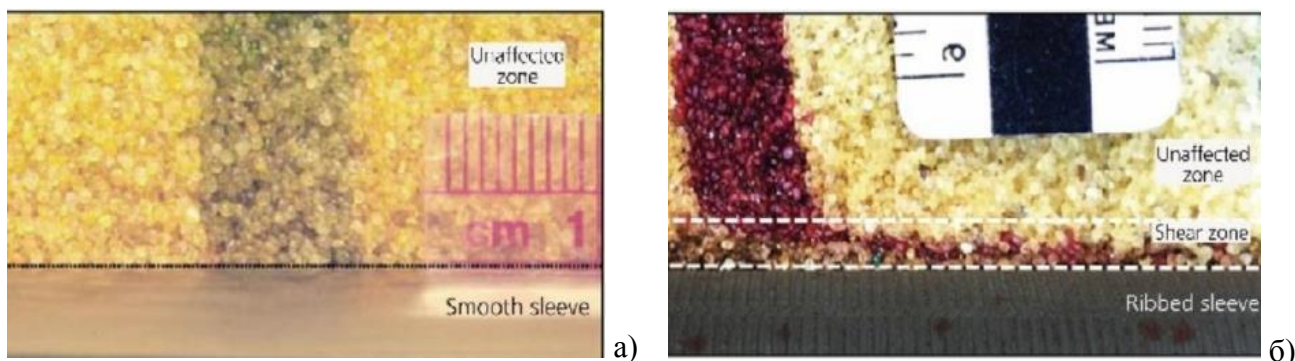


Рис. 1.20. Характерные случаи разрушения
а) по линии «грунт – конструкция», б) по линии «грунт-грунт» [158]

Значение нормированной шероховатости, при которой осуществляется переход линии разрушения от «грунт-конструкция» на «грунт-грунт», получило название критической R_n^{cr} . В разных источниках значение критической нормированной шероховатости различно и изменяется в диапазоне от 0,06 до 0,3. При этом, отметим, что основная масса исследований выполнялась на песчаных грунтах. Результаты экспериментов с глинистыми грунтами свидетельствуют о неприменимости для них ранее указанного диапазона значений критической нормированной шероховатости, полученного для песчаных грунтов.

При этом сцеплении на контакте грунта и подземной конструкции уделено меньше внимания. Современные отечественные нормы СП 22.13330 рекомендуют не учитывать данную величину при оценке устойчивости гибких подпорных стенок, рекомендуя принимать её в запас.

Предполагая близость природы сцепления грунта на контакте с материалом и усилия прилипания грунта к материалам, следует отметить работу по изучению природы липкости грунта [69], в рамках которой было установлено, что силы прилипания грунта к материалу формируются путём возникновения вакуума в микронеровностях поверхности материала, которые не смогли быть заполнены частицами грунта и связанной водой.

Ряд работ, посвящённых оценке взаимодействия полимерных свай с грунтами показывают, что композитные сваи можно отнести к гладким поверхностям [146, 147]. При этом, следует отметить, что большинство образцов стеклопластика изготавливалось в лабораторных условиях. Это означает, что свойства их поверхности могут не соответствовать свойствам промышленно изготовленных образцов, на свойства которых будет оказывать влияние определённые технологические аспекты их производства. В целом, полученные сегодня результаты свидетельствуют о том, что прочность сдвига грунта по стеклопластику выше прочности сдвига по стали, и ниже, чем по бетону. Результаты полевого испытания композитных свай вдавливающей нагрузкой свидетельствуют о том, что их несущая способность по грунту выше стальных свай и сопоставима с бетонными сваями.

1.5 Выводы по главе. Постановка цели и задач исследования

1. Проведённый ретроспективный анализ показал, что проблема морозного пучения, несмотря на более чем столетнюю историю изучения, остаётся актуальной;

2. К основным факторам, влияющим на интенсивность касательных сил морозного пучения относятся: свойства грунта, глубина промерзания, миграция влаги к фронту промерзания и прочности смерзания грунта с материалом фундамента;

3. Изменение глубины промерзания, или оттаивания, у фундаментов является сложным процессом, на который влияет множество факторов. При этом современные нормы не отражают весь этот процесс в полной мере, а существующих исследований недостаточно для комплексного описания данных процессов;

4. Российские нормативные документы не учитывают всего разнообразия материалов, представленных сегодня на строительном рынке, в части оценки их прочности смерзания с грунтами, а проведённых на сегодня исследований

недостаточно для комплексного объяснения причин различия в прочности смерзания материалов разной природы, например стали и полимеров;

5. Наиболее распространённым и эффективным способом защиты зданий и сооружений от негативного воздействия морозного пучения грунта является применение противопучинных свай. Ввиду особенностей строительного производства в регионах, характеризующихся распространением пучения грунта, данные сваи выполняются из металла – материала, подверженного коррозии, в следствие низкой его термодинамической устойчивости к агрессивному воздействию соляных растворов, содержащихся в грунте и на его поверхности;

6. В качестве альтернативы традиционным решениям, могут быть рассмотрены композитные сваи, выполненные из стеклопластиковых или базальтопластиковых труб, проявившие эффективность своего применения в морских условиях прибрежных территорий США. Данных об опыте использования подобных свай в условиях сезонного промерзания грунтов нет;

7. На территориях, характеризующихся распространением сезонного промерзания грунта и отсутствием многолетнемёрзлых грунтов ниже деятельного слоя, возникающие усилия морозного пучения воспринимаются силами трения и сцепления незамёрзшего грунта на контакте с фундаментом;

8. Угол трения грунта на контакте с материалом подземной конструкции меньше или равен углу внутреннего трения грунта, завися, главным образом, от значения шероховатости поверхности материала. Существует критическая нормированная шероховатость, которая является граничным значением между двумя типами разрушения грунта на контакте с конструкцией: «грунт-грунт» и «грунт-конструкция». Значение данной характеристики находится в широком диапазоне от 0,06 до 0,3. При этом существует ряд работ, указывающих на неприменимость данных значений для глинистых грунтов, широко распространённых на территории России.

9. Сцеплению грунта и материала подземной конструкции в исследованиях уделено мало внимания, ввиду использования, в большей части экспериментальных работ, песчаных грунтов. Нормативные документы

регламентируют не учитывать значение сцепления грунта на контакте материалом, принимая его в запас.

На основе сделанных выводов были сформулированы цель и задачи диссертационной работы.

Цель работы: Экспериментально-теоретическое изучение физических, теплофизических и механических процессов, происходящих в грунте вокруг конструкций фундамента из композитных материалов в условиях сезонного промерзания грунта; разработка и обоснование конструктивных решений подземных частей сооружений на основе полученных закономерностей.

Задачи исследования:

1. Оценить, путём численного моделирования, процесс промерзания немерзлых и оттаивания многолетнемерзлых грунтов, влияние различных параметров фундаментов на развитие толщи деятельного слоя в сопоставлении с результатами лабораторных экспериментов;

2. Разработать методики определения сил трения на контакте «немерзлый грунт – материал», прочности смерзания на контакте «мерзлый грунт – материал» и экспериментально исследовать влияние свойств различных материалов на силы трения, возникающие на контакте «немерзлый грунт-материал» и прочность смерзания на контакте «мерзлый грунт-материал»;

3. Разработать конструктивные решения фундаментов из композитных материалов на основе результатов проведённых экспериментов;

4. Выполнить натурные наблюдения за поведением свай различной конструкции и материалов при сезонном промерзании грунта опытной площадки и установить их несущую способность путём статических испытаний.

2 ЧИСЛЕННЫЕ И ЛАБОРАТОРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАСПРЕДЕЛЕНИЯ ТЕМПЕРАТУРЫ В ГРУНТОВОМ МАССИВЕ С ФУНДАМЕНТОМ

2.1 Численное моделирование процессов промерзания

2.1.1 Методология численного эксперимента

Исследование производилось методом численного моделирования процесса промерзания и оттаивания грунтового массива с погруженной в него сплошной одиночной сваи круглого сечения. Расчёты производились в программном комплексе Qfrost, реализующем конечно-разностный метод определения температуры каждой точки расчётной модели, с учётом изменения температур воздуха в годовом цикле, условий теплопередачи между грунтом и атмосферой, а также переходов грунта из талого состояния в мёрзлое и обратно. Процесс теплопроводности в грунтовом массиве реализовывался путём решения уравнения теплопроводности Фурье.

На основе возможностей используемого программного комплекса были выделены факторы, предположительно влияющие на формирование описанной воронки деятельного слоя у фундамента: теплофизические (теплопроводности и теплоёмкость материала фундамента), конструктивные (тип, диаметр и глубина заложения фундамента, высота его подъёма над землёй), климатические (температура воздуха, условия теплопередачи «грунт-воздух»). Для установления степени влияния каждого из факторов, решался ряд задач, в каждой из которых последовательно менялся один, с сохранением неизменными остальных (см. Табл. 2.1.). Задача решалась моделированием процесса промерзания и оттаивания с фиксацией следующих параметров воронки (см Рис. 2.1):

– Коэффициент, равный отношению глубин промерзания/оттаивания грунта у сваи и вдали от неё: $k=d_1/d_2$;

– Высота воронки – разность между глубинами промерзания/оттаивания грунта у сваи и вдали от неё: $\delta=d_1-d_2$;

Радиус воронки r , м.

Табл. 2.1. Матрица численного эксперимента

№ задач и	Фактор	Теплотфизические факторы		Конструктивные факторы			Климатические факторы		Грунт	
		Теплопроводность ¹ , Вт/(м·K)	Теплоёмкость ² , МДж/(м³·K)	Тип фундамента	Диаметр, м	Длина, м	Высота над землёй, м	Температура воздуха ³ , °C		Коэффициент теплоотдачи ⁴
Моделирование процесса промерзания грунта										
1	Теплопроводность, Вт/(м·K)	0,2; 1,3; 1,5; 2; 2,5; 5; 7,5; 15; 25	3,7	Свая, лента	0,4	10	1	Чита	4	Тип 1
2	Теплоёмкость, МДж/(м³·K)	25	1,6; 3,7	Свая					4; 3; 2,3; 1,5; 0,95; 0,62; 0,42; 0,32; 0,26	
3	Теплоотдача	0,2; 25	3,7	Свая				-5, -10, -15		
4	Температура, °C									
5	Высота над землёй, м						0; 0,25; 0,5; 0,75; 1; 1,25	Чита		
6	Диаметр, м						1			
7	Длина, м	0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1,2	3,5; 4; 5; 6; 7; 8; 10; 12							
Моделирование процесса оттаивания ММГ (в твердомёрзлом состоянии)										
8	Теплопроводность, Вт/(м·K)	0,2; 1,3; 1,5; 2; 2,5; 5; 7,5; 15; 25	3,7	Свая, лента	0,4	10	1	Якутск	25	Тип 2
9	Теплоёмкость, МДж/(м³·K)	25	3,7; 1,7	Свая					10; 25; 40	
10	Теплоотдача	0,2; 25	3,7					Свая		
11	Температура, °C									
12	Высота над землёй, м						0; 0,25; 0,5; 0,75; 1;		Якутск	
13	Диаметр, м			0,2; 0,4; 0,6			1			
14	Длина, м	0,4	2, 3, 5, 8, 10, 13							
Примечания: 1. Значения теплопроводности принималось для основных конструкционных материалов: 0,25 – стеклопластик [40], 1,5 – бетон, 25 – сталь; а также промежуточные значения; 2. Значения теплоёмкости принимались равными двум материалам: бетону и стали; 3. Температура задавалась переменной, с изменением значения ежемесячно. Среднемесячные температуры принималась согласно метеорологическим данным [22] для г. Читы и г. Якутска. Для задач 4 и 12 принимались среднезимние температуры. Повышение температуры воздуха у поверхности грунта не учитывалось, поскольку его влияние на распределение температур в грунте незначительно [86]; 4. Коэффициент теплоотдачи моделирует снежный покров зимой и растительный летом. Значения коэффициента рассчитывалось для снежных покровов толщиной 0,1, 0,15, 0,3, 0,6, 1, 1,5, 2, 2,5 м. Значения коэффициента для растительного покрова принимались согласно [86], как минимальное, среднее и максимальное значения.										

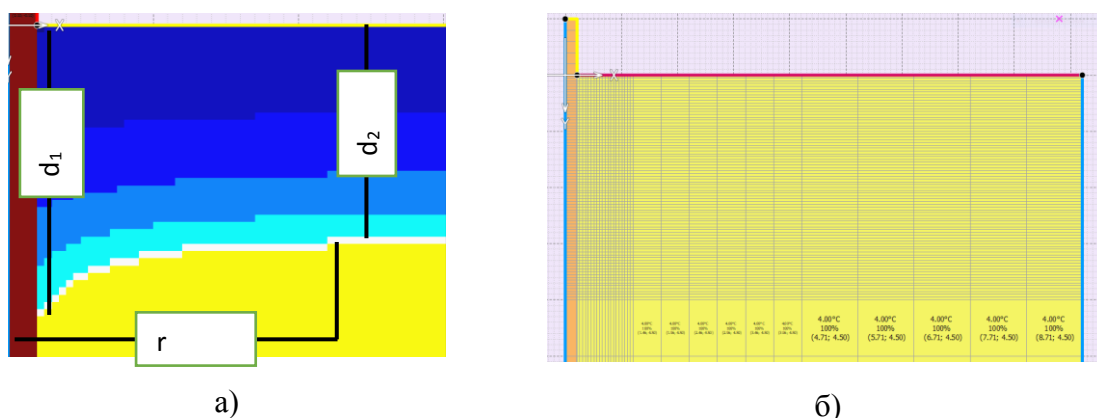


Рис. 2.1. Расчетная схема к численному расчету
 а) Параметры воронки б) Разбиение модели на блоки от 5х5 см. до 100х100 см.

Теплофизические характеристики грунтов представлены в Табл. 2.2

Табл. 2.2. Теплофизические характеристики грунтов, используемых в исследовании

Тип №	Тип задачи	Теплопроводность, Вт/(м·К)		Объёмная теплоёмкость МДж/(м³·К)		Теплота фазовых превращений, МДж/м³	Температура замерзания, °С
		Талого	Мерзлого	Талого	Мерзлого		
1.	Промерзание	1,338	1,513	2,8	2,14	44,75	-1,8
2.	Оттаивание	1,74	1,95	2,84	2,15	97,98	-0,5

Численная модель представляла собой массив грунта, размеры которого назначались из условия недопущения их влияния на размеры воронки, и составили: ширина - 9 м., глубина - 13 м. Разбиение модели на сетку конечных элементов представлено на Рис. 2.1.б: для получения более точных размеров воронки, в предполагаемом месте её формирования, ячейки сетки задавались небольшими размерами (5×5 см). Для сокращения числа блоков, их размеры увеличивались при удалении от свай. Укрупнение производилось таким образом, чтобы каждый угол конечного элемента сопрягался со всеми окружающими углами.

К поверхностям модели грунта прикладывались граничные условия (далее ГУ) с учётом рекомендаций [56]: к верхней – ГУ третьего рода с задаваемыми значениями температуры и коэффициента теплопередачи в каждой задаче согласно Табл. 2.2, значения которых принимались согласно многолетним

метеорологическим наблюдениям в исследуемой климатической зоне [22]; к боковым – ГУ второго рода с нулевым значением теплопотока в моделируемую систему; к нижней – ГУ первого рода, с постоянным значением, равным начальной температуре грунта, равным «+4 °С» и «-3 °С» для задач, моделирующих промерзание и оттаивание грунтов соответственно; к надземной части сваи – ГУ первого рода, с переменным значением температуры, принятым по результатам многолетних метеорологических наблюдений в исследуемой зоне [22]. В левой части области моделировалась свая, переменного диаметра и длины. Технологические параметры изготовления сваи не учитывались в исследовании ввиду невозможности их моделирования в используемом программном комплексе. Свая задавалась как грунт, с теплофизическими характеристиками исследуемого материала фундамента и температурой фазового перехода равной минус 100 °С, что в условиях решаемых задач невозможно, т.о. исключались тепловыделения при переходе температуры сваи через 0. Задачи, в которых моделировалась свая решались в осесимметричной постановке, с осью симметрии проходящей через центр сваи. При моделировании ленточного фундамента решалась плоская задача.

Для проверки адекватности расчётной модели производился расчёт, описанный [87]. Результаты сведены в Табл. 2.3.

Табл. 2.3. Проверка адекватности используемой модели

Рассчитанная глубина оттаивания, м		
Данные по [87]		ПК, используемое в исследовании
СП 25.13330.2012 по данным натурных наблюдений	ПК Frost 3D Universal	
1,62	1,6	1,55
Примечание: при составлении расчётной модели использовались данные, указанные в статье [87]: средние температуры каждого месяца, теплофизические характеристики грунтов, их начальная температура. Ввиду отсутствия данных по назначенным ГУ, были приняты: боковые – второго рода, верхние – первого рода (с переменной температурой каждого месяца), нижние – первого (с постоянной температурой -3 °С)		

Учитывая отсутствие данных о ГУ [87] и размеры ячеек сетки конечных элементов у фундамента равные 5 см, результаты сравнительного расчёта позволяют судить об адекватности используемой модели и достаточности её для применения в исследовании.

2.1.2 Результаты численного моделирования и их анализ

Результаты решения задач 1 и 8 представлены на Рис. 2.2. Анализируя характер поведения зависимости отношения k от теплопроводности материала сваи $\lambda_{\text{св}}$ на конец каждого месяца, как при промерзании грунта (Рис. 2.2.а), так и при его оттаивании (Рис. 2.2б), можно заметить, что воронка начинает формироваться при выполнении условия $\lambda_{\text{св}} > \lambda_{\text{гр}}$ (см Рис. 2.2в). Далее, с увеличением значения $\lambda_{\text{св}}$, увеличивается и воронка.

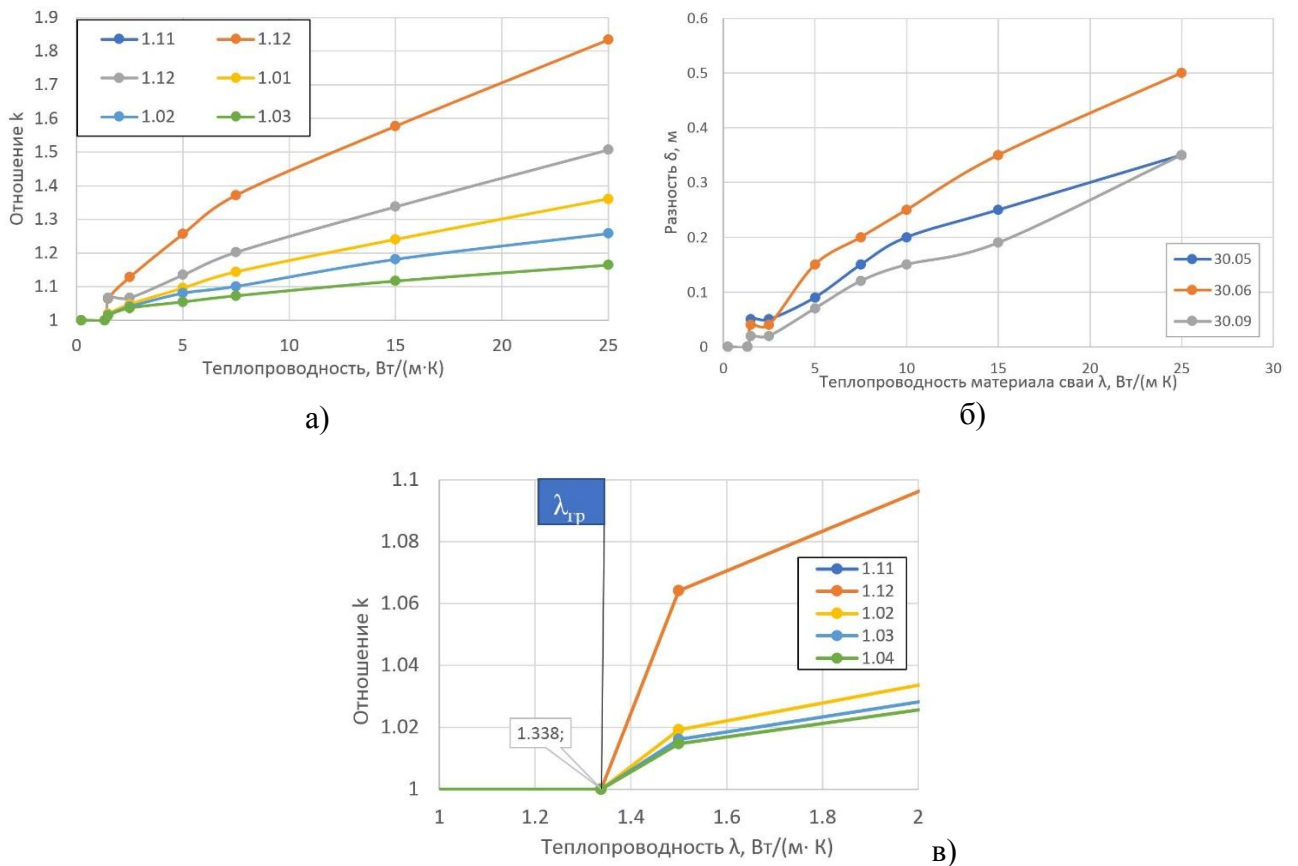


Рис. 2.2. Графики зависимости параметров воронки от теплопроводности при а) промерзании б) оттаивании ММГ в) в момент возникновения воронки

На Рис. 2.3 представлены изотермы грунта на 1.12 при его промерзании вокруг различных типов фундамента, различной теплопроводности. Сравнивая полученные распределения, становится очевидным изменение высоты воронки при изменении типа фундамента и его материала.

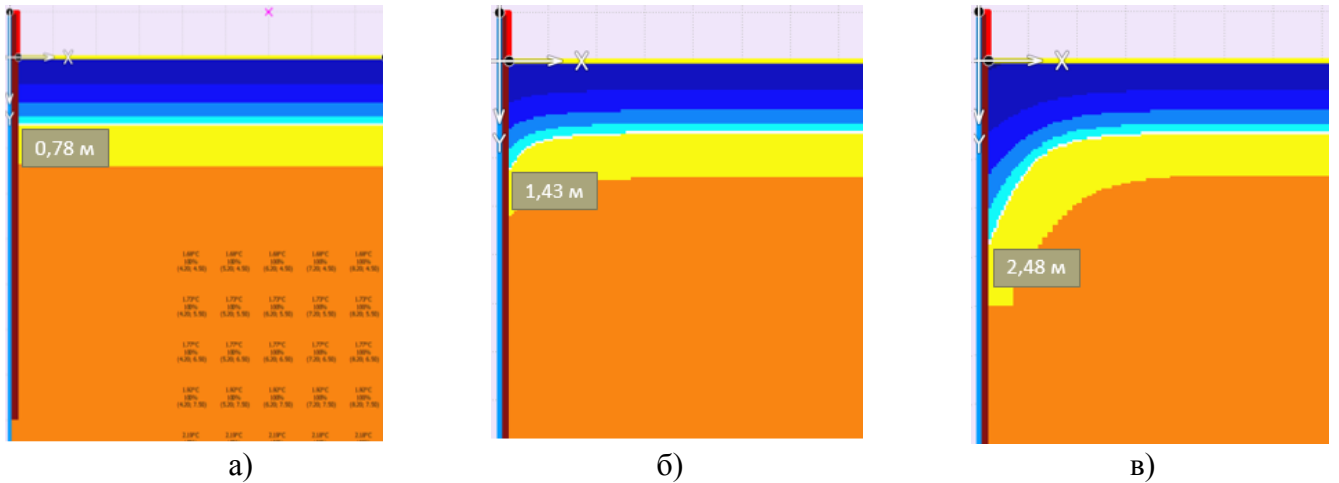
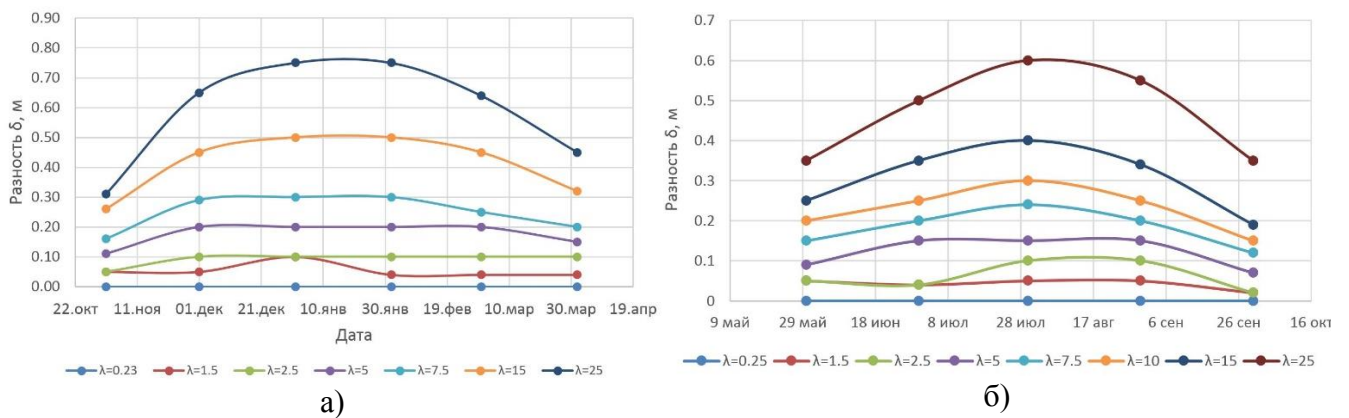


Рис. 2.3. Распределение температур грунта у различных фундаментов
 а) сплошная стеклопластиковая свая (осесимметричная задача, $\lambda_{св}=0,25$ Вт/м·К); б) сплошная стальная свая (осесимметричная задача, $\lambda_{св}=25$ Вт/м·К); в) ленточный стальной фундамент (плоская задача, $\lambda_{ф}=25$ Вт/м·К)

Сравнивая динамику изменения высоты воронки (разница δ) во времени (Рис. 2.4 а и б) с абсолютными значениями температуры воздуха (Рис. 2.4 в и г), можно заметить их взаимосвязь: так при изменении абсолютного значения температуры воздуха, в ту же сторону изменяется и высота воронки, а при отсутствии изменения значений температуры воздуха - размеры воронки имеют незначительные изменения (Рис. 2.4. д).

Таким образом, наибольшая высота воронки и, соответственно, наибольшее искривление фронта промерзания происходит в период максимальных абсолютных значений температуры воздуха, когда, в случае с промерзанием, происходит наиболее интенсивное пучение грунтов [74].



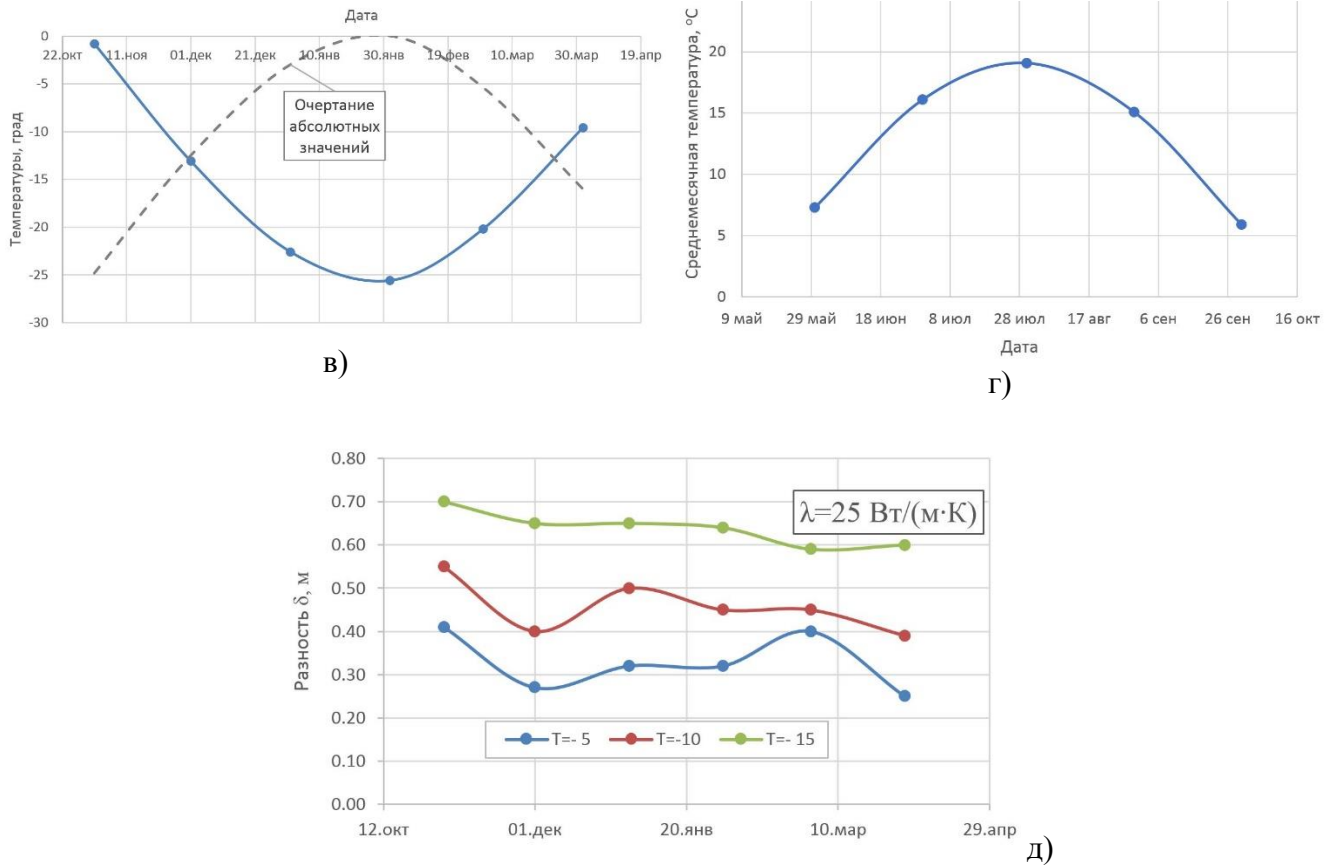


Рис. 2.4. Результаты анализа развития высоты воронки во времени а) при промерзании грунта, б) оттаивании ММГ; в) распределение отрицательных температур при моделировании промерзания; г) распределение положительных температур при моделировании оттаивания; д) Изменение высоты воронки при постоянной температуре

Анализируя зависимость высоты воронки от теплоёмкости материала, можно заметить, что данный фактор оказывает минимальное влияние (Рис. 2.5).

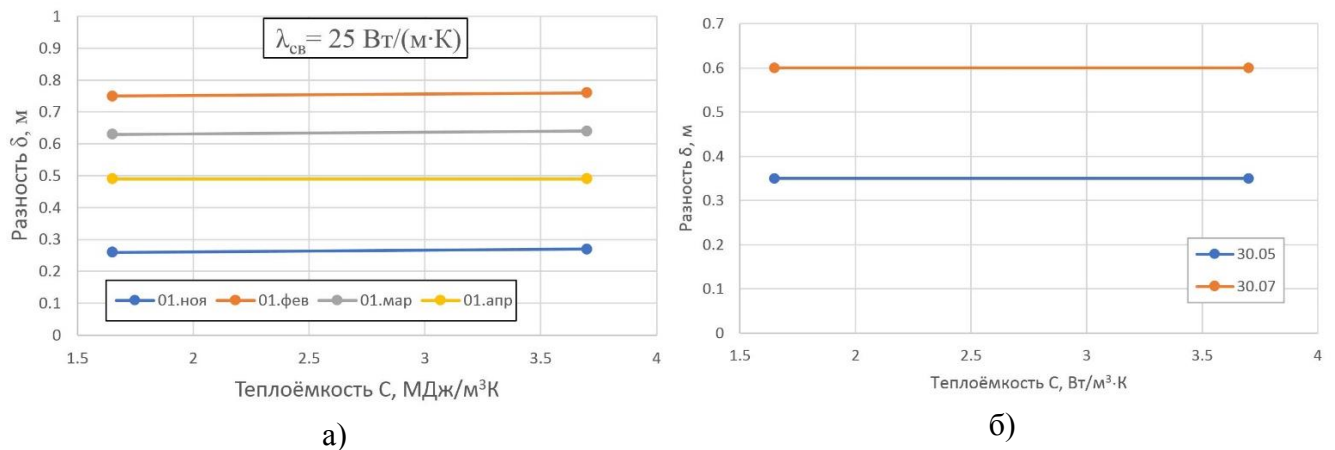


Рис. 2.5. Графики зависимости высоты воронки от теплоёмкости материала при а) промерзании грунта, б) оттаивании ММГ

С понижением значения коэффициента теплопередачи α , которое моделирует повышение снежного покрова зимой, или же густоту растительного покрова летом,

степень влияния сваи на распределение температур в грунте повышается, что видно по графику зависимости отношения k , от высоты снежного покрова (см. Рис. 2.6. а). Физический смысл достижения графиком асимптоты, является образование воронки из промёрзшего/оттаявшего грунта, при отсутствии промерзания вдали от сваи (Рис. 2.6. б).

Рассматривая значение коэффициента α в диапазоне значений, соответствующих фактически наблюдаемым снежному или растительному покровам, можно сделать вывод о линейной зависимости размеров формируемой воронки деятельного слоя вокруг фундамента от значения коэффициента теплопередачи (Рис. 2.6. в и г). Гиперболическое очертание графика характерно для случаев использования вдоль здания теплотехнических барьеров, обладающих низкими параметрами теплопередачи.

Вышепредставленные выводы справедливы для случая, в котором выполняется условие $\lambda_{\text{св}} > \lambda_{\text{гр}}$, при $\lambda_{\text{св}} < \lambda_{\text{гр}}$ данной зависимости нет.

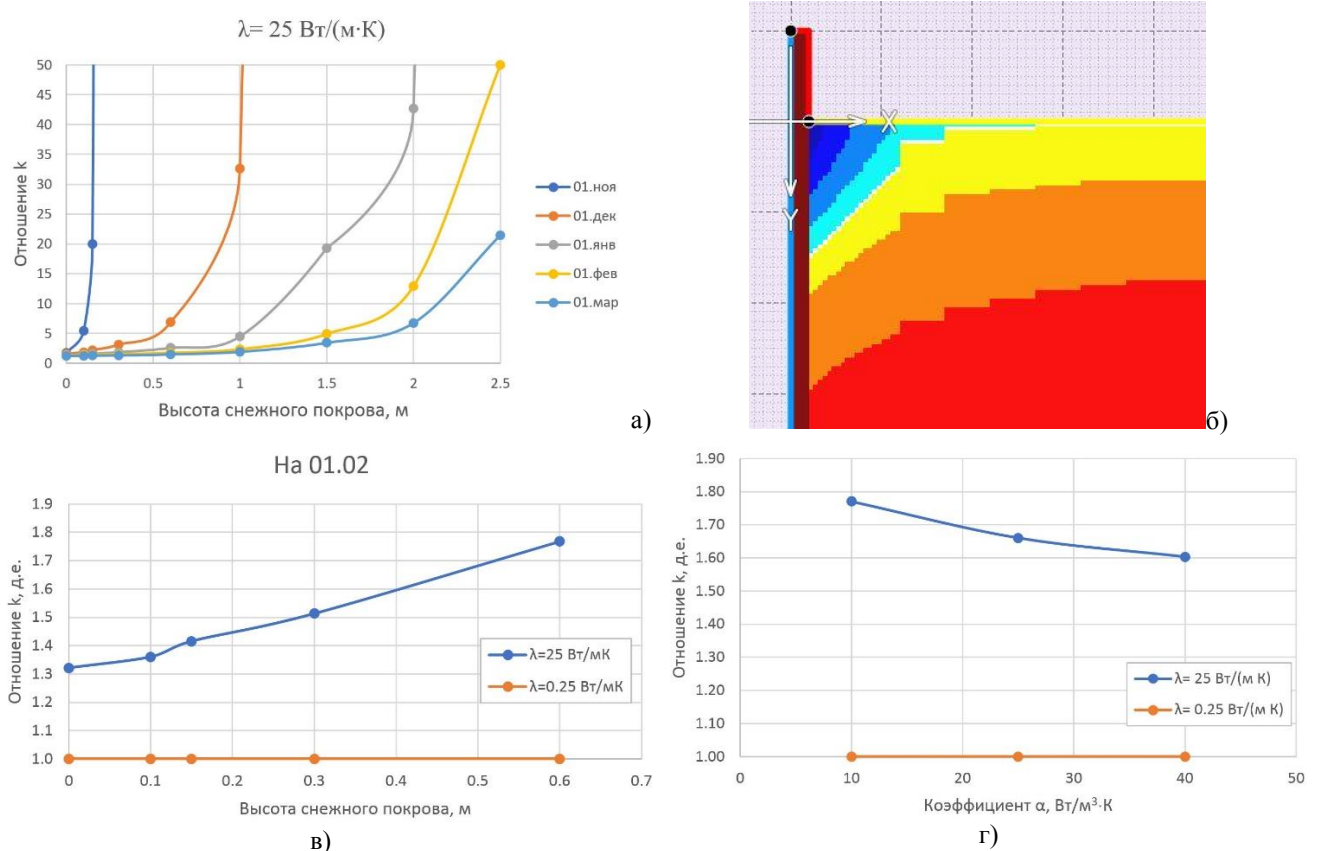


Рис. 2.6. Результаты решения задач 3 и 11

а) Графики зависимости относительной высоты воронки от высоты снежного покрова; б) распределение температур у сваи с $\lambda_{\text{св}} = 25$ и α грунта для снега высотой 2м на 1.01 в)

зависимость отношения k от высоты снега при промерзании и г) зависимость отношения k от коэффициента α при оттаивании

Анализируя влияние среднезимней температуры на высоту воронки (Рис. 2.7), можно заметить, что с повышением абсолютного значения температуры, увеличивается и высота воронки, что подтверждает сделанные ранее выводы. При $\lambda_{\text{св}} < \lambda_{\text{гр}}$ данной зависимости нет.

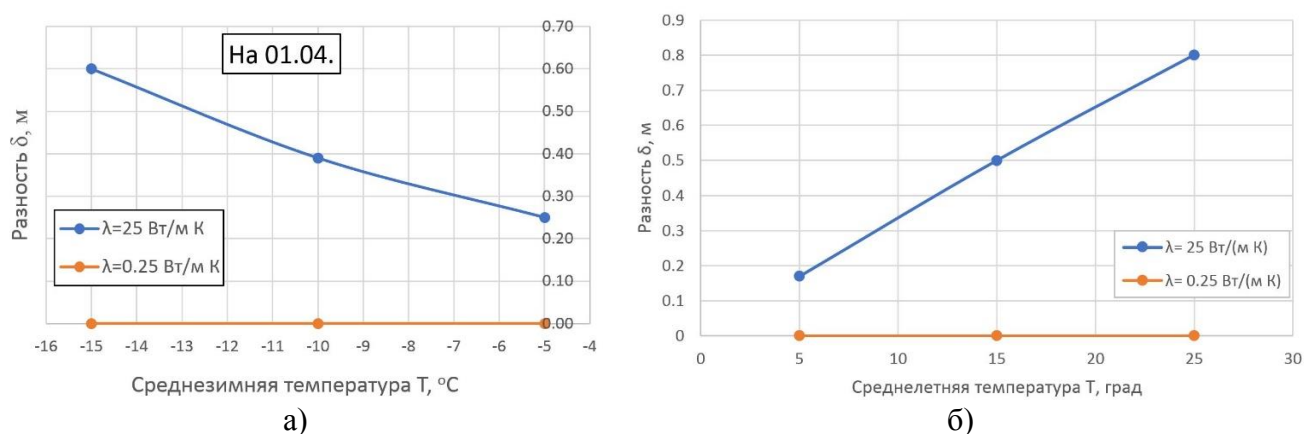


Рис. 2.7. Графики зависимости высоты воронки от температуры при а) промерзании грунта и б) оттаивании ММГ

Результаты расчёта задач 5 и 12, свидетельствуют об отсутствии влияния высоты подъёма сваи над землёй на размеры воронки. Однако, данный результат мог быть получен вследствие несовершенства расчётной модели, поскольку в ней не учитывается обдувание поверхности сваи ветром и её нагрев от солнечной радиации.

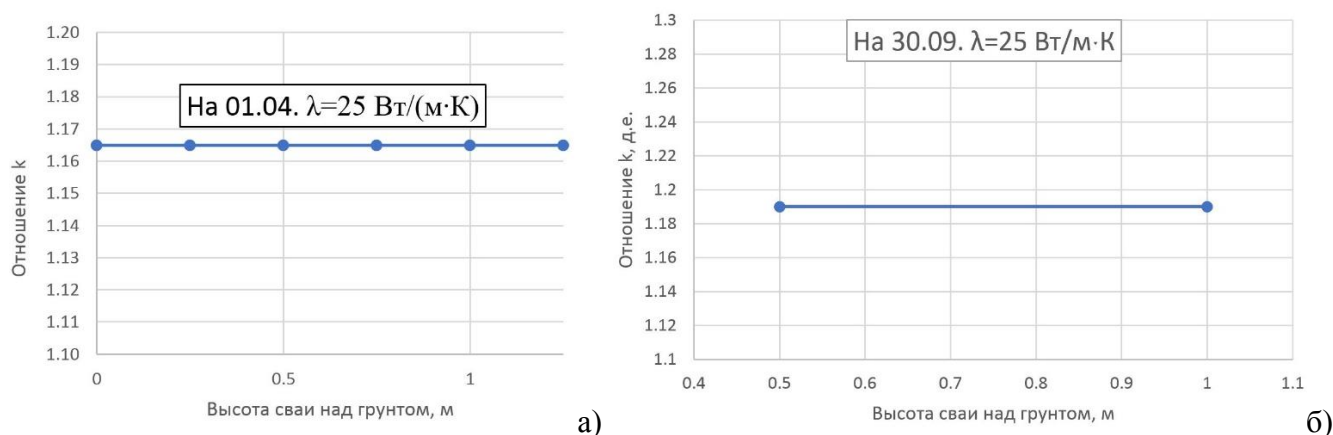


Рис. 2.8. Графики зависимости отношения k от высоты подъёма сваи над грунтом при а) промерзании грунта и б) оттаивании ММГ

Следует отметить, что на основе полученных ранее зависимостей, воздействием солнечной радиации и обдуванием поверхности свай с теплопроводностью ниже теплопроводности грунта можно пренебречь (Рис. 2.8).

Ещё одним значимым фактором, влияющим на формирование воронки, является диаметр сваи. Так, с увеличением диаметра – увеличивается, как высота воронки (Рис. 2.9), так и её радиус (Рис. 2.11). При $\lambda_{\text{св}} < \lambda_{\text{гр}}$ данной зависимости также нет.

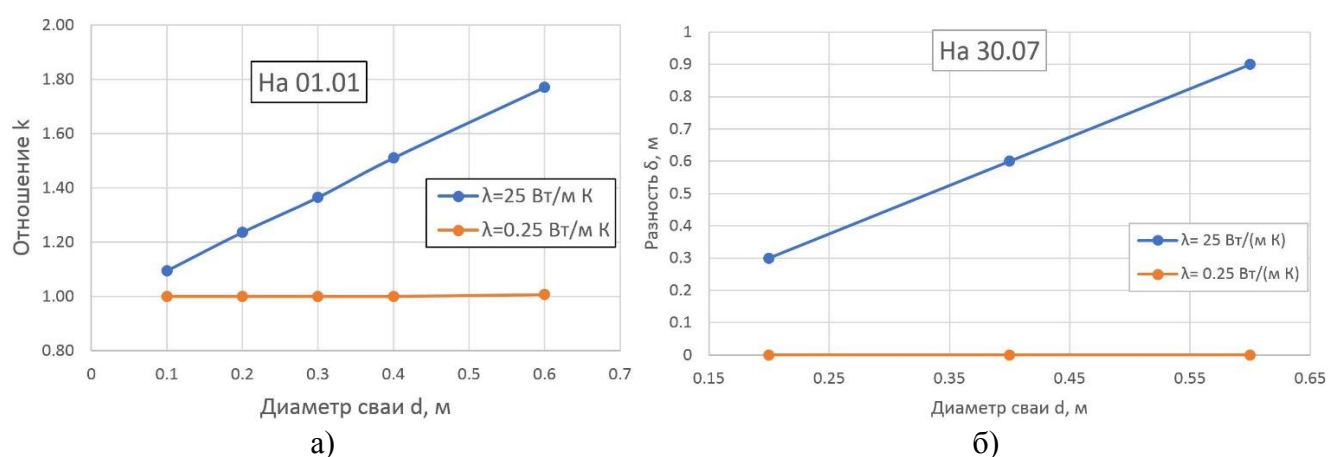
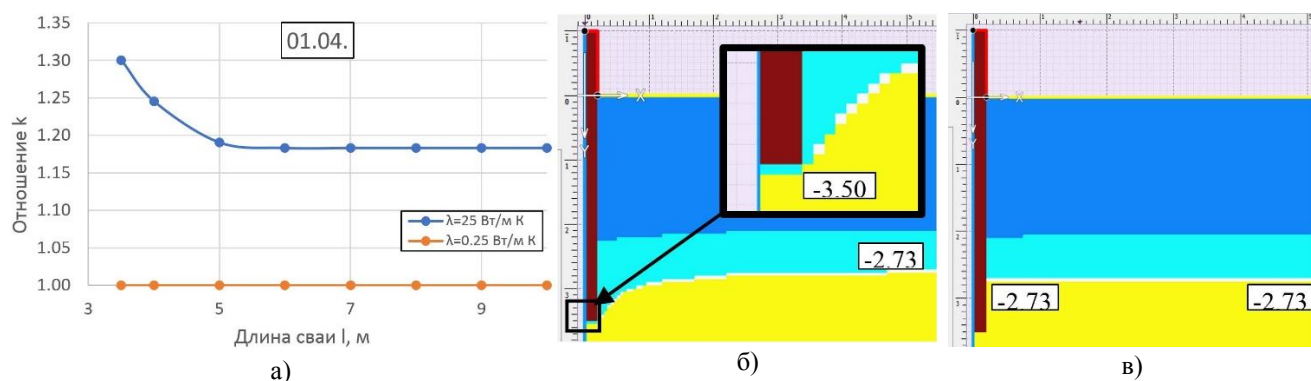


Рис. 2.9. Графики зависимости высоты воронки от диаметра сваи при а) промерзании грунта и б) оттаивании ММГ

Изучая влияние длины сваи (Рис. 2.10.), можно сделать вывод о том, что в теплообмен могут включаться слои грунта, расположенные ниже деятельного слоя. Оказывая дополнительное тепловое воздействие на сваю, они препятствуют развитию воронки из мерзлого, или талого, грунта. Данный эффект виден по выравниванию графика зависимости отношения k от длины сваи. Также, следует заметить, что при отсутствии отмеченного противодействия, возможно понижение фронта промерзания ниже пяты сваи или подошвы фундамента мелкого заложения (Рис. 2.10. б и в).



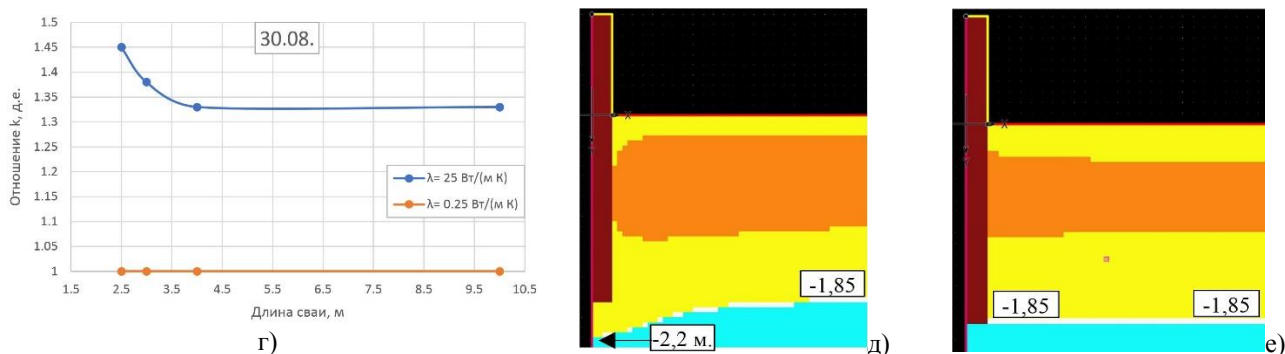


Рис. 2.10. Результаты решения задач 7 и 14

а) график зависимости отношения k от длины сваи при промерзании грунта; б) Распределение температур у стальной сваи с длиной 3,5 м; в) тоже у сваи из стеклопластика; г) график зависимости отношения k от длины сваи при оттаивании ММГ; д) Распределение температур у стальной сваи с длиной 1,85 м; е) Распределение температур у композитной сваи с длиной 1,85 м;

В Табл. 2.4. представлены результаты расчёта глубин промерзания у свай различной длины. Анализируя её, можно заключить, что для наиболее эффективного противодействия распространению воронки необходимо, чтобы не менее 40 % сваи находилось в слоях грунта, расположенных ниже деятельного слоя. При $\lambda_{св} < \lambda_{гр}$ данной зависимости также нет.

Табл. 2.4. Некоторые результаты расчёта глубин промерзания

Дата	Глубина промерзания, м		Отношение k	Разность δ, м	Процент ¹	Дата	Глубина промерзания, м		Отношение k	Разность δ, м	Процент ¹
	У сваи	вдали					У сваи	вдали			
3,5 +1 метр ²						5 +1 метр					
1.11	0,38	0,07	5,43	0,31	10	1.11	0,38	0,07	5,43	0,31	8
1.12	1,43	0,78	1,83	0,65	39	1.12	1,43	0,78	1,83	0,65	29
1.01	2,27	1,48	1,53	0,79	61	1.01	2,23	1,48	1,51	0,75	45
1.02	2,88	2,08	1,41	0,85	78	1.02	2,83	2,08	1,36	0,75	57
1.03	3,33	2,48	1,36	0,90	90	1.03	3,18	2,48	1,28	0,7	64
1.04	3,50	2,73	1,30	0,82	95	1.04	3,25	2,73	1,19	0,52	65
9+1 метр						10+1 метр					
1.11	0,38	0,07	5,43	0,31	4	1.11	0,38	0,07	5,43	0,31	3,8
1.12	1,43	0,78	1,83	0,65	16	1.12	1,43	0,78	1,83	0,65	14
1.01	2,23	1,48	1,51	0,75	25	1.01	2,23	1,48	1,51	0,75	22
1.02	2,83	2,08	1,36	0,75	31	1.02	2,83	2,08	1,36	0,75	28
1.03	3,12	2,48	1,26	0,64	35	1.03	3,12	2,48	1,26	0,64	31
1.04	3,23	2,73	1,18	0,50	36	1.04	3,23	2,73	1,18	0,50	31

1- под процентом принята величина процентного соотношения длины сваи, находящейся в слое сезонномёрзлого грунта, к общей длине сваи, погруженной в грунт;

2 -обозначение длины сваи: первое слагаемое обозначает длину участка сваи, погруженного в грунт, второе слагаемое обозначает длину участка сваи, возвышающегося над грунтом;

3 – красным закрашены значения, которые отличаются от значений, полученных при расчёте сваи длиной 9 м.

Аналогично Рис. 2.4.в, по графику зависимости r от теплопроводности, можно сделать вывод о том, что воронка образуется при выполнении условия $\lambda_{св} >$

$\lambda_{гр}$. (Рис. 2.11. а и б). Анализируя изменение радиуса воронки во времени, можно сказать, что она увеличивается линейно (Рис. 2.11в.) Кроме того, на радиус оказывает влияние диаметр сваи: чем диаметр сваи больше – тем больше и радиус воронки (Рис. 2.11г). Радиус воронки на конец зимнего периода имеет значение от 9 до 12 диаметров сваи. Различие в значениях воронки может быть объяснено увеличением размеров ячеек сетки конечных элементов вдали от сваи, что повышает погрешность расчёта.

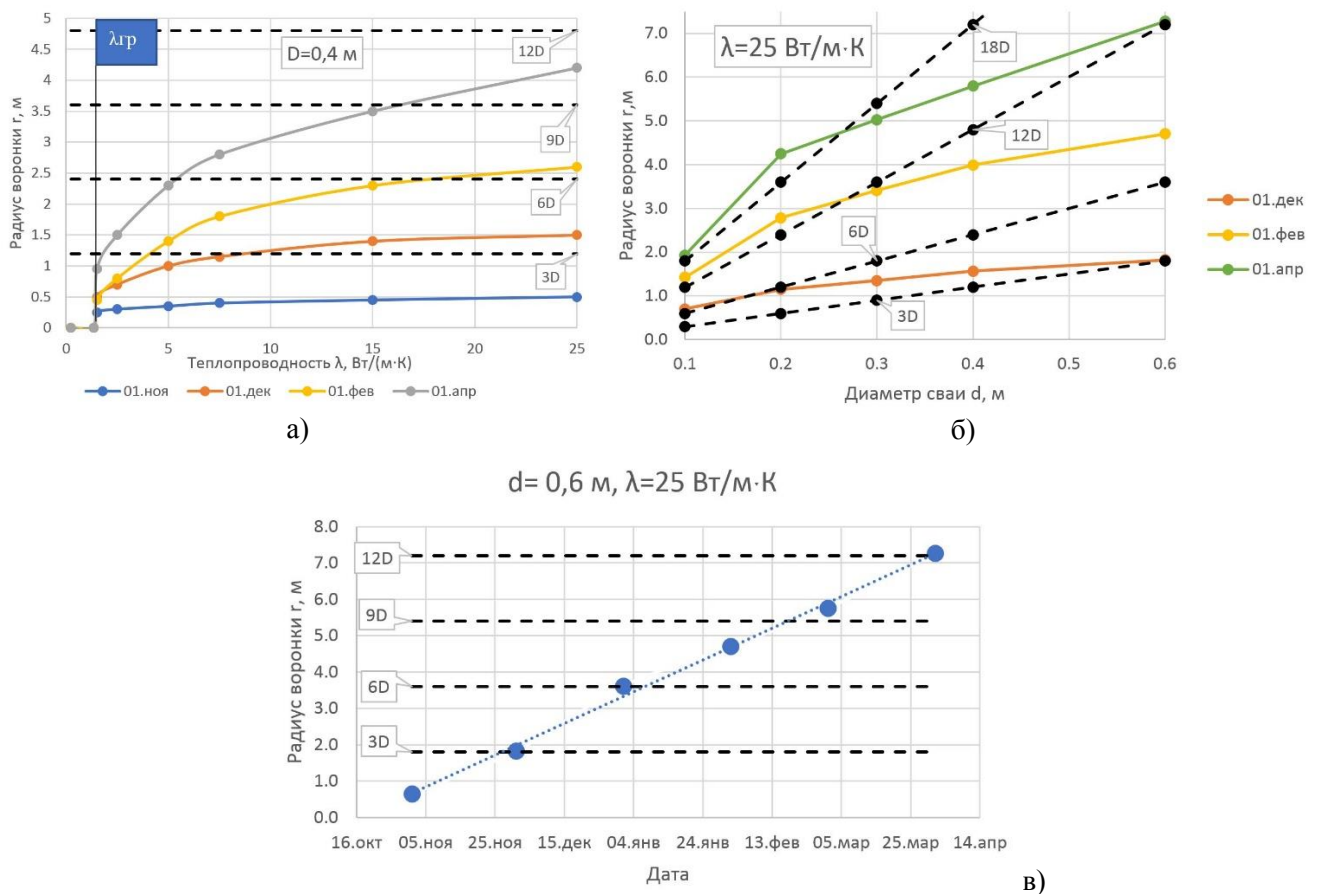


Рис. 2.11. Графики зависимости радиуса воронки при промерзании грунта r от а) теплопроводности материала сваи; б) диаметра сваи в) изменения во времени

Исследование влияния каждого из факторов, показало, что воронка образуется в том случае, если теплопроводность материала фундамента выше теплопроводности окружающего его грунта. К факторам, влияющим на размеры воронки, можно отнести: тип фундамента, теплопроводность его материала, размеры поперечного сечения, длину, температуру воздуха, а также параметры теплообмена на границе атмосфера-грунт. Теплоёмкость можно отнести к факторам, влияние которых незначительно, или отсутствует вовсе. Влияние

высоты подъёма сваи над землёй в данном исследовании раскрыто не в полной мере, поскольку в созданной модели не учтено обдувание сваи ветром, а также обогревающее воздействие солнечной радиации, что будет учтено в дальнейшей работе.

Промерзание грунтов сопровождается рядом процессов, таких как: миграция влаги, увеличение объёма воды при переходе из жидкого состояния в твёрдое, воздействие пучащегося грунта на подземные конструкции и др. Соответственно, интенсификация промерзания грунтов у сваи, проявляющаяся образованием зафиксированной воронки, оказывает влияние на приведённые процессы.

К сожалению, использованный в исследовании программный комплекс не позволяет учитывать процесс массопереноса, поэтому судить о его влиянии на возникающие при промерзании грунта касательные силы пучения следует исключительно по данным исследований других авторов.

Как известно, миграция влаги зависит от скорости промерзания грунта. Существует оптимальное значение скорости промерзания, при котором, значение миграционного потока максимально. Согласно [112] оптимальное значение скорости промерзания находится в диапазоне 0,6 ... 1 мм/час, при значениях 0..0,04 и свыше 8 мм/ч миграционный поток отсутствует. Исследования [74] показывают, что для различных грунтов значение оптимальной скорости промерзания различно, и находится в диапазоне 1,8...3,6 мм/час. Результаты расчёта задачи 1 для свай с теплопроводностью 25 и 0,25, что соответствует стальным и стеклопластиковым сваям показывают, что на конец зимнего периода глубина промерзания у стальной сваи составляет 3,18 м, что соответствует средней за зиму скорости промерзания 0,73 мм/час, тогда как у стеклопластиковой - глубина промерзания составила 2,73, а скорость - 0,63 мм/час, что на 15% меньше. Выполняя подобный анализ по месяцам, следует отметить, что в наиболее холодный период года разница в скоростях промерзания может достигать 33%. Скорость промерзания грунта у стальных свай выше, чем у стеклопластиковых, но меньше, чем оптимальное значение. Это означает, что в данном случае, к стальной свае будет мигрировать большее количество влаги, чем к стеклопластиковой. Повышение влажности

грунта в зоне образующейся воронки приведёт к изменению таких его свойств, как теплопроводность, консистенция и степень пучинистости. Таким образом, с течением времени, ввиду снижения теплопроводности грунта вокруг сваи за счёт увеличения его влажности, кривизна данной воронки может уменьшаться, тем не менее, интенсивность воздействия касательных сил пучения данных грунтов будет выше, чем у этих грунтов в первоначальном состоянии.

Как показывают лабораторные исследования [78] и полевые наблюдения [27, 16], линия действия сил морозного пучения будет также направлена по нормали к фронту промерзания (см. Рис. 1.9). Таким образом, при искривлении фронта промерзания, в контактной зоне сваи и грунта, помимо касательной, возникает ещё и нормальное воздействие пучения на сваю. Это напрямую сказывается на НДС промерзающего грунта и способствуют повышению прочности его смерзания с фундаментом и, как следствие, повышению сил морозного пучения, ввиду увеличения сил смерзания с ростом приложенной нормальной нагрузкой (см. п.3.3.2)

При оттаивании, талая вода, совместно с инфильтрационными осадками, в летний и осенний периоды могут скапливаться в образуемой воронке и способствовать более интенсивному оттаиванию [61], что наиболее актуально для грунтов, способных к фильтрации воды.

Интенсивность описанных явлений во многом будет зависеть от кривизны воронки. Как было установлено в исследовании, размеры воронки одновременно зависят от нескольких факторов, что делает достаточно проблематичным их аналитическое определение. Также, достоверное предсказание степени влияния миграции влаги и изменения НДС грунтов является трудно достижимой задачей даже при использовании численных методов расчёта. Таким образом, для исключения формирования воронки и сопутствующих явлений, вызванных её образованием, рекомендуется использовать конструкции фундаментов, теплопроводность которых ниже теплопроводности окружающего их грунта.

Следует отметить и тот факт, что в практической деятельности часто встречаются конструкции свай сплошного сечения, имеющие в своём составе два

или более материала с различным значением теплопроводности, например, стальная свая, заполненная бетоном. В данном случае многослойная конструкция сваи может быть заменена сплошным стержнем из приведённого материала с эквивалентным значением теплопроводности $\lambda_{\text{экв}}$, установление которого может быть выполнено по аналогии с эквивалентной теплопроводностью цилиндрической многослойной стенки [81].

2.2 Лабораторное моделирование промерзания грунтового массива

2.2.1 Методология лабораторного эксперимента

Для проверки влияния теплопроводности материала на распределение температуры в грунтовом массиве, образование воронки деятельного слоя и перераспределения влаги внутри грунта был реализован лабораторный эксперимент.

Для сравнения были приняты два материала: сталь и стеклопластик. Образцы металла были выполнены в виде трубы, внешним диаметром 108 мм, толщиной стенки 3 мм и высотой 100 мм, образцы стеклопластика были выполнены в виде трубы, внешним диаметром 100 мм, толщиной стенки 4 мм и высотой 100 мм. Теплопроводность стального и стеклопластикового образцов составили 25 Вт/м·К и 0,23 Вт/м·К соответственно.

Для испытаний был принят суглинок текучий, характеристики которого приведены в Табл. 2.5.

Табл. 2.5. Физические характеристики грунта

W, %	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	λ_f , Вт/м·К	λ_{th} , Вт/м·К
29	1.79	2.69	1.95	1.74
Примечание: теплофизические характеристики грунта определены по СП 25.13330				

Образцы материала заполнялись глинистым грунтом, утеплялись с трёх сторон для моделирования промерзания грунта в природных условиях и промораживались до температуры минус 10 градусов. Перед промораживанием, в образцы устанавливались датчики измерения температуры. В качестве средства измерения температуры грунта использовались платиновые терморезисторы,

обладающие погрешностью измерения 0,5 °С. Схема расположения датчиков приведена на Рис. 2.12.

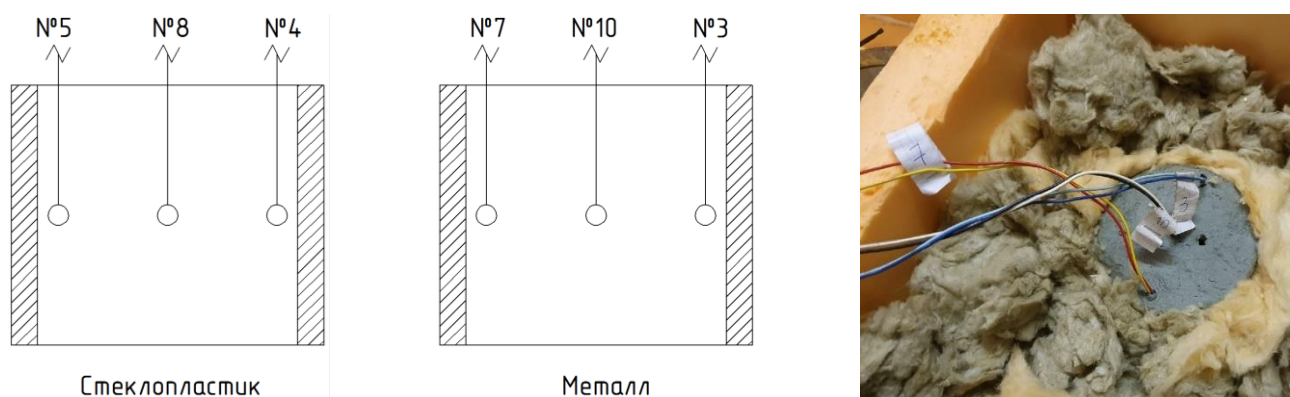


Рис. 2.12.Схема расположения датчиков в испытываемых образцах

В ходе промораживания образцов осуществлялся контроль изменения температуры образцов грунта. По достижению грунтом температуры минус 10 °С эксперимент заканчивался. Образцы грунта вынимались из колец, разрезались, отбирались пробы грунта для определения его влажности в центре образца и у границы с кольцом.

2.2.2 Результаты и их анализ

В процессе промораживания образцов велось наблюдение за динамикой изменения температуры внутри образца грунта. Результаты измерения приведены на Рис. 2.13.



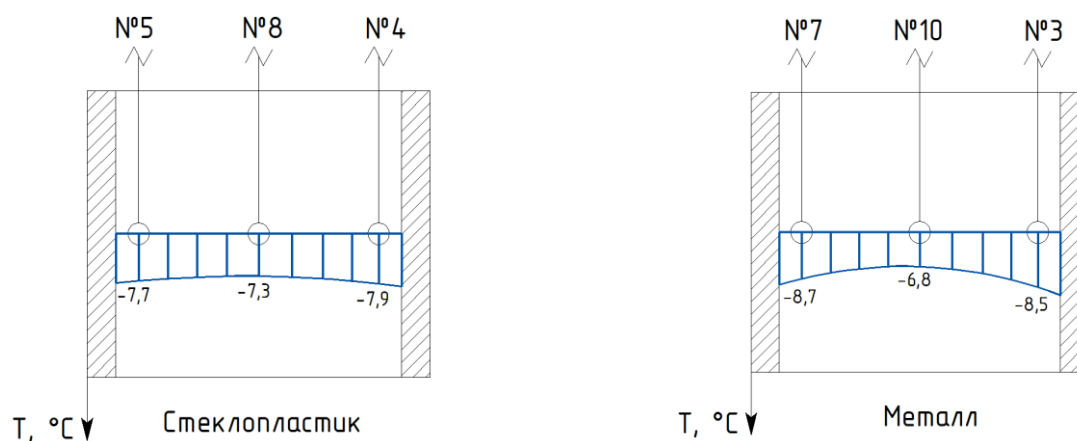


Рис. 2.13. Результаты измерения температуры грунта внутри промораживаемых образцов

Результаты наблюдения за температурой показывают, что на конец промораживания, разница в температуре грунта внутри стального кольца между его центром и краем достигает 28% и составляет 1.9 °C. Наблюдения за температурой грунта внутри стеклопластикового кольца показывает, что за период наблюдения разница температур находилась в пределах погрешности средства измерения температуры, равной 0.5 °C.

Отбор образцов грунта для определения влажности показал перераспределение влаги в грунте при его промерзании внутри стального кольца: часть влаги мигрировала из центра кольца к его краям, что проявилось уменьшением влажности в центре кольца относительно его природного значения, и увеличения влажности грунта у краёв кольца. Тогда как при промерзании грунта внутри стеклопластикового кольца перераспределения влаги не наблюдается, а зафиксированные отличия могут быть объяснены погрешностью при взятии проб грунта.

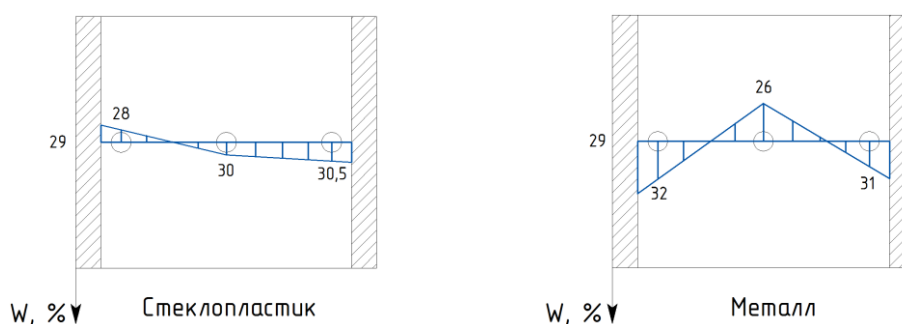


Рис. 2.14. Результаты измерения влажности грунта внутри промораживаемых образцов

Полученные результаты подтверждают влияние теплопроводности материала на распределение температуры в грунтовом массиве при его промерзании. В процессе наблюдения за температурой образца грунта при его промерзании внутри колец из разных материалов, как и в выполненном численном моделировании (п. 2.1.) воронка из промерзающего слоя начала образовываться у материала, теплопроводность которого выше теплопроводности грунта.

Контроль влажности грунта после его промерзания подтвердил предположение, высказанное в п. 2.1., о том, что образуемая воронка из промерзающего грунта будет способствовать миграции влаги к контактной зоне «материал-грунт».

2.2.3 Дополнительные результаты наблюдения при испытаниях

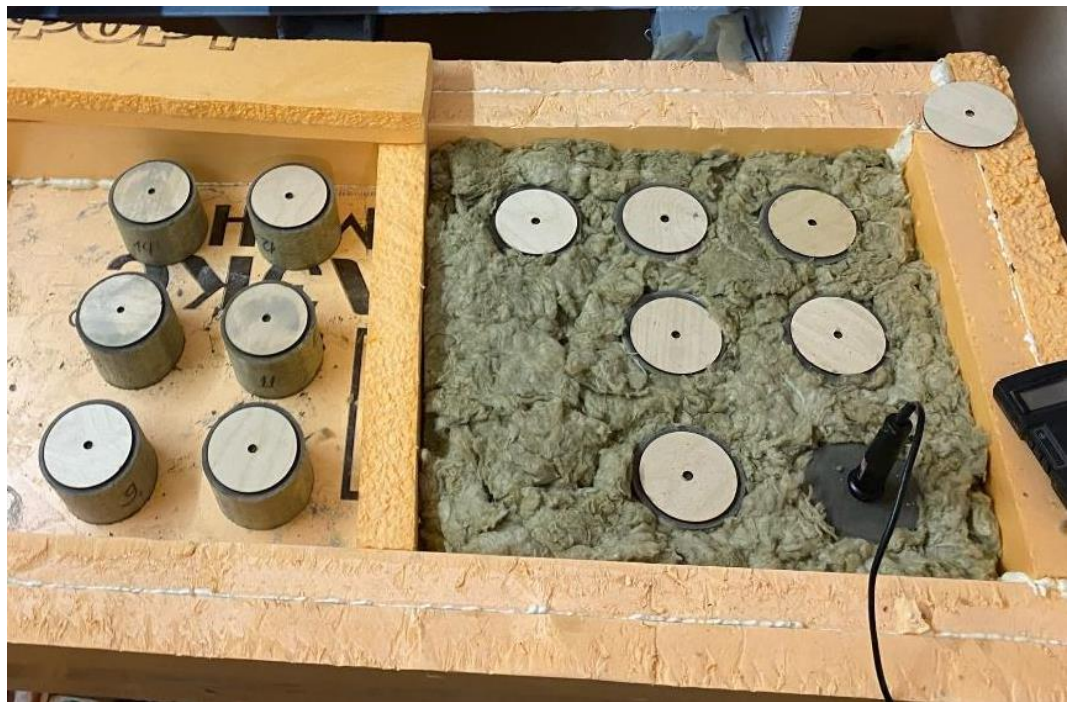
В данном разделе будут представлены наблюдения, выполненные при реализации лабораторных опытов, описанных в п.3.3.

При выполнении серии экспериментов по установлению мгновенной прочности смерзания грунта №2 (см. Табл. 3.9) и стеклопластика №4 контрольная серия, включающая 12 образцов, была разделена на две группы. Первая группа промораживалась при утеплении образцов с трёх сторон (снизу и по бокам), вторая группа промораживалась при утеплении с одной стороны (снизу). Визуальный осмотр образцов после промораживания показал различие в перераспределении влаги внутри испытуемых групп: у образцов второй группы (без бокового утепления) в контактной зоне «материал – грунт», грунт изменил оттенок своего цвета, что свидетельствует об отжати влаги к центру образца, т.н. «поршневой эффект», тогда как у образцов первой группы данного эффекта не наблюдалось.

Контрольный замер влажности грунта в контактной зоне показал снижение влажности грунта с 25,7% до 20,4%, а значения мгновенной прочности смерзания снизились с 682,22 кПа (первая группа) до 509,3 кПа (вторая группа).

При выполнении визуального осмотра контактной зоны «материал-грунт» после выполнения серии экспериментов по установлению мгновенной прочности

смерзания грунта №1 с материалами 1...5, было замечено различие в структуре мёрзлого грунта на контакте с теплопроводящими материалам и с не проводящими тепло.



а)



б)

Рис. 2.15. Наблюдения, выполненные при испытании грунта №2 и стеклопластика №4

а) Процесс промораживания образцов и б) образцы первой группы (справа) и второй (слева) после промерзания

На Рис. 2.16 представлены образцы грунта и материала, с которым они смораживались. Рассматривая текстуру грунта, смороженного с металлическими и бетонными пластинами, теплопроводность которых выше теплопроводности грунта, можно отметить сплошную мёрзлую текстуру, без включения видимых прослоек льда. Тогда как текстура грунта, смороженного с образцами, не проводящими тепло (стеклопластики №1 и 2, фторопласт), является сетчатой и включает сеть пересекающихся трещин, заполненных льдом.



Рис. 2.16. Текстура грунта №1 в мёрзлом состоянии на контакте с материалами 1...5

Выполненные наблюдения свидетельствуют о влиянии теплопроводности материала фундамента на перераспределение влажности в грунтовом массиве при его промерзании, а также на формирование его криогенной структуры и текстуры на контакте с материалом, что в свою очередь оказывает влияние на напряжённо-деформированное состояние грунта при его загрузении фундаментом здания или сооружения.

2.3 Выводы по главе

1. В случае превышения теплопроводности материала фундамента над теплопроводностью окружающего его грунта, фундамент начинает оказывать дополнительное тепловое воздействие на него, способствуя увеличению мощности деятельного слоя, что проявляется образованием воронки, высота которой может достигать 50% от глубины промерзания грунта вдали от фундамента и радиусом, равным 10 размерам поперечного сечения фундамента;

2. К основным факторам, влияющим на формирование размеров возникающей воронки из деятельного могут быть отнесены: теплопроводность материала фундамента, его тип, размеры поперечного сечения, длина; а также климатические факторы региона строительства: условия теплопередачи на контакте «грунт-атмосфера», среднегодовая температуры воздуха.

3. Возникновение воронки из промерзающего слоя грунта способствует увеличению миграционного потока влаги в грунте, а также изменяет его направление, способствуя увеличенному притоку влаги в контактную зону «фундамент-грунт»;

4. Теплопроводность материала влияет на формирование текстуры промерзающего грунта на контакте с материалом фундамента;

5. Отмеченные явления способствуют изменению напряжённо-деформированного состояния промерзающего грунта в зоне контакта с фундаментом, что выражается в увеличении интенсивности воздействия сил морозного пучения грунтов;

6. Теплопроводность фундамента может оказывать, как негативное воздействие, способствуя теплообмену между грунтом и атмосферой, так и позитивное, способствуя теплообмену между деятельным слоем и слоями грунта не подверженными промерзанию/оттаиванию. Таким образом, для уменьшения размеров образующейся воронки деятельного слоя может быть рекомендовано принимать глубину погружения фундамента так, чтобы не менее 40% их длины находились в слоях грунта, не подверженных промерзанию или оттаиванию.

7. На основе п.1, для исключения процессов в п.5, может быть рекомендовано использование фундаментов, теплопроводность которых будет ниже теплопроводности окружающего их грунта, например, полимерные сваи.

3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ МЕХАНИЧЕСКОГО ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ГРУНТОВ И МАТЕРИАЛА ФУНДАМЕНТА НА ИХ КОНТАКТЕ

3.1 Лабораторное определение свойств испытываемых материалов и грунтов

3.1.1 Определение свойств испытываемых материалов

К испытаниям был принят ряд материалов, среди которых: бетон, сталь без дополнительного покрытия поверхности, четыре образца стеклопластика, изготовленных различными производителями, фторопластовые пластины, а также образцы, грубость внешней поверхности которых была повышена, путём её покрытия песком различной фракции [44]. Общий вид образцов представлен на Рис. 3.1.

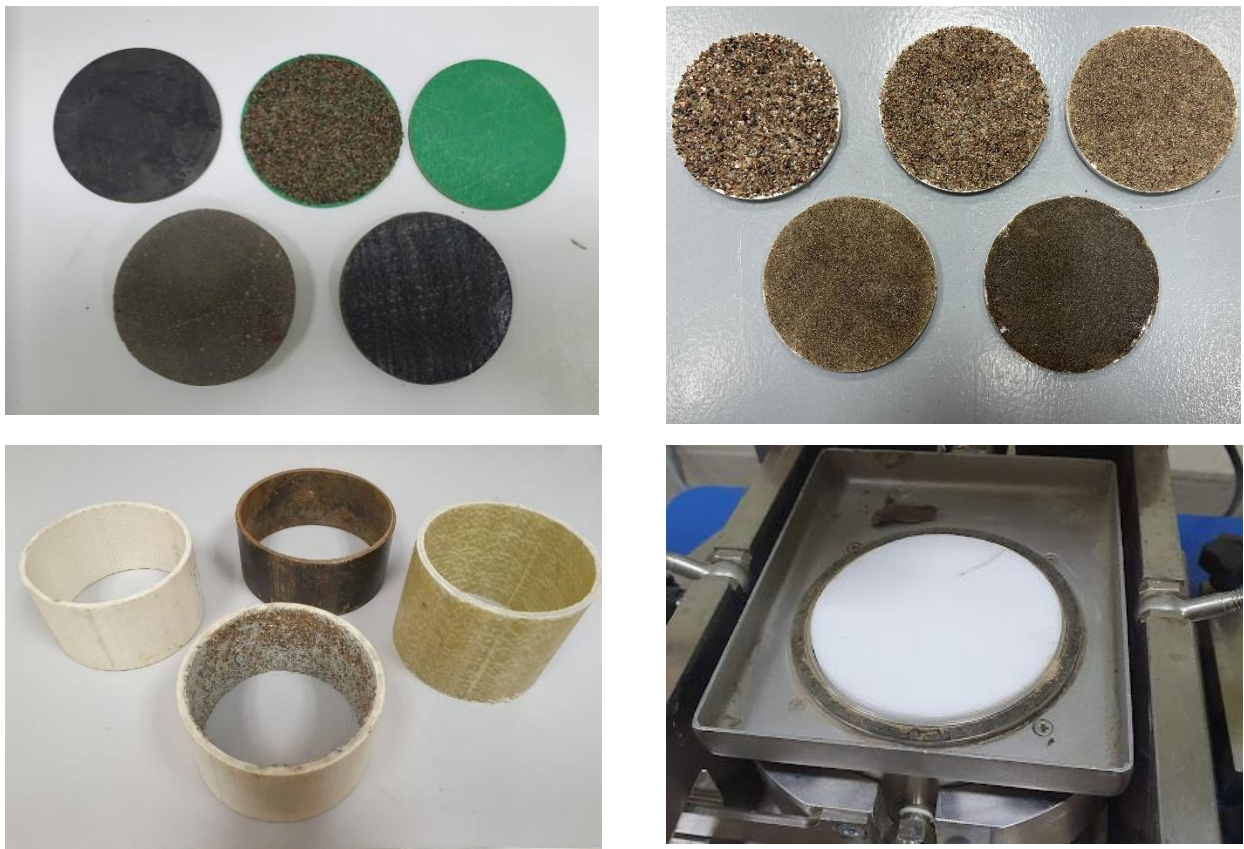


Рис. 3.1. Общий вид испытываемых образцов.

Образцы выполнялись в двух вариантах: круглые пластины и кольца. Круглые пластины изготавливались для испытаний на стандартных сдвиговых приборах в соответствии с рекомендациями ГОСТ 12248.1: диаметр пластин

составлял 71 мм. Образцы в виде колец изготавливались для определения прочности смерзания по авторской методике (прил.2). Внешний диаметр колец образцов стеклопластика составлял 100 мм, толщина стенки 4 мм, высота: 75 мм. Внешний диаметр колец образцов металла составлял 108 мм, толщина стенки 3 мм, высота: 75 мм. Кольца изготавливались из труб промышленного изготовления. Различие в четырёх видах стеклопластика заключалось в составе их компонентов, а также в оборудовании, использованном при их изготовлении, что, в совокупности, оказывало влияние на различное формирование свойств поверхности образцов, в основном, шероховатости.

Для каждого принятого в исследовании образца материала устанавливались параметры шероховатости его рабочей поверхности. Под рабочей поверхностью понимается та поверхность материала, которая при исследовании соприкасалась с грунтом. В качестве измеряемых параметров шероховатости были приняты: R_a – среднеарифметическое отклонение профиля, мкм, R_z – наибольшая высота профиля, мкм, S_m – средний шаг неровностей, мкм [10]. Определение значений параметров шероховатости исследуемых поверхностей R_a и R_z проводились профилометром «СЕЙТРОНИК ПШ8-19(С.С)» производства ООО «Завод СЕЙТРОНМАШ» в соответствии с ГОСТ 19300. Кроме того, оценивалась плотность неровностей поверхности - частота расположения микровыемок на поверхности исследуемых материалов. Процесс измерения шероховатости испытуемого образца представлен на Рис. 3.2.



a)

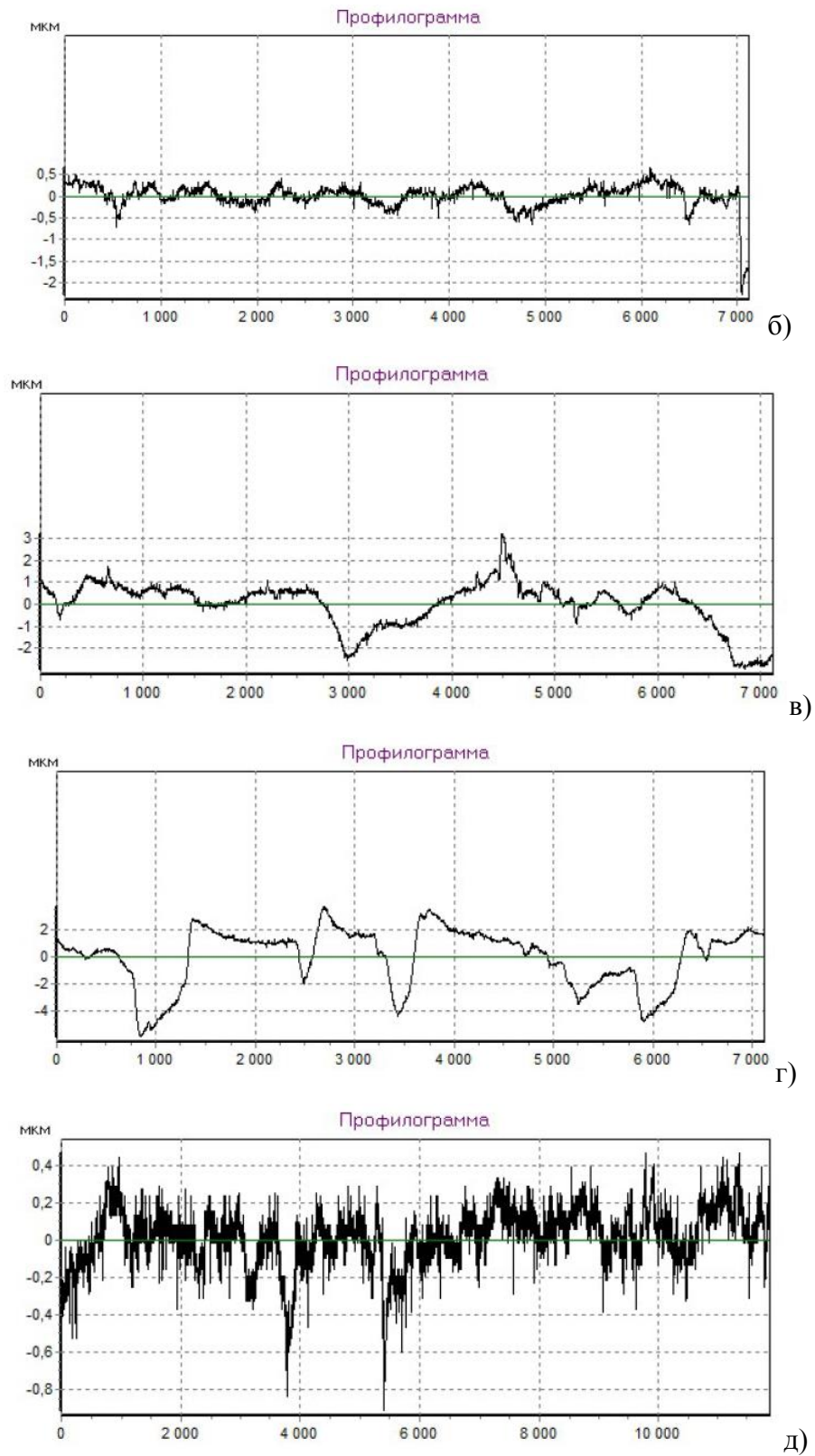


Рис. 3.2. Определение шероховатости бетонной пластина на профилометре «СЕЙТРОНИК ПШ-19 (С.С.)»
 а) процесс измерения; б) профилограмма поверхности металла, в) профилограмма поверхности стеклопластика, г) профилограмма поверхности бетона, г) профилограмма поверхности фторопласта

Далее оценивались степень гидрофобности испытуемых материалов. В качестве параметра гидрофобности был принят краевой угол смачивания. Оценка выполнялась только для образцов, выполненных в виде пластин. Оценка образцов, выполненных в виде колец, не осуществлялась из-за отсутствия на них горизонтальной поверхности, требуемой для выполнения измерений. Для определения угла смачивания пластины материалов очищались, укладывались на ровную горизонтальную поверхность, напротив пластины устанавливался штатив с фотоаппаратом, оснащённым режимом макросъёмки, сзади устанавливался ровный прямоугольный предмет для дальнейшей калибровки полученной фотографии. На пластине устраивалась капля дистиллированной воды объемом 1 мл при помощи шприца с иглой, имеющей диаметр 0.3 мм. Затем, выждав две минуты для стабилизации капли на поверхности, производилась ее фотофиксация, после этого пластина протиралась и опыт повторялся снова. Затем угол каждой капли определялся графическим методом в программе AutoCAD. Фотографии полученных капель для пластин каждого типа показан на Рис. 3.3.

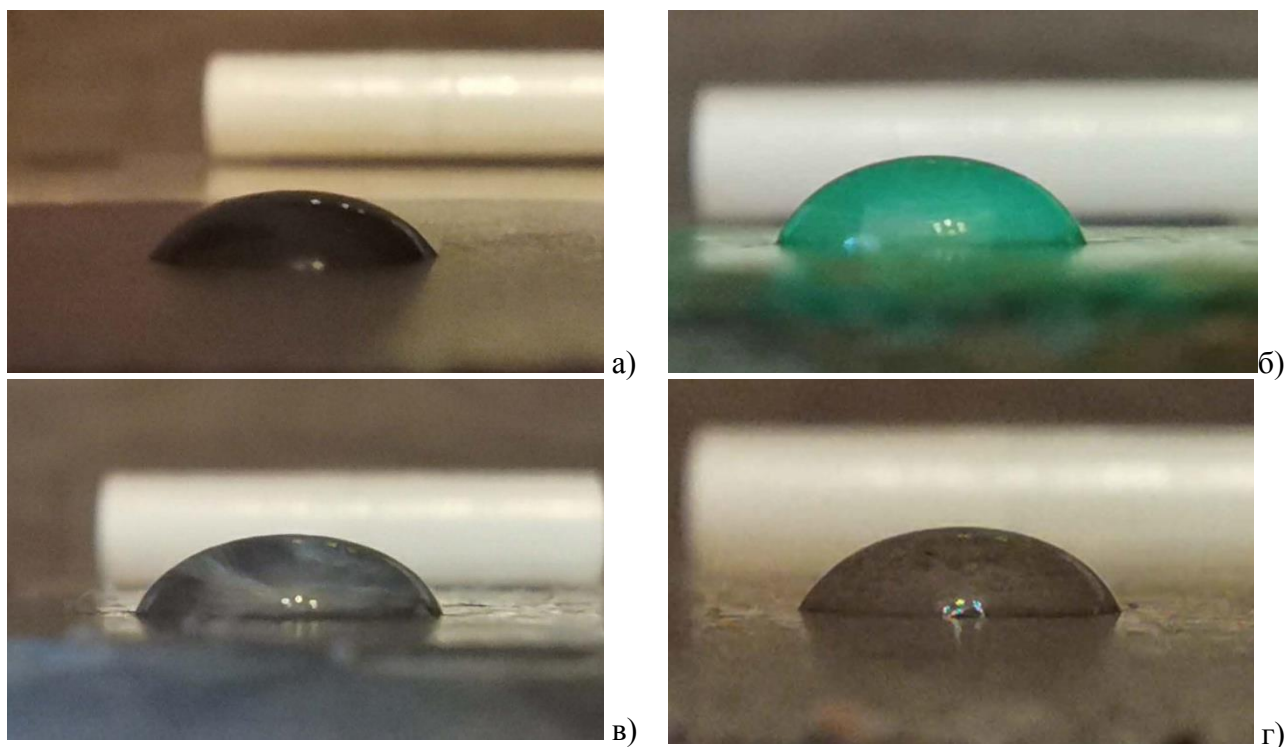




Рис. 3.1. Капля воды на пластинах различных материалов
а) сталь, б) стеклопластик №1, в) стеклопластик №2, г) бетон, д) фторопласт

Затем определялось водопоглощение исследуемых материалов согласно методикам ГОСТ 12730.3, ГОСТ 4650. Бетонная пластина очищалась щеткой, затем помещалась в чашу, наполненную дистиллированной водой, имеющей температуру 20°C. Пластина была полностью покрыта водой. Каждые 24 часа пластина изымалась из чаши, протиралась влажной тряпкой и взвешивалась на весах, пока разница между двумя измерениями составила не более 0.1%. После этого бетонная пластина была высушена в сушильном шкафу при температуре 100°C и взвешена заново. Значение водопоглощения определялось согласно формуле, описанной в ГОСТ 12730.3.

Определение водопоглощения стеклопластиковых пластин практически не отличалось от определения водопоглощения бетонной пластины. Отличие заключается в том, что согласно методике, описанной в ГОСТ 4650, стеклопластиковую пластину подвергали сушке при 50°C перед испытанием в течение 24-х часов. Также, для моделирования водопоглощения «сверху-вниз» торцы пластины были обработаны эпоксидным клеем для невозможности проникновения воды между слоями, из которых сложена стеклопластиковая пластина. Также, как и с материалом из бетона, каждые 24 часа пластины изымались из чаши, протирались влажной тряпкой и взвешивались на весах, пока разница между двумя измерениями составила не более 0.1%. Значения водопоглощения определялись согласно формуле, описанной в ГОСТ 4650-2014.

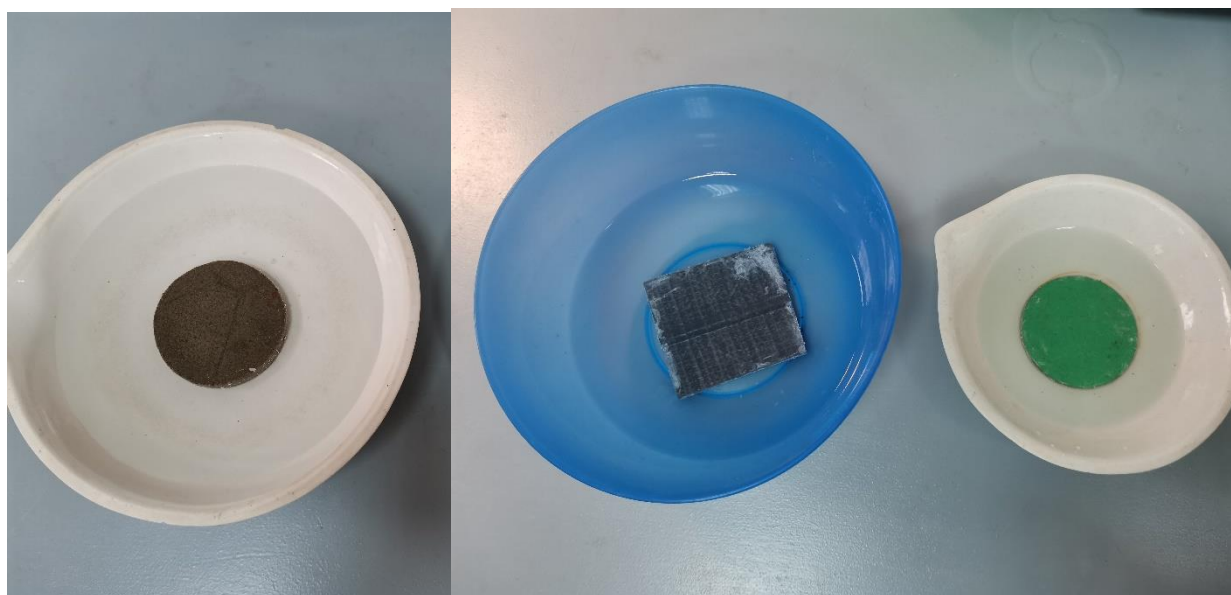


Рис. 3.2. Определение водопоглощения бетонной и стеклопластиковых образцов.

Далее результаты измерений всех параметров подвергались статистической обработке на наличие грубых погрешностей по критерию Шарлье. Пользуясь данным критерием, погрешностью считаются значения, для которых выполняется неравенство:

$$|\theta_i - \bar{\theta}| > K_{\text{ш}} \cdot S, \quad (3)$$

где θ_i – i -е значение краевого угла смачивания;

$\bar{\theta}$ – среднеарифметическое значение краевого угла смачивания;

$K_{\text{ш}}$ – критерий Шарлье, см. табл. 3.1;

S – среднеквадратическое отклонение.

Среднеквадратическое отклонение определяется по формуле:

$$S = \sqrt{\frac{1}{N-1} \cdot \sum_{i=1}^k |\theta_i - \bar{\theta}|^2}, \quad (4)$$

где N – размер выборки.

Табл. 3.1. Значения критерия Шарлье

N	5	10	20	30	40	50	100
$K_{\text{ш}}$	1.3	1.65	1.96	2.13	2.24	2.32	2.58

Грубые погрешности после обработки исключались из выборки, и анализ проводился повторно. Работы выполнялись до тех пор, пока не были исключены все грубые погрешности по критерию Шарлье.

Измеренные свойства испытываемых материалов сведены в Табл. 3.2.

Табл. 3.2. Свойства испытываемых материалов

№	Наименование	Ra, мкм	Rz, мкм	Sm, мкм	θ, град	Водопогл-е, %
Пластины						
1	Фторопласт	0,15	1,4	74,88	80,0	-
2	Металл №1	0,23	2,34	110,3	51,8	0%
3	Стеклопластик №1	0,9	5,5	320,9	60,5	0,28%
4	Стеклопластик №2	1,72	9,93	477,5	58,0	0,23%
5	Бетон	1,93	16,29	446,0	58,9	6,23%
Кольца						
6	Металл №2	1,09	11,16	293,8	-	0%
7	Стеклопластик №3	1,79	11,107	842,4	-	0,25%
8	Стеклопластик №4	1,38	10,37	649,6	-	0,26%
9	Металл №3	0,53	4,912	196,68	-	0%

Кроме того, создавались образцы с искусственно заглубленной поверхностью, путём приклеивания песка определённой фракции на поверхность круглой пластины. Просеивая песок через набор сит, выделялись частицы грунта одного размера, для задания определённой грубости поверхности образца. Фракции песка, использованные для создания шероховатости: <0.1 мм, 0,1...0,25 мм, 0,25...0,5 мм, 0,5...1,0 мм, 1,0...2,0 мм. Перед нанесением песка поверхность пластины очищалась от пыли, обезжиривалась и покрывалась клеем. Далее, на слой незастывшего клея равномерно наносилось песчаное покрытие. Плотность покрытия всех пластин песком была одинаковой и соответствовала 1300 кг/м².

3.1.2 Определение свойств испытываемых грунтов

В исследовании приняты восемь видов грунтов: четыре глинистых, ненарушенной структуры, отобранных в котлованах г. Санкт-Петербург, и 4 песчаных, нарушенного сложения.



Рис. 3.3. Процесс отбора глинистых грунтов

Для каждого грунта определялись физические и механические характеристики в соответствии с ГОСТ 12248.1, ГОСТ 12248.4, ГОСТ 5180, а также гранулометрический состав ГОСТ 12536.

Результаты определения физико-механических характеристик испытуемых грунтов представлены в Табл. 3.3

Табл. 3.3. Физико-механические характеристики испытуемых грунтов

№	Наименование	W, %	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	e, д.е	I _L , д.е	I _p , %	ϕ , град	C, кПа
1	Супесь песчанистая пластичная слоистая	28	18,9	26,3	0,78	0,54	8,3	20	20
2	Супесь песчанистая пластичная	25,7	20	26,9	0,69	0,23	3,0	21	10,3
3	Суглинок ленточный мягкопластичный	21	19,5	27,1	0,68	0,5	8,0	14	25
4	Супесь пластичная пылеватый	21,5	20,2	26,7	0,61	0,57	6,1	28	13
5	Песок пылеватый	11,0	18	26	0,6	-	-	28,9	-
6	Песок мелкий	11,0	18	26	0,6	-	-	35	-
7	Песок средней крупности	11,0	18	26	0,6	-	-	39	-
8	Песок крупный	11,0	18	26	0,6	-	-	48,9	-

Результаты определения гранулометрического состава грунтов представлены на Рис. 3.4.

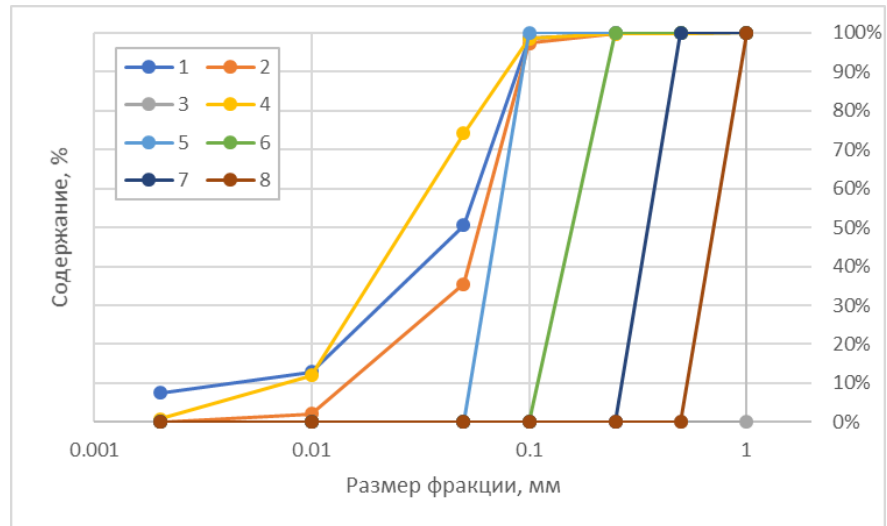


Рис. 3.4. Кривые гранулометрического состава испытанных грунтов.

3.2 Взаимодействие различных материалов фундаментов и грунтов в немерзлом состоянии

Силы морозного пучения возникают при промерзании деятельного слоя грунта, поэтому для обеспечения устойчивости свайных фундаментов необходимо анкеровать их в слоях грунта ниже деятельного слоя. В связи с этим, эффективность анкеровки будет зависеть в том числе и от эффективности взаимодействия грунта и боковой поверхности сваи. Грунты ниже деятельного слоя могут находиться, как в мерзлом, так и немерзлом состояниях. При этом, территории, которым характерны явления морозного пучения и отсутствие мерзлых грунтов достаточно обширны и включают крупные города: Санкт-Петербург, Новосибирск, Пермь, Тюмень, Чита и др. Таким образом, изучение взаимодействия грунтов в немерзлом состоянии и материалов фундамента становится релевантным.

Как уже говорилось в п. 1.4.2, прочность на контакте немерзлого грунта и подземной конструкции может быть описана законом Кулона-Мора и включать такие параметры взаимодействия, как: δ и $C_{\text{конт}}$ - угол трения и сцепление на контакте «грунт-материал подземной конструкции» соответственно.

Основываясь на законе Кулона-Мора, исследование имело два этапа: 1 – изучение угла трения грунта на контакте с материалом подземной конструкции и 2 – изучение их сцепления.

3.2.1 Трение на контакте грунта с материалом фундамента

Как уже отмечалось ранее предельная прочность на сдвиг грунта по материалу подземной конструкции может быть меньше или равна прочности на сдвиг самого грунта. Таким образом, выделяется два типа разрушения грунта на контакте с материалом при действии сдвигающего усилия: гладкого, когда грунт скользит по материалу (Рис. 1.20 а) и грубого, когда линия среза переносится с линии контакта в грунт (Рис. 1.20 б).

В отличие от широко распространённого в существующей мировой практике, в настоящей работе за параметр перехода от разрушения по линии «грунт-материал фундамента» (так же «гладкое разрушение», см. Рис. 1.20 а) к линии «грунт-грунт» (так же «грубое разрушение», см. Рис. 1.20 б) будет принято не нормированное критического значение шероховатости R_n^{cr} (2), а просто критическое значение параметра шероховатости материала, т.е. такое значение параметра шероховатости поверхности, при котором линия сдвига грунта по конструкции переходит от линии их контакта в грунт.

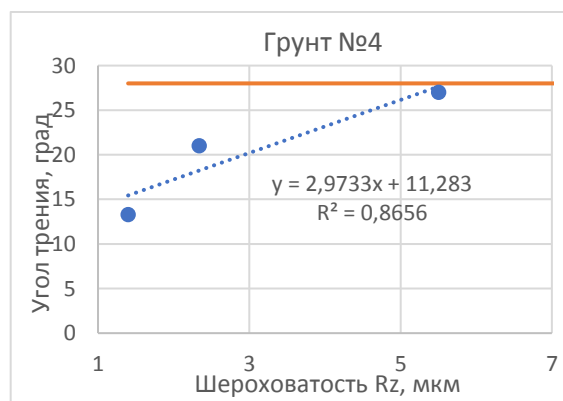
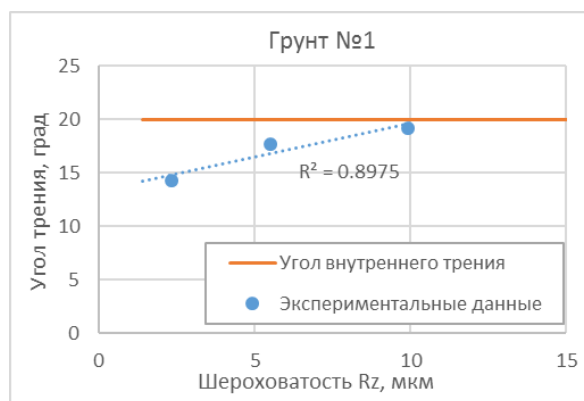
Для изучения этого явления в настоящей серии опытов были применены материалы №1-5 (см. Табл. 3.2) и грунты 1, 2, 5, 7, 8 (см. Табл. 3.3). Для каждого материала устанавливался угол трения по каждому грунту в соответствии с методикой, представленной в приложении 3. Испытания выполнялись в аттестованной лаборатории Центра Испытания Грунтов СПбГАСУ на оборудовании, средства измерения которого имеют соответствующие поверки. Определение касательного напряжения во время сдвига одного типа грунта по одному типу материала при одном значении нормальной нагрузки выполнялось 6 раз для обеспечения статистической значимости получаемых результатов. Результаты испытаний сведены в Табл. 3.4.

Табл. 3.4. Результаты испытания грунтов методом повторных сдвигов по материалам

№ грунта	D ₅₀ , мм	φ, град	Материал	R _a , мкм	R _z , мкм	δ, град
1	0,05	20	Фторопласт	0.147	1.398	-
			Металл	0.23	2.335	14.25
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	17.7
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	19.16
			Бетон	1.926	16.289	-

2	0,06	21	Фторопласт	0.147	1.398	-
			Металл	0.23	2.335	12.16
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	13.89
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	14.54
			Бетон	1.926	16.289	19.98
4	0,03	28	Фторопласт	0.147	1.398	13,3
			Металл	0.23	2.335	21
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	27
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	28
			Бетон	1.926	16.289	29
5	0,075	28,9	Фторопласт	0.147	1.398	15.42
			Металл	0.23	2.335	20.32
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	22.9
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	22.3
			Бетон	1.926	16.289	24.23
6	0,175	35	Фторопласт	0.147	1.398	16
			Металл	0.23	2.335	17
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	21
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	23,11
			Бетон	1.926	16.289	25
7	0,375	39	Фторопласт	0.147	1.398	14.88
			Металл	0.23	2.335	17.85
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	21.2
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	24.07
			Бетон	1.926	16.289	24.84
8	0,75	48,9	Фторопласт	0.147	1.398	12.77
			Металл	0.23	2.335	17.33
			Стеклопластик №1	0.898	5.499	21.02
			Стеклопластик №2	1.721	9.93	22.63
			Бетон	1.926	16.289	23.69

По полученным результатам анализировалась зависимость угла трения грунта по материалам от величины шероховатости последних. Графики зависимости представлены на Рис. 3.5.



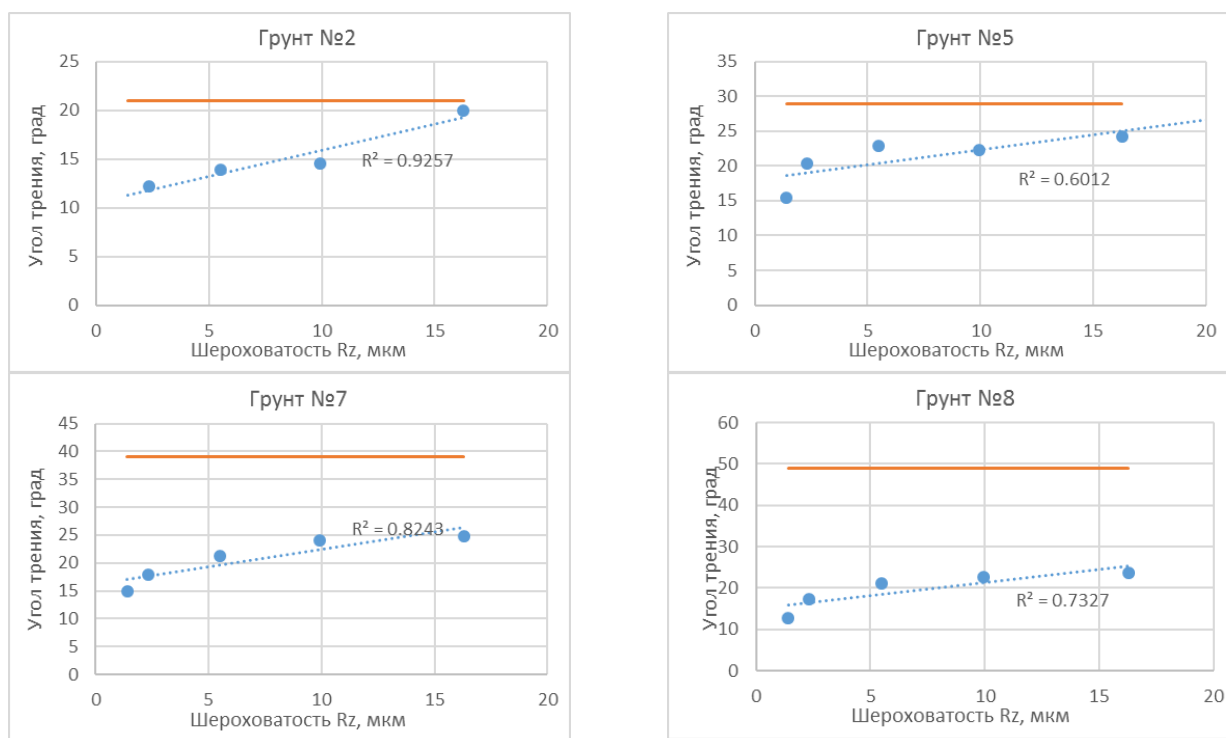


Рис. 3.5. Зависимости угла трения на контакте испытанных грунтов и материалов от параметра шероховатости R_z

Предполагая, что установленные зависимости имеют линейный характер, были получены уравнения регрессии, коэффициент детерминации которых варьировался в диапазоне от 0,6 до 0,925, что свидетельствует о функциональной зависимости между исследуемыми величинами.

Выполняя сдвиги грунта №5 по образцам материала с искусственно заглаженной поверхностью (образцы, покрытие песком различной фракции) было установлено, что получаемый угол трения варьируется в диапазоне значения угла внутреннего трения испытываемого грунта. Результаты испытания приведены на Рис. 3.6. Данный результат соответствует выводам многих учёных [146, 147].

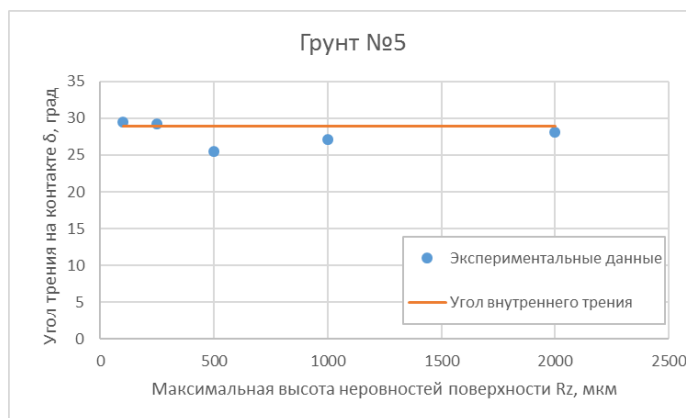


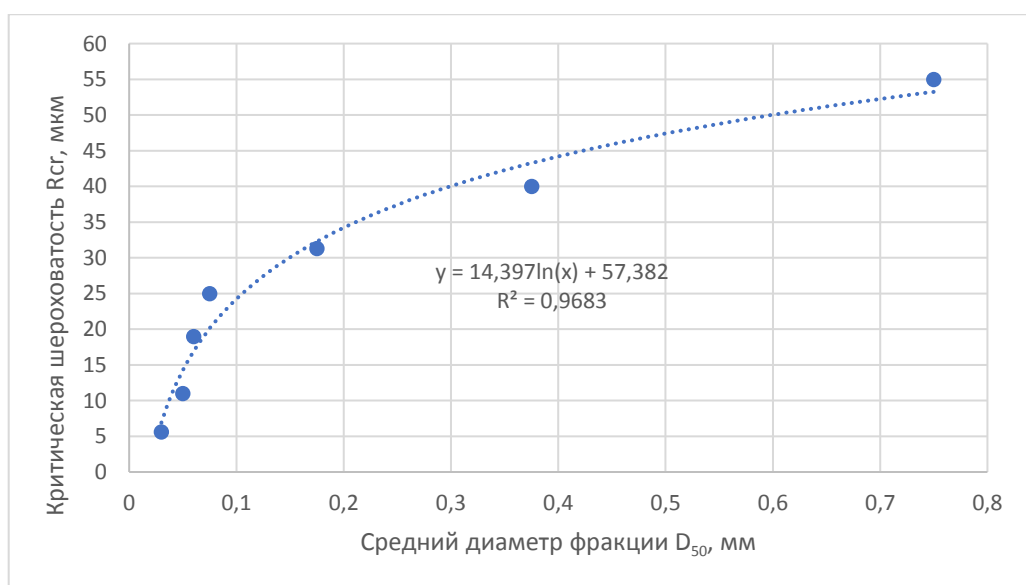
Рис. 3.6. Зависимость угла трения грунта №5 на контакте с материалами, поверхность которых покрыта песком

Исходя из того, что при переходе с линии сдвига «грунт-конструкция» в случаи с гладкими материалами, на линию «грунт-грунт» в случае с грубыми, угол трения на контакте будет ограничиваться углом внутреннего трения испытуемого грунта, были определены критические шероховатости для испытанных грунтов. Выполнив экстраполяцию полученных уравнений регрессии до их пересечения с горизонтальной линией, соответствующей углу внутреннего трения, были установлены критические значения таких параметров шероховатости, как: среднеарифметическое отклонение профиля R_a и наибольшая высота профиля R_z , при которых выполняется переход от «гладкого» типа разрушения к «грубому». Установленные значения сведены в Табл. 3.5

Табл. 3.5. Установленные значения критических шероховатостей

Номер грунта	D_{50} , мм	R_a^{cr} , мкм	R_z^{cr} , мкм
1	0,05	1,87	11
2	0.06	2,85	19
4	0,03	0,94	5,6
5	0.075	3,37	35
6	0.175	4,07	31,3
7	0.375	4,71	40
8	0.75	6,95	55

Анализируя полученные результаты, можно отметить зависимость критической шероховатости от среднего диаметра частиц грунта. Зависимость представлена на Рис. 3.7.



а)

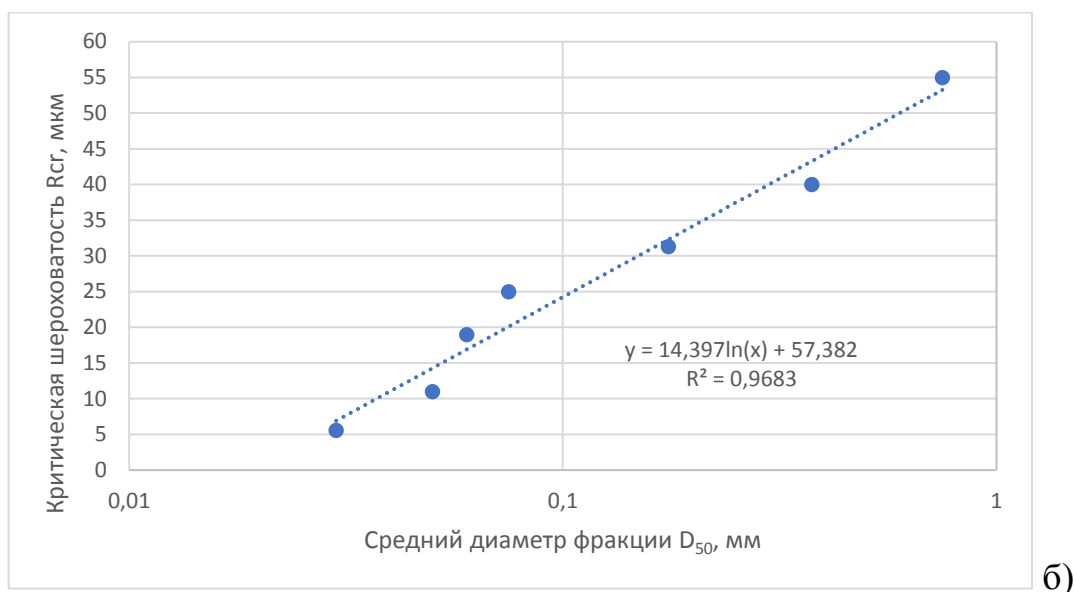


Рис. 3.7. Зависимость критической шероховатости от среднего диаметра частиц испытанных грунтов
а) обычной шкалой и б) логарифмической шкалой

Анализируя данную зависимость, можно отметить, что переход от разрушения по линии «грунт-материал фундамента» (т.н. разрушение по «гладкому материалу») на линию «грунт-грунт» (разрушение по «грубому материалу») осуществляется для грунтов различной фракции при различной шероховатости: чем больше диаметр частиц грунта, тем выше значение критической шероховатости. Таким образом, один и тот же материал, например, стеклопластик, или бетон, может одновременно являться «гладким» материалом для одних грунтов, например песков и «грубым» материалом, для других, например глинистых.

Для описания зависимости критической шероховатости материала подземной конструкции R_z^{cr} , мкм от размера частиц окружающего грунта, было использовано такое значение диаметра частиц D_{50} , меньше которого в грунте содержится 50% от массы частиц грунта. Несмотря на отличие от регламентируемых в российской практике D_{60} и D_{90} , значение D_{50} выбрано для сопоставления получаемых результатов с мировым опытом исследований в данной области, описанного в п. 1.4.2. Основываясь на работе [137], в которой указывается, что при наличии в грунте частиц разной крупности: тонкодисперсных и крупных, песчаных; итоговая прочность грунта будет зависеть от процентного содержания

тонкодисперсных частиц. Так, при содержании в грунте более 40% от общей массы глинистых частиц, крупные частицы будут раздвигаться тонкодисперсными и терять контакт между собой. По этой причине, линии сдвига в таких грунтах будет проходить по линии взаимодействия глинистых частиц, а конечная сила трения будет формироваться трением глинистых частиц друг о друга. Данный факт позволяет судить о валидности использования параметра D_{50} в научных целях [137]. Для грунтов в диапазоне значений D_{50} от 0,03 до 1 мм может быть использована следующая аналитическая зависимость:

$$R_z^{cr} = 14,397 \cdot \ln(D_{50}) + 57,382 \quad (6)$$

Продолжая анализ полученных результатов, для каждого испытания были рассчитаны соотношения полученных углов трения грунта и материалов на их контакте δ к углу внутреннего трения грунта φ и соотношения фактической шероховатости R_z к критической R_z^{cr} (ф-лы 7, 8), выполнено сопоставление полученных коэффициентов и установлена их взаимосвязь.:

$$\gamma = \delta / \varphi \quad (7)$$

$$k = R_z / R_z^{cr} \quad (8)$$

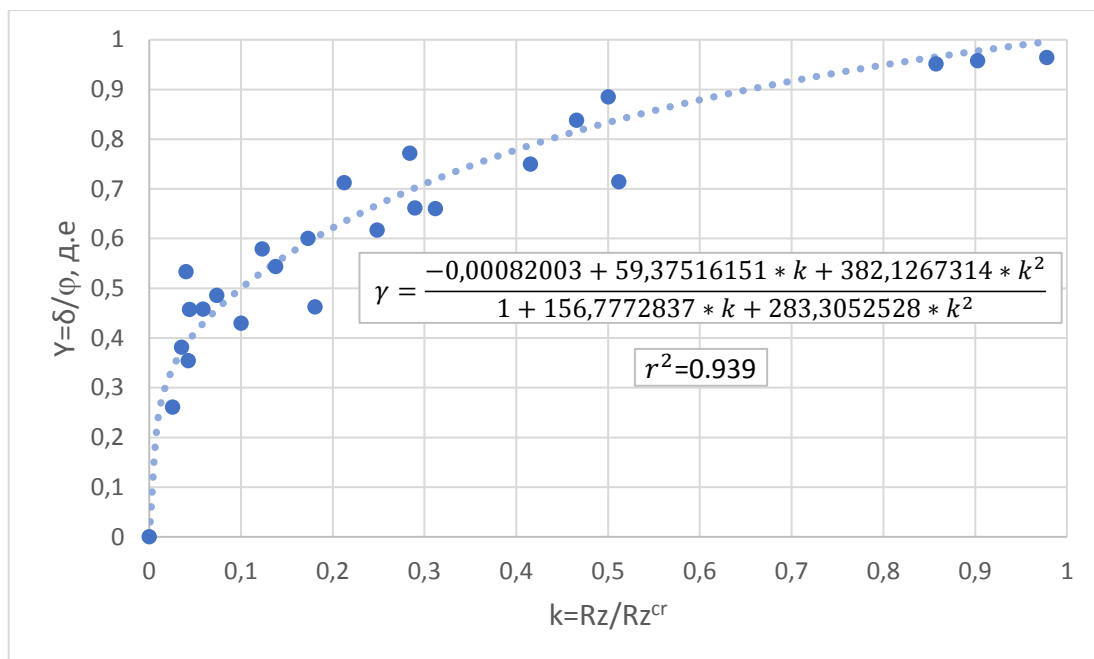


Рис. 3.8. Зависимость соотношения углов трения и шероховатостей

Для описания зависимости коэффициента γ от коэффициента k в диапазоне значений коэффициента k от 0 до 1 может быть использована следующая зависимость:

$$\gamma = \frac{-0,00082003 + 59,37516151 * k + 382,1267314 * k^2}{1 + 156,7772837 * k + 283,3052528 * k^2} \quad (9)$$

Исходя из полученных закономерностей рекомендована следующая последовательность оценки угла трения грунта по проектируемой подземной конструкции на основе результатов инженерно-геологических изысканий:

1. Исходя из значений среднего диаметра фракции, полученного по результатам анализа гранулометрического состава грунта, используя формулу (6), могут быть установлены значения критической шероховатости, необходимой для переноса линии сдвига с поверхности «грунт-конструкция» на «грунт-грунт» для каждого инженерно-геологического элемента основания, проектируемой подземной конструкции;

2. Принимая тип материала подземной конструкции, становится известным значение параметров шероховатости его поверхности, например, наибольшая высота профиля Rz ;

3. Зная значения параметра шероховатости поверхности проектируемой конструкции, а также её критические значения для каждого грунта, можно установить значения коэффициентов k , используя формулу (8). Через него, зная значения коэффициентов k , используя формулу (9), можно определить значения коэффициентов γ ;

4. Далее, используя значения коэффициентов γ , и значения углов внутреннего трения каждого инженерно-геологического элемента, можно установить значения угла трения конкретного грунта по материалу проектируемой подземной конструкции.

Для упрощения процесса проектирования была составлена номограмма, которая позволяет определить коэффициент γ для грунтов с различным размером частиц в зависимости от значения наибольшей высоты профиля поверхности Rz

проектируемой подземной конструкции. Номограмма и пример её использования представлены на Рис. 3.9.

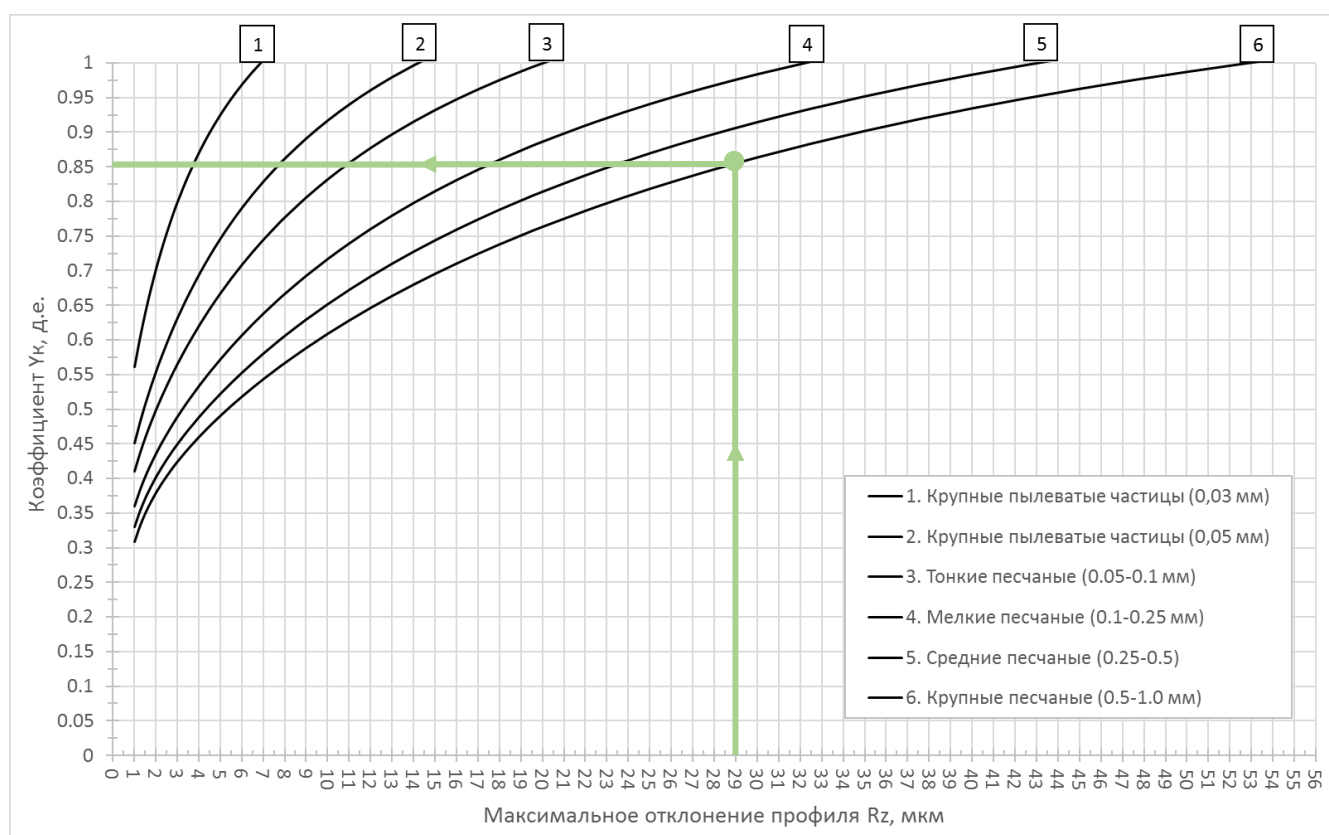


Рис. 3.9. Номограмма для определения коэффициента γ по максимальному значению отклонения профиля поверхности проектируемой подземной конструкции для различных видов грунтов по крупности их частиц и пример её использования

Установленные таким образом значения углов трения грунта по конструкции могут быть использованы при оценке несущей способности свай, устойчивости фундаментов по схеме плоского сдвига, определении активного и пассивного давления грунтов на подпорные стенки и т.д.

Представленные зависимости основаны на результатах испытания семи типов грунтов и пяти типов материалов, и в настоящее время имеют ограниченную применимость. Тем не менее, данные результаты чётко демонстрируют закономерности изменения угла контактного трения грунта от величины шероховатости материала и диаметра твёрдых частиц грунта. Автором предполагается дальнейшая работа по уточнению представленных закономерностей.

3.2.2 Сцепление на контакте «грунт-материал»

Основываясь на предположении об идентичной природе величин сцепления грунта с материалом фундамента на их контакте $C_{\text{конт.}}$, и липкостью грунта L (Рис. 3.10), были выполнены следующие лабораторные исследования.

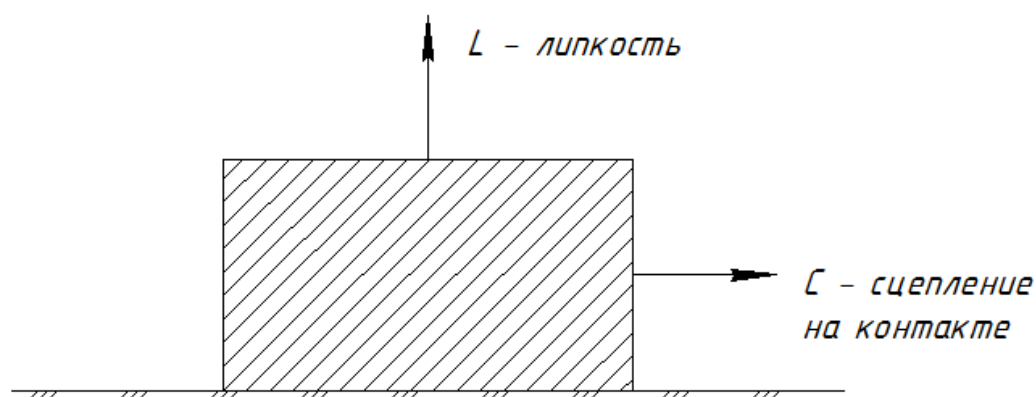


Рис. 3.10. Сцепление на контакте и липкость

Для проверки данной гипотезы были испытаны материалы 2, 3 и 4 и грунт №1. Методом повторных сдвигов, представленным в прил. 3, были установлены значения сцепления грунта № 1 на контакте с материалами 2...4.

Дополнительно, при помощи прибора В.В. Охотина было установлено усилие прилипания того же грунта к тем же материалам. Для этого, к штампу присоединялись образцы материалов, устанавливались на испытуемый грунт, прижимались с одинаковым усилием в течении одного периода времени, после чего устанавливалось предельное усилие отрыва материала от грунта.

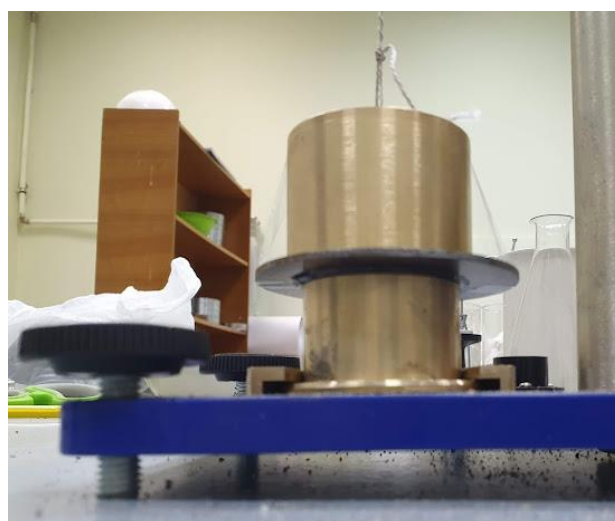


Рис. 3.11. Процесс определения усилия прилипания материала к грунту

Результаты определения сцепления на контакте и усилия прилипания грунта №1 с испытуемыми материалами приведены в Табл. 3.6.

Табл. 3.6. Результаты определения сцепления на контакте и усилия прилипания грунта к материалам

Номер грунта	Тип материала	Сцепление на контакте $C_{\text{конт}}$, кПа	Усилие прилипания L , кПа
1	Металл	23,98	9,342
	Стеклопластик №1	17,93	6,424
	Стеклопластик №2	26,42	11,117

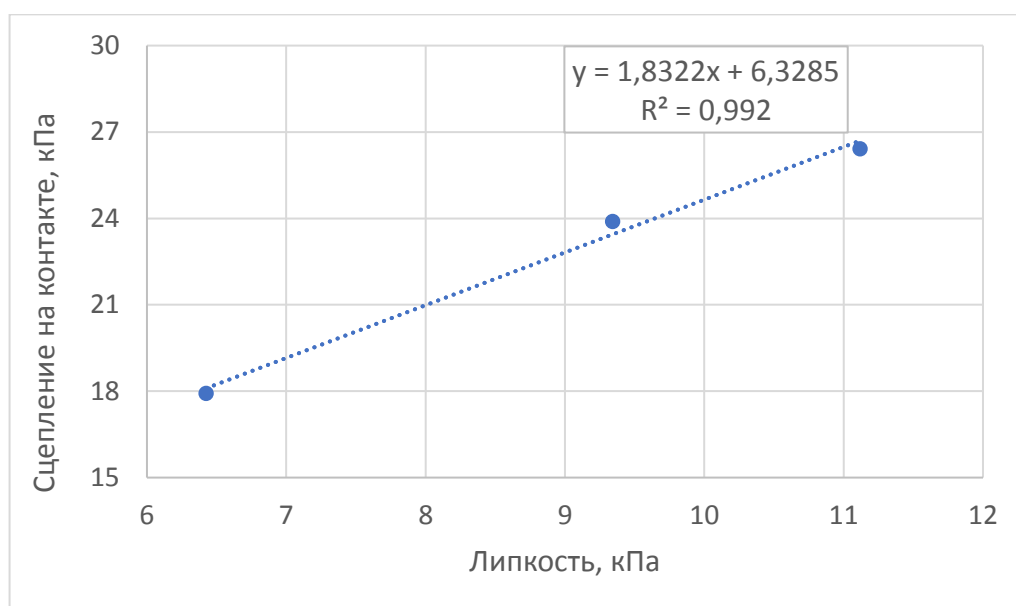


Рис. 3.12. Зависимость между усилием прилипания материала к грунту и сцеплением на их контакте

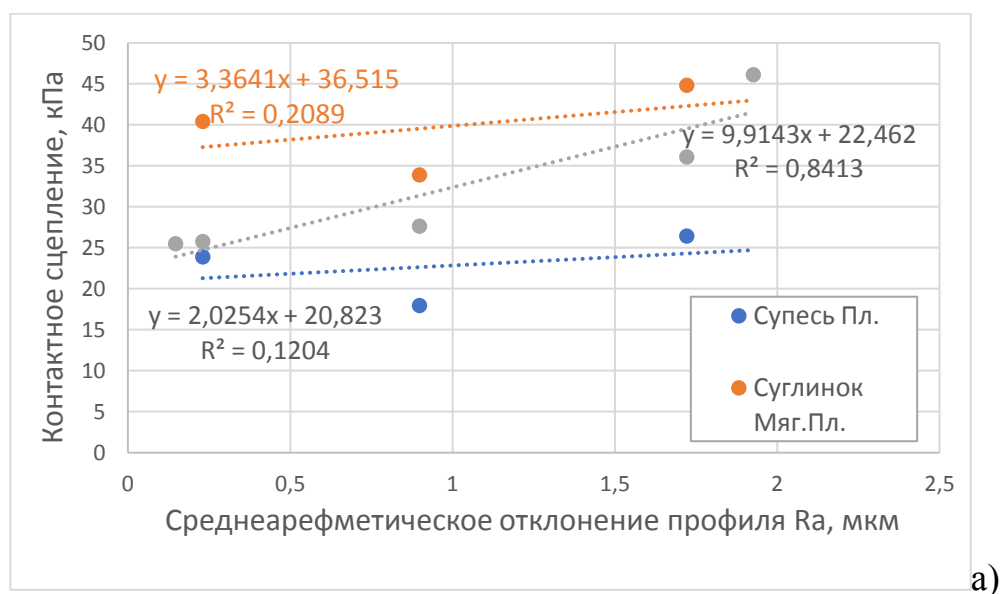
Результаты испытания показывают прямую взаимосвязь между сцеплением на контакте грунта и материала и усилием их прилипания (Рис. 3.12). Таким образом, природу сцепления на контакте материала и грунта, можно объяснить теорией «вакуумного присоса», сформулированной на основе экспериментальных данных и изложенной в [69]. Согласно данной теории, усилие прилипания может быть объяснено возникновением вакуума в микронеровностях поверхности материала, которые не смогли быть заполнены глинистым грунтом и влагой, содержащийся в нём.

Были установлены значения сцепления на контакте грунтов 1...4 и материалов 1...5 методом повторных сдвигов, представленном в прил. 3. Результаты испытаний сведены в Табл. 3.7.

Табл. 3.7. Результаты определения сцепления на контакте грунта и материала

№ грунта	Сцепление на контакте, кПа				
	Фторопласт	Металл	Стеклопластик №1	Стеклопластик №2	Бетон
1	-	23,89	17,93	26,42	-
2	-	40,4	33,9	44,83	25,03
3	25,49	25,77	27,64	36,08	46,13
4	11,91	9,4	7,06	-	-

Далее выполнялась оценка зависимости сцепления на контакте грунта и материала от различных стандартных параметров шероховатости: R_a , R_z , S_m [10], а также краевого угла смачивания поверхности. Результаты представлены на Рис. 3.13.



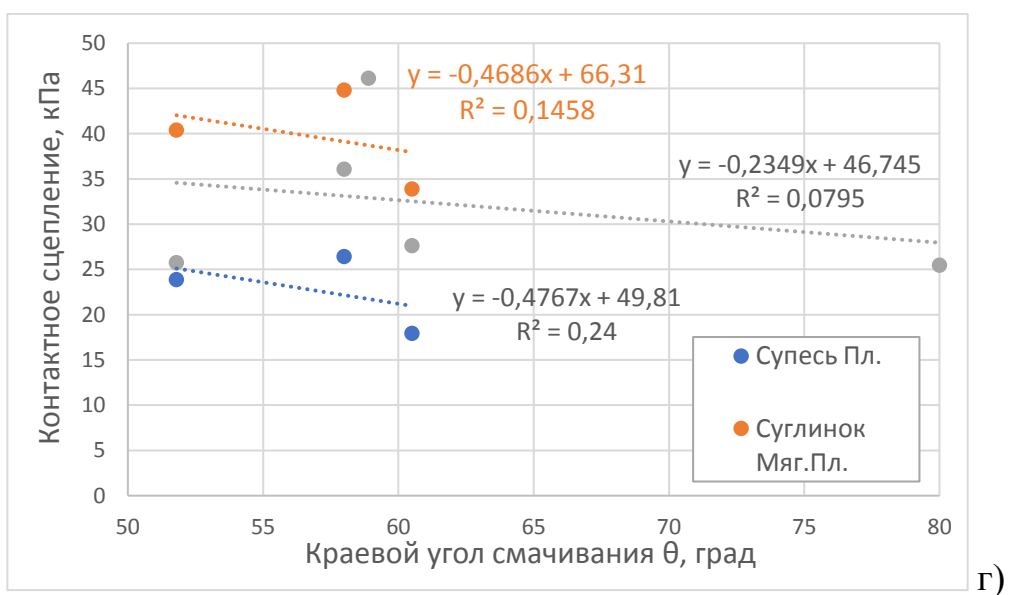
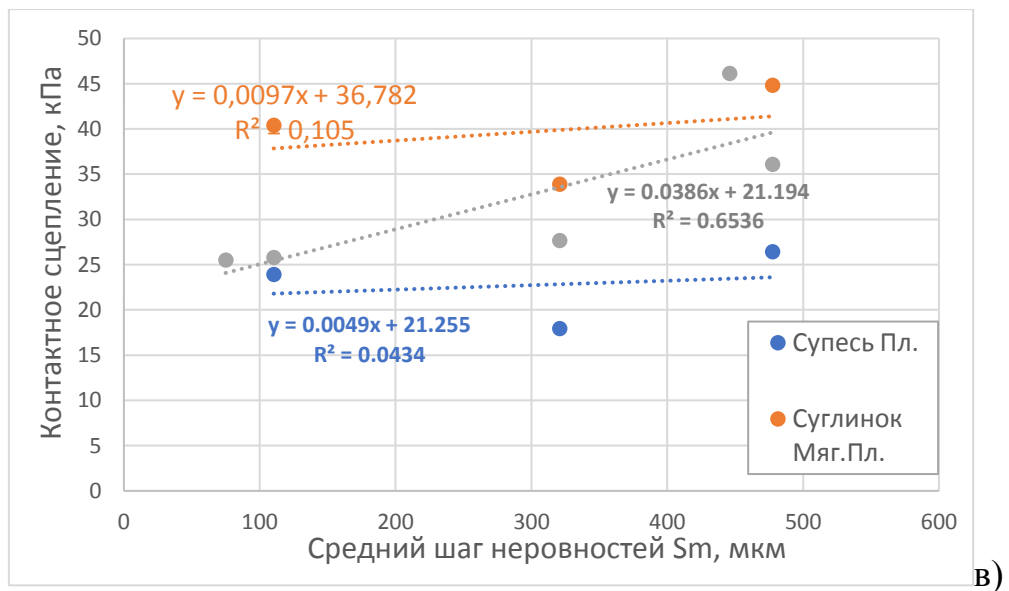
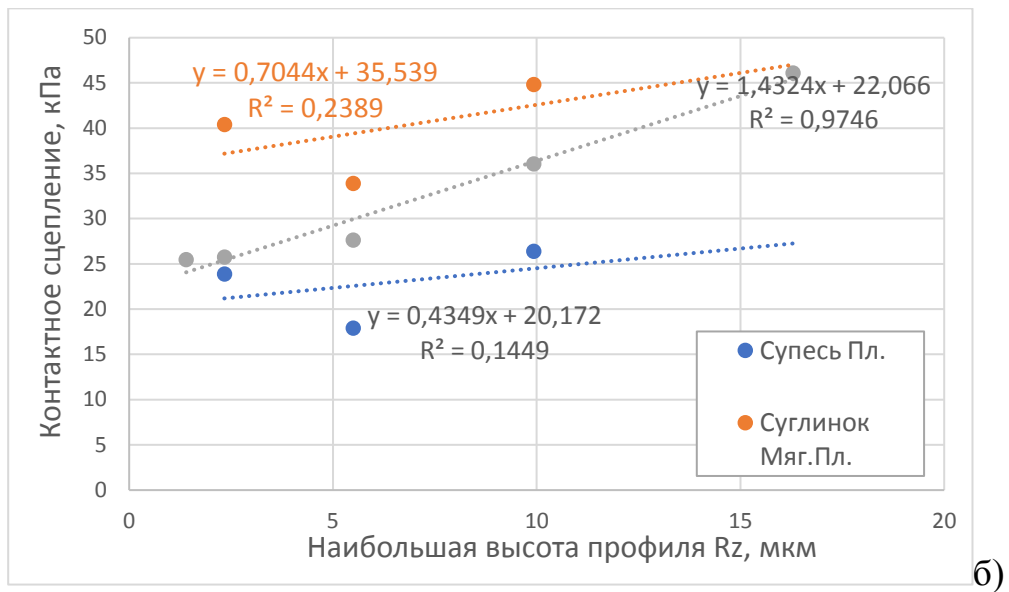


Рис. 3.13. Зависимости контактного сцепления от различных параметров шероховатости

Анализ результатов показывает слабую взаимосвязь между контактным сцеплением и стандартными параметрами шероховатости поверхности, а также краевым углом смачивания поверхности.

Для описания микронеровностей на поверхности материала было введено понятие *плотности микронеровностей*, численно равное отношению количества всех микронеровностей на единицу изучаемой длины поверхности (см. Рис. 3.14)

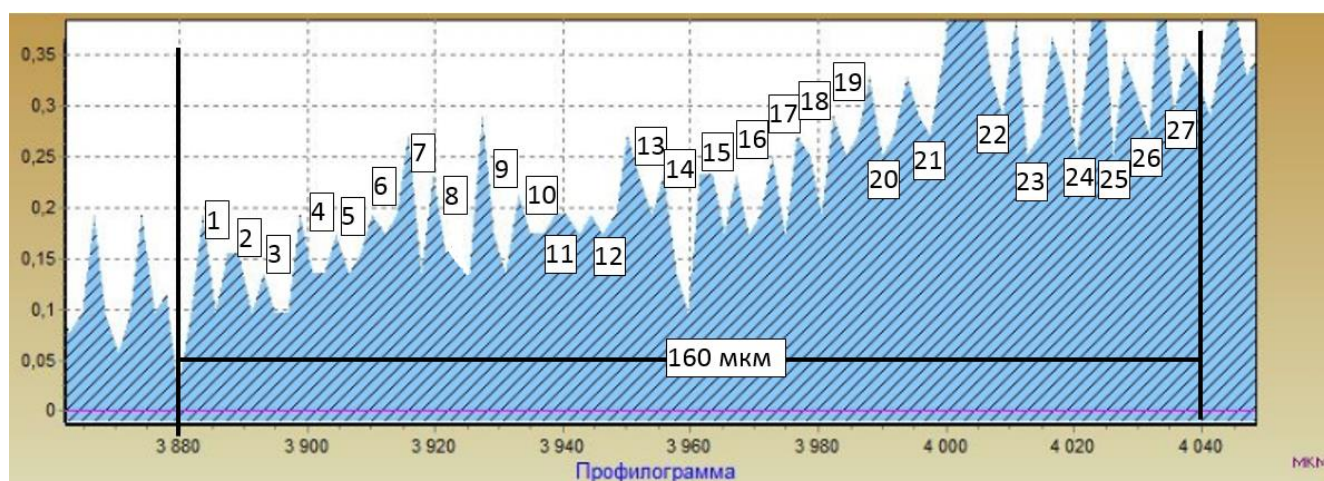


Рис. 3.14. Определение плотности микронеровностей поверхности

Плотность микронеровностей оценивалась для различных участков поверхности исследуемых материалов. На каждом из участков к оценке принимались отрезки длины не менее 1 мм. Общее количество участков было не менее 10 штук для каждого материала. Получаемые данные подвергались статистической обработке. Окончательные результаты измерения плотности микронеровностей сведены в Табл. 3.8.

Табл. 3.8. Результаты измерения плотности микронеровностей

Материал	Плотность микронеровностей, шт/мм
Фторопласт	172,16
Металл №1	171,88
Стеклопластик №1	160,73
Стеклопластик №2	183,34
Бетон	189,34

Анализ полученных результатов показал линейную зависимость контактного сцепления от плотности микронеровностей поверхности материала.

Коэффициенты детерминации получаемых регрессионных функций находятся в диапазоне от 0,765 до 0,987, что свидетельствует о функциональной зависимости исследуемых величин. Результаты анализа представлены на Рис. 3.15.

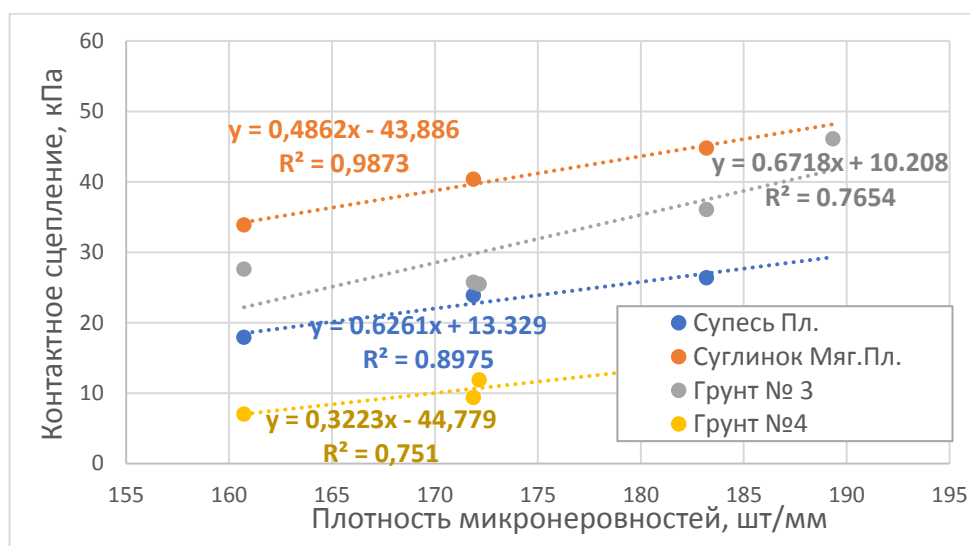


Рис. 3.15. Зависимость контактного сцепления от плотности микронеровностей поверхности материала подземной конструкции

Таким образом, сцепление на контакте глинистого грунта и материала пропорционально липкости и может быть объяснено возникновением сил вакуума в микронеровностях поверхности, которые остались не заполненными грунтом и водой, содержащейся в нём. А величина данной силы, может быть описана плотностью расположения данных микронеровностей.

3.3 Взаимодействие различных материалов фундаментов и мёрзлых грунтов

Как отмечалось ранее в п. 1.2.3, основной характеристикой, описывающей взаимодействие мёрзлых грунтов и подземных конструкций, является прочность смерзания. Принимая во внимание значительные реологические свойства мёрзлых грунтов, и предполагаемое различие в формировании касательной силы пучения грунта в зоне деятельного слоя и сил анкеровки в мёрзлых грунтах на участке свай ниже деятельного слоя, исследования были выполнены в два этапа. Первый включал изучение формирования касательных сил морозного пучения при промерзании деятельного слоя грунта и выполнялся исходя из предположения о том, что сил пучения оказывают условно мгновенное воздействие на свайный

фундамент. Второй включал изучение прочности смерзания сваи в её анкерной зоне и выполнялось при длительном приложении нагрузки.

3.3.1 Мгновенная прочность смерзания грунта с материалами

Исследование выполнялось с грунтами 1...4 и материалами 1...8. Образцы материала 1...5 были выполнены в виде пластин круглого сечения и испытывались на приборах одноплоскостного сдвига ВСВ-25 согласно методике, представленной в [4]. Сдвигающее усилие прикладывалось плавно, равномерно, с одной скоростью. В процессе испытания велась видеосъёмка, что позволяло обеспечить фиксацию предельного разрушающего усилия. Образцы 6...8 были выполнены в виде колец и испытывались в соответствии с методикой, представленной в прил. 2. Нагрузка прикладывалась плавно, путём перемещения штока с определённой скоростью, равной 5 мм/мин с доведением образца до разрушения (Рис. 3.17). В ходе испытания фиксировались перемещения штока и вдавливающее усилие, что позволяло обеспечить фиксацию предельной сдвигающей нагрузки. Все образцы промораживались и испытывались при температуре минус 5 °С. Выбор данной температуры обусловлен тем, чтобы минимизировать негативное воздействие колебания воздуха внутри камеры, которое составляет 1 град, и повысить стабильность получаемых результатов. Данная температура соответствует средней температуре грунтового массива в зоне деятельного слоя при его промерзании, что обеспечивает валидность и практическую достоверность получаемых данных. Процесс испытаний образцов представлен на Рис. 3.16.



а)



б)

Рис. 3.16. Процесс определения мгновенной прочности смерзания
а) на приборе ВСВ-25 по ГОСТ 12248 б) по авторской методике [42]

Для каждого образца материала и грунта определялось от 6 до 10 значений прочности смерзания. Для образцов, выполненных в виде кольца, дополнительно учитывался вес грунта внутри кольца. Результаты подвергались статистической обработке на исключение грубых погрешностей и определялось среднеарифметическое значение внутри одной выборки. Кроме того, рассчитывался коэффициент γ_{af} , численно равный отношению прочности смерзания грунта и i -го материала к прочности смерзания грунта с бетоном.

$$\gamma_{af} = \tau_i / \tau_{бет} \quad (8)$$

Результаты испытаний представлены в Табл. 3.9.

Табл. 3.9. Результаты определения мгновенной прочности смерзания

Номер грунта	Форма образца	Вид материала	Прочность смерзания τ , кПа	Коэффициент отношения к бетону γ_{af}
1	Круглая пластина	Фторопласт	177	0,18
		Металл №1	861	0,87
		Стеклопластик №1	733	0,74
		Стеклопластик №2	815	0,82
		Бетон	989	1,00
		Покрытие песком 1,0-2,0 мм	1696	1,70
2	Круглая пластина	Металл №1	771	1,10
		Стеклопластик №1	403	0,573
		Стеклопластик №2	517	0,735
		Бетон	703	1,00
		Покрытие песком 1,0-2,0 мм	1863	2,65
	Кольцо	Металл №2	1510	2,15
		Стеклопластик №3	589	0,84
		Стеклопластик №4	509	0,42
3	Круглая пластина	Покрытие песком 1,0-2,0 мм	1890	2,68
		Фторопласт	56	0,07
		Металл №1	860	1,05
		Стеклопластик №1	770	0,93
		Стеклопластик №2	810	0,98
		Бетон	820	1,00
		Покрытие песком 1,0-2,0 мм	1430	1,74

Следует отметить работы, посвящённые изучению влияния кривизны поверхности образца на получаемые значения прочности смерзания [27]. Исследования выполнялись по методике Н.А. Цытовича [107], для моделей различного диаметра. Результаты показали, что с увеличением диаметра силы смерзания уменьшаются до 2 раз, при этом при величине диаметра более 11-15 см

значения, практически не меняются. Ввиду этого, для валидации результатов, полученных для образцов в виде колец, выполнялась серия испытаний образцов в виде колец по методике [42] и круглых пластин в соответствии с методикой ГОСТ 12248.8. Особенностью испытания было то, что поверхности сдвига всех образцов, как колец, так и пластин, были покрыты песком одной крупностью с одинаковой плотностью покрытия, равной 1300 г/м^2 . Результаты выполненных испытаний по обеим методикам приведены в Табл. 3.9 и показывают схожие значения, различие составляет 1,4%. Таким образом, данные, полученные по методике [42], допускается сравнивать с данными, полученными по методике ГОСТ 12248.8 при условии отсутствия приложения нормальной поверхности сдвига нагрузки.

По аналогии с грунтами в немерзлом состоянии, разрушение может происходить по двум схемам: по линии «грунт-конструкция» и «грунт-грунт». В выполненных испытаниях на всех образцах было реализовано разрушение по линии «грунт-материал» (Рис. 3.17 а), кроме образцов покрытых песком, в которых реализовалось разрушение по линии «грунт-грунт» (Рис. 3.17 б). Причиной перехода от одного типа разрушения к другому, очевидно, может также являться шероховатость поверхности материала.

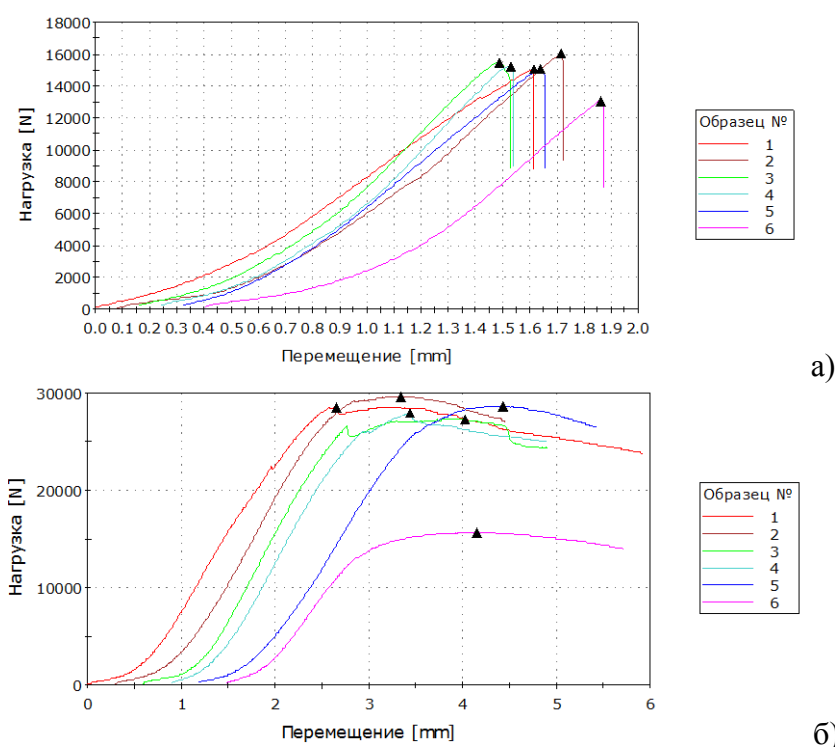
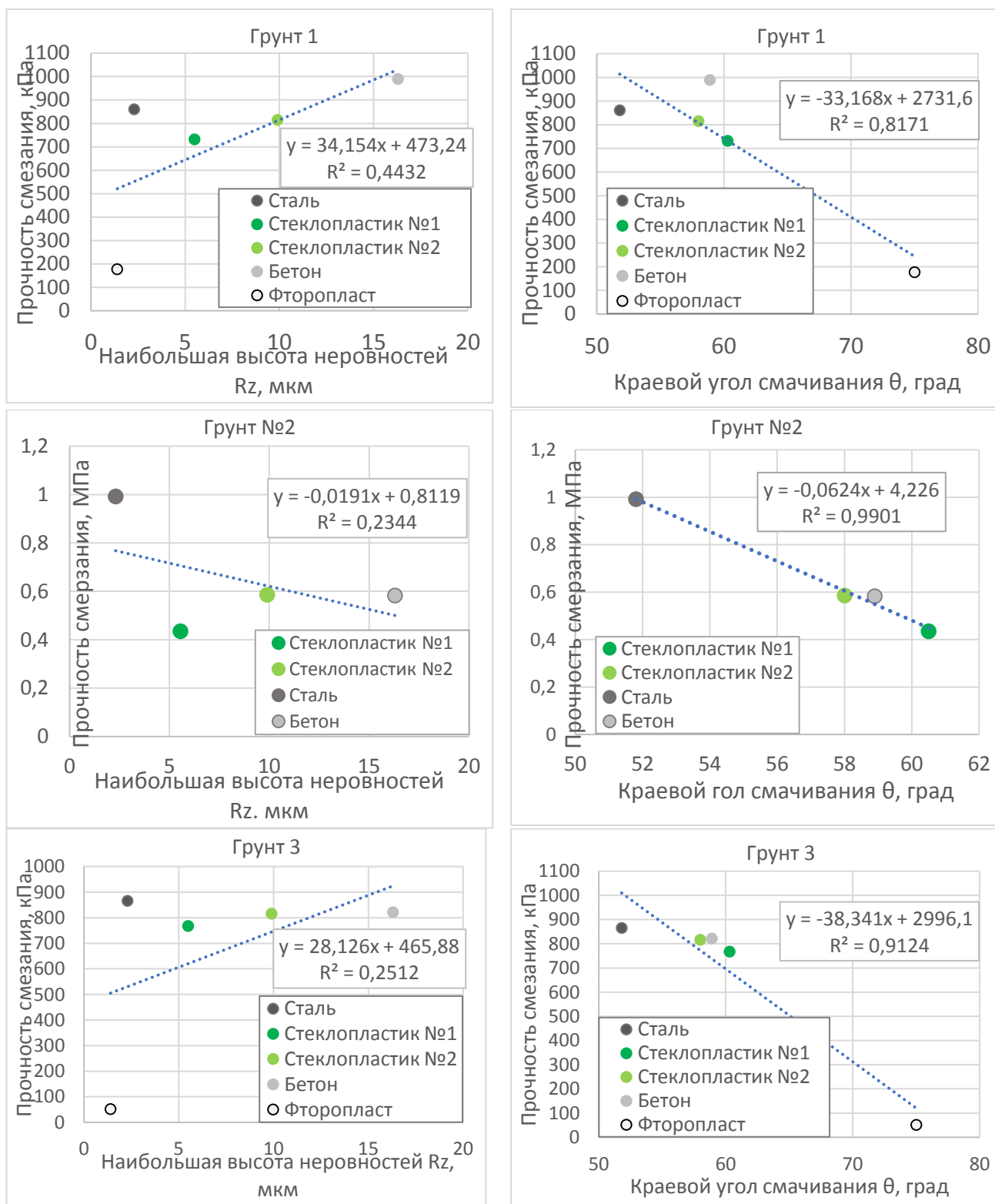


Рис. 3.17. Характер разрушения образцов, испытанных по методике [42]
а) кольцо из стеклопластика №3, б) покрытое песком кольцо

Результаты испытаний образцов, разрушение прочности смерзания с грунтом которых реализовалось по линии «грунт-материал», анализировались на предмет их зависимости от свойств поверхности материала: наибольшей высоты неровностей профиля Rz и краевого угла смачивания поверхности θ (Рис. 3.17).



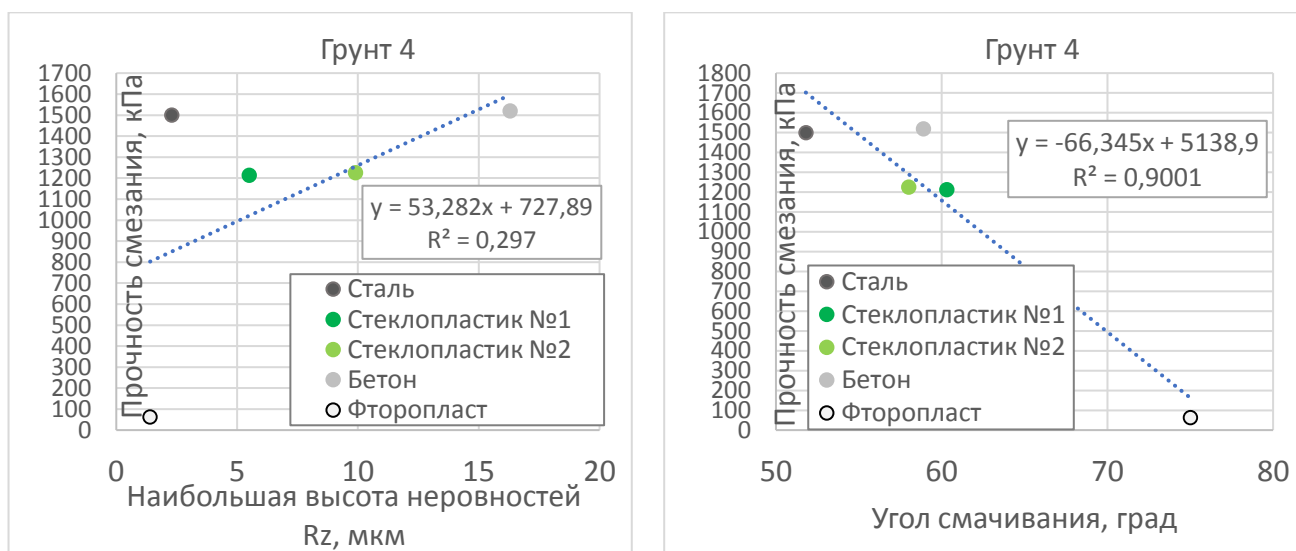


Рис. 3.18. Зависимости прочности срезания от свойств поверхности материалов

Результаты показывают функциональную зависимость мгновенной прочности срезания от краевого угла смачивания поверхности испытуемых материалов, коэффициент детерминации уравнений регрессии колеблется в диапазоне 0,81...0,99, и отсутствие зависимости мгновенной прочности срезания от параметра шероховатости, коэффициент детерминации уравнений регрессии колеблется в диапазоне 0,23...0,44.

Следует отметить значительную разницу в мгновенной прочности срезания двух образцов металла. Причиной этого может являться различие в шероховатости двух данных образцов: поверхность срезания образцов металла №2 подверглась локальной коррозии, что повлияло на увеличение наибольшей высоты неровностей профиля Rz с 2,3 до 11,6 мкм. Данный результат согласуется с данными Соколова В.М [97], который отмечал рост прочности срезания грунта со стальными пластинами при увеличении шероховатости их поверхности. Следует отметить важность данного явления, поскольку процессы коррозии наиболее активно развиваются на участках стальных свай, расположенных в зоне деятельного слоя грунта, где к подземной конструкции в период промерзания грунта прикладывается касательная сила морозного пучения.

Следуя гипотезе влияния шероховатости на мгновенную прочность срезания при условии равенства значений краевого угла смачивания, были

проанализированы значения мгновенной прочности смерзания грунта №2 с четырьмя видами стеклопластика, обладающих сопоставимыми друг с другом параметрами гидрофобности. Результаты показали функциональную зависимость мгновенной прочности смерзания от шероховатости, при условии равенства значения краевого угла смачивания (см. Рис. 3.19)

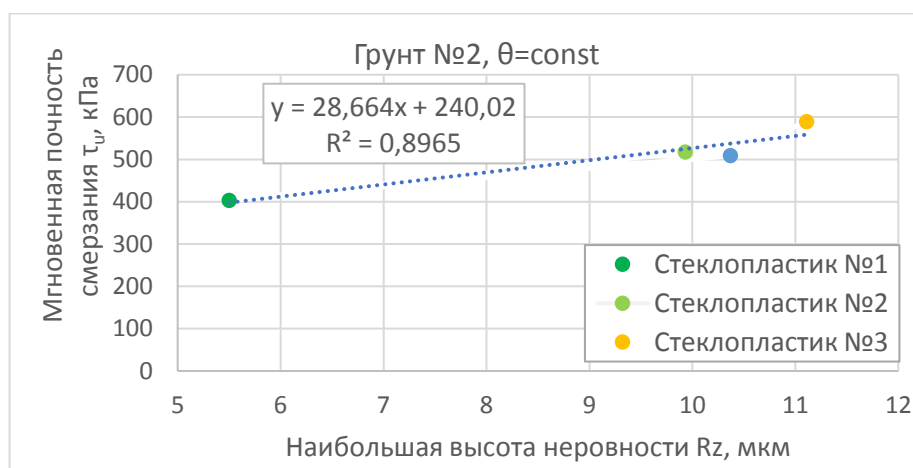


Рис. 3.19. Зависимость мгновенной прочности смерзания грунта со стеклопластиками от их шероховатости

Таким образом можно сделать вывод о том, что шероховатость, главным образом, оказывает влияние на характер разрушения мгновенной прочности смерзания: по линии «грунт-материал» или «грунт-грунт». Величина значения мгновенной прочности смерзания в случае её разрушения по линии «грунт-материала» зависит, в первую очередь, от краевого угла смачивания поверхности и во вторую – от шероховатости, т.е. если материалы обладают близким значением угла смачивания, то значение мгновенной прочности смерзания будет выше у того материала, у которого больше шероховатость.

3.3.2 Длительная прочность смерзания грунта с материалами

Для исследования были приняты образцы материалов №1...3, 5 и грунт №1. Испытания выполнялись при помощи сдвиговых приборов полевой лаборатории И.М. Литвинова. Для возможности реализации испытаний методом одноплоскостного среза по поверхности смерзания, конструкция сдвигового прибора была доработана: выполнена и установлена деталь, позволяющая

удерживать образец материала в неподвижном и горизонтальном положении в ходе испытания.

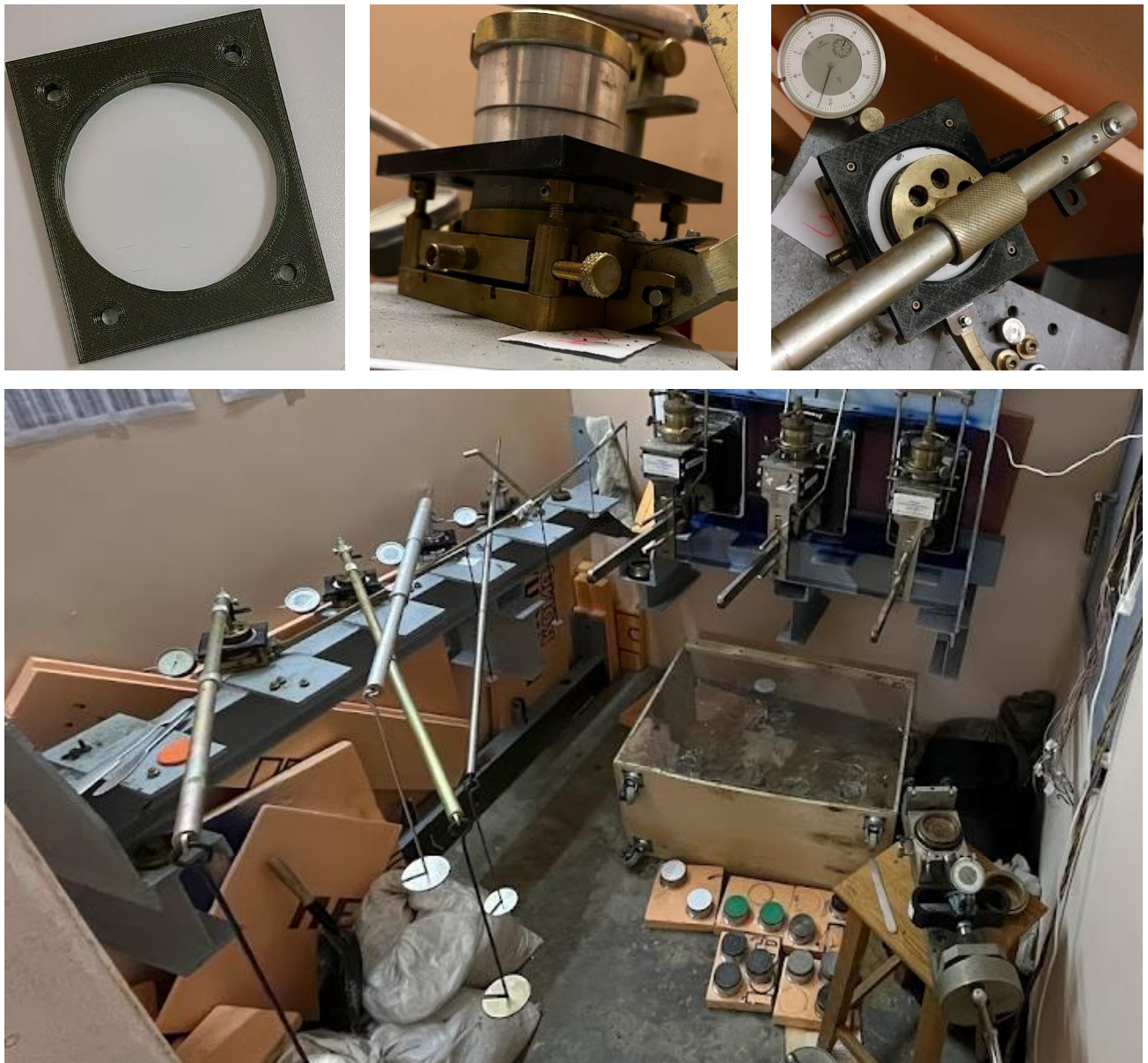


Рис. 3.20. Испытание на длительную прочность сmerzания при помощи модернизированного сдвигового прибора из полевой лаборатории И.М. Литвинова

Перед испытаниями уточнялась массы металлических грузов на поверенных электронных весах при нормальных условиях, а также соотношение плеч рычажной системы при помощи откалиброванного динамометра при температуре испытаний.



Рис. 3.21. Уточнение массы грузов и соотношения плеч рычажной системы полевой лаборатории Литвинова

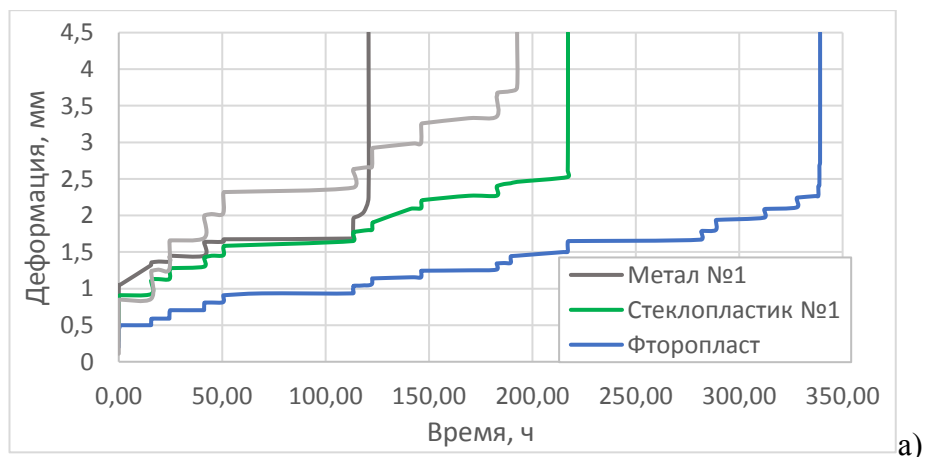
Образец грунта подготавливался в соответствии с размерами подвижной каретки сдвигового прибора и имел диаметр 50 мм. Сверху на грунт устанавливалась пластина испытуемого материала и фиксировалась дополнительно изготовленной деталью, закреплённой на сдвиговом приборе. Ввиду того, что диаметр образца материала превышал диаметр образца грунта, площадь соприкосновения материала и грунта в ходе испытания оставалась неизменной, что повышает точность получаемых данных. Перед промораживанием, нормально поверхности среза при помощи системы рычагов прикладывалась нормальная нагрузка. Промораживание грунта осуществлялось в сдвиговом приборе до температуры минус 5 °С после приложения нормальной

нагрузки. Выбор данной температуры обусловлен тем, чтобы минимизировать негативное воздействие колебания воздуха внутри камеры, которое составляет 1 град. Данная температура соответствует твердомёрзлому состоянию многолетнемёрзлых грунтов, что встречается в практической деятельности и обеспечивает валидность и практическую значимость получаемых данных. Контроль температуры осуществлялся в эталонном образце грунта, находившимся в тех же условиях, что и испытуемые образцы. По достижении требуемой температуры, к образцу плавно, без ударов, прикладывалась первая ступень сдвигающей нагрузки. Каждая последующая ступень прикладывалась при достижении стабилизации предыдущей. За параметр условной стабилизации принималось изменение горизонтальных деформаций не более 0,01 мм за 12 ч. Испытание выполнялось до разрушения контакта «мёрзлый грунт-материал».

В первой серии испытаний, измерялись длительные значения прочности смерзания грунта №1 со металлом №1, стеклопластиком №1, фторопластом и бетоном (см. Табл. 3.2). Результаты испытаний сведены в Табл. 3.10. Сдвиговые испытания выполнялись при нормальной нагрузке к поверхности сдвига равной 25 кПа. Изменение фиксируемых в ходе испытания параметров представлено на Рис. 3.22.

Табл. 3.10. Результаты определения длительной прочности смерзания

Номер грунта	Исследуемый материал	Длительная прочность смерзания, кПа
1	Фторопласт	129,93
	Металл №1	136,64
	Стеклопластик №1	145,51
	Бетон	181,69



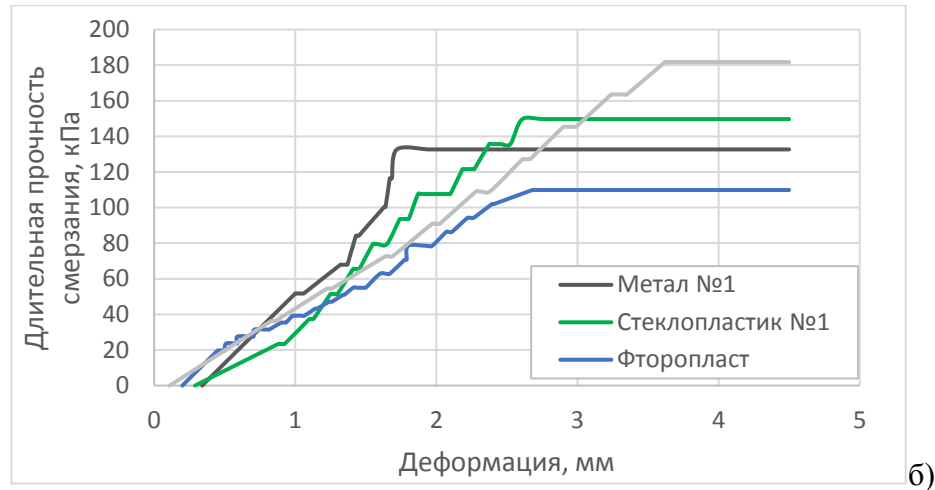


Рис. 3.22. Изменение фиксируемых в ходе испытания параметров
а) Деформации от времени испытания; б) касательного напряжения от деформации

Сопоставление полученных значений длительной прочности смерзания и параметров поверхности испытанных образцов показывает зависимость длительной прочности смерзания от шероховатости поверхности и отсутствие зависимости от краевого угла смачивания (Рис. 3.23).

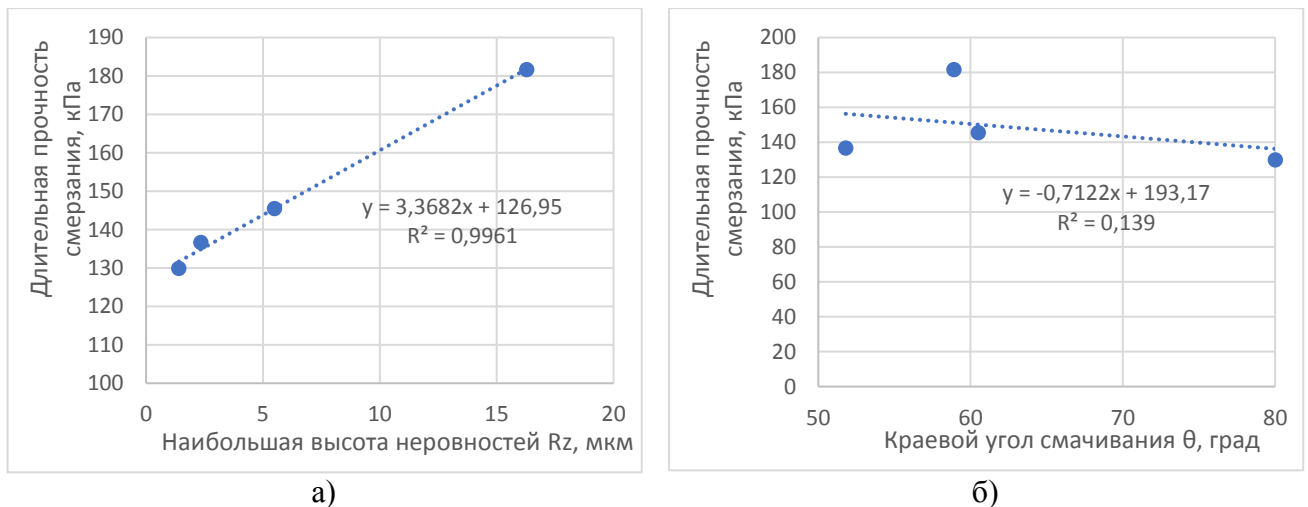


Рис. 3.23. Зависимость длительной прочности смерзания испытанного грунта от параметров поверхности материала:
а) Наибольшей высоты неровностей R_z , б) Краевого угла смачивания θ

Таким образом, при переходе от мгновенного к длительному воздействию нагрузки, повышается значимость шероховатости поверхности сваи на формирование прочности её смерзания с грунтом.

Для более детального изучения природы взаимодействия мёрзлого грунта с материалом конструкции при длительном воздействии нагрузки был реализован

эксперимент, в котором устанавливались угол трения и сцепление мёрзлого грунта №4 на контакте с материалами №1...3, 5. Для этого устанавливались длительные прочности смерзания грунта с указанными материалами при различных нормально приложенных нагрузках. Испытания выполнялись на модифицированных автором сдвиговых приборах полевой лаборатории И.М. Литвинова по описанной ранее методике. Определение угла трения и сцепления при длительном приложении сдвиговой нагрузки выполнялось при трёх нормальных напряжениях: 100, 200 и 300 кПа. Следует отметить, что фактически приложенные напряжения были меньше заданных, ввиду увеличения площади соприкосновения грунта и материала, вследствие отсутствия горизонтального обжатия грунта кареткой прибора, обусловленного конструктивными особенностями использованного оборудования. Для учёта данного эффекта, после испытания измерялся фактический диаметр площади контакта грунта и материала и пересчитывались фактические напряжения. Результаты испытаний сведены в Табл. 3.11

Табл. 3.11. Результаты определения угла трения и сцепления мёрзлого грунта с различными материалами

№ грунта	Исследуемый материал	Диаметр пятна контакта грунта и материала, мм	Нормальное напряжение, кПа	Касательное напряжение, кПа	Угол трения, град	Сцепление, кПа
4	Фторопласт	57	95,78	80,4	23	40,5
		57	182,36	119,76		
		61	234,82	138,94		
	Металл №1	56	74,99	221,06	16,9	197,9
		57,5	157,43	244,74		
		62	209,64	262,2		
	Стеклопластик №1	56	68,73	161,91	32,1	121,32
		56	159,72	230,16		
		63	198,09	239,62		
	Бетон	58	93,12	262,12	35,4	185,28
		57,5	181,05	291,36		
		58	262,77	383,3		

Сопоставление экспериментально установленных значений угла трения и сцепления с измеренными значениями наибольшей высоты неровностей R_z и краевым углом смачивания поверхностей θ испытанных материалов позволяет

судить о существовании зависимости угла трения мёрзлого грунта на контакте с материалом от его шероховатости: чем выше шероховатость материала, тем выше значение угла трения мёрзлого грунта по материалу; и зависимость сцепления мёрзлого грунта на контакте с материалом от его гидрофобности: чем материал более гидрофобен, тем ниже сцепление материала с мёрзлым грунтом на их контакте. Установленные закономерности представлены на Рис. 3.24.

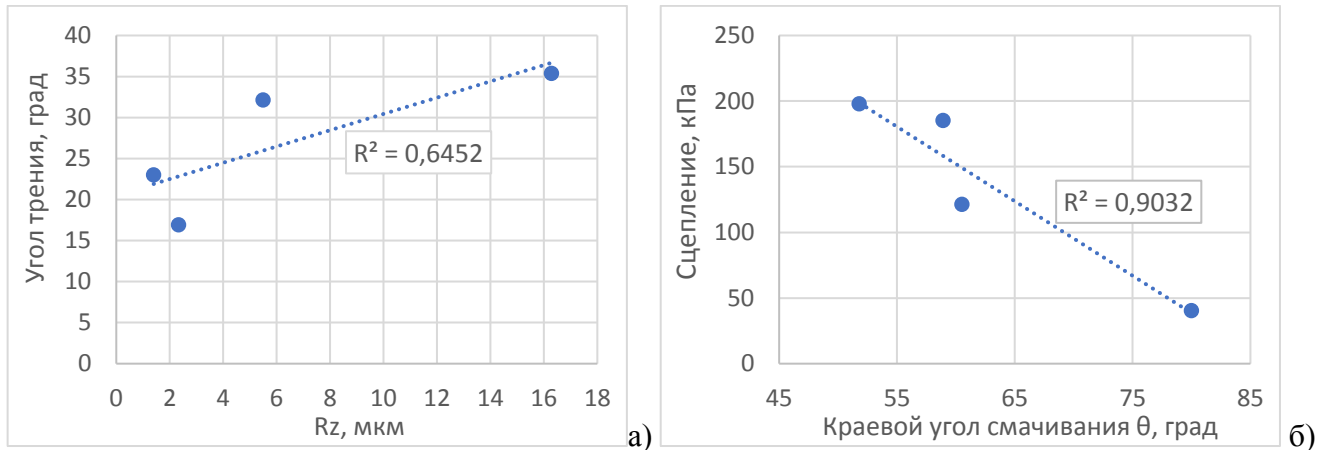


Рис. 3.24. Зависимости угла трения от наибольшей высоты неровностей материала (а) и сцепления от краевого угла смачивания материала (б) мерзлого грунта при длительном приложении нагрузки

Исходя из полученных данных, следует отметить, что испытания по определению прочности смерзания при мгновенном приложении сдвигающей нагрузки (п.3.3.1) выполнялись без приложения нормального линии среза усилия. Поэтому, полученные результаты мгновенной прочности смерзания сформированы, в значительной степени, сцеплением, и, в незначительной степени, трением, поскольку нормальные линии сдвига силы были минимальными. Это объясняет значительную зависимость полученных результатов от гидрофобности испытанных материалов. В случае сезонного промерзания морозное пучение грунта развивается в его верхних слоях, где нормальные к линии «грунт-поверхность сваи» силы минимальны, поэтому важно в зоне деятельного слоя располагать материал обладающий, главным образом, гидрофобными свойствами. В случае анкеровки сваи в многолетнемёрзлых грунтах, для повышения её анкерующих сил и восприятия приложенных сил морозного пучения, имеет смысл повышать гидрофильность поверхности сваи и её шероховатость, поскольку с

увеличением глубины будет увеличиваться и прочность её смерзания с грунтом (см. Рис. 3.24 а).

3.4 Выводы по главе

1. Свойства материала поверхности подземной конструкции играют определяющую роль в формировании прочности на их контакте с грунтом, как в мёрзлом, так и не мёрзлом состояниях;

2. Шероховатость поверхности подземной конструкции имеет важное значение в формировании прочности её контакта с грунтом. Существует два типа разрушения: по линии «грунт-конструкция» и «грунт-грунт». Переход от одного типа разрушения к другому происходит, в том случае, если шероховатость материала подземной конструкции больше, чем критическая шероховатость для данного грунта. Данная закономерность актуальна для грунтов, как в немерзлом, так и в мерзлом состояниях;

3. Для грунтов в немерзлом состоянии значение критической шероховатости поверхности материала зависит от крупности твёрдых частиц грунта: чем больше крупность частиц, тем большая шероховатость материала необходима для переноса разрушения с линии «грунт-конструкция» на «грунт-грунт»;

4. Прочность грунта при сдвиге по материалу может быть описана законом Кулона-Мора. При формировании разрушения по линии «грунт-грунт» могут использоваться угол внутреннего трения и сцепления грунта, полученные при соответствующей взаимной ориентации образца грунта и поверхности сдвига. При формировании разрушения по линии «грунт-конструкция» могут быть использованы угол трения и сцепление грунта на контакте с материалом подземной конструкции;

5. Угол трения на контакте грунта и материала зависит от соотношения высоты неровностей поверхности материала подземной конструкции и крупности твёрдых частиц грунта, а сцепление грунта и материала зависит от плотности расположения неровностей поверхности материала;

6. Прочность смерзания мёрзлого грунта и материала сваи также может быть описана законом Кулона-Мора. При этом угол трения мёрзлого грунта по материалу будет зависеть от шероховатости материала сваи, а сцепление – от её гидрофобности;

7. Формирование величины прочности смерзания мёрзлого грунта с материалом сваи различно для случаев её работы в зоне деятельного слоя грунта и при её анкеровке в слоях ниже глубины сезонного промерзания. Формирование касательных сил морозного пучения происходит в верхних слоях грунтового массива, где горизонтальное давление грунта на сваю минимально, а прочность смерзания сваи ниже глубины промерзания грунта, будет увеличиваться с глубиной. Поэтому рекомендуется в зоне деятельного слоя грунта повышать, главным образом, гидрофобность поверхности сваи, а на участке ниже глубины промерзания повышать гидрофильность и шероховатость материала поверхности сваи.

4 РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРАКТИЧЕСКОМУ ИСПОЛЬЗОВАНИЮ УСТАНОВЛЕННЫХ ЗАКОНОМЕРНОСТЕЙ

4.1 Разработанные технические решения на основе выполненных исследований

4.1.1 Конструктивные решения композитных противопучинных свай

Основываясь на результатах испытаний, представленных в главах 2 и 3, были разработаны конструкции композитных противопучинных свай. Их особенность заключается в применении полимерных композитных материалов (далее ПКМ) таких как: стеклопластики, базальтопластики, пластики с армированием арамидными волокнами и пр; в качестве основного материала сваи. Трубы из ПКМ могут быть выполнены методом пултрузии или намоткой нитей.

Данное решение позволит повысить коррозионную стойкость свайных фундаментов, а также снизить их вес, что должно позитивно сказаться на логистических издержках и процессе монтажа. Кроме того, применение стеклопластика позволяет значительно понизить теплопроводность свай, что

способствует снижению, или полному исключению возникновения воронки деятельного слоя у фундамента, и развития всех сопутствующих её появлению негативных процессов, более подробно описанных в главе 2.

Вся длина сваи разделяется на два участка: первый, противопучинный, предназначен для размещения на участке ожидаемого распространения деятельного слоя грунта и второго, анкерного, расположенного вдоль слоёв грунта, не подверженных сезонному промерзанию/оттаиванию. На первом участке поверхность композитной сваи оставляется в заводском исполнении, что обеспечивает снижение интенсивности касательных сил морозного пучения за счёт гидрофобности полимерных смол, выполняющих роль матрицы при изготовлении стеклопластиковой трубы. На втором участке на свае реализуется один из способов повышения несущей способности, например, песчаное покрытие (Рис. 4.1 а), или выполнение рёбер (Рис. 4.1 б), для повышения сил анкеровки сваи. Все описанные решения – предупреждение образования воронки деятельного слоя, снижение интенсивности сил пучения и повышение усилия анкеровки, придают данному типу композитных свай противопучинные свойства.

Возможна реализация композитной противопучинной сваи в конусном, двуконусном или смешанном исполнениях (Рис. 4.1.в). Данное решение позволит дополнительно снизить силы пучения в зоне деятельного слоя и повысить несущую способность сваи на участке, не подверженном промерзанию. Изготовление стеклопластиковых труб конусообразного вида возможно путём изготовления специальной оснастки.

Поперечное сечение свай может быть выполнено круглым или в виде эллипса для повышения момента инерции сечения в направлении действия изгибающего момента.

Внутреннее пространство свай может быть оставлено пустым ввиду повышенной коррозионной стойкости материала. В случаях необходимости повышения жёсткости изготавливаемых свай внутреннее пространство может быть заполнено бетоном или железобетоном. В данном случае композитная труба будет выполнять роль внешнего армирования бетона, повышая его прочность на сжатие.

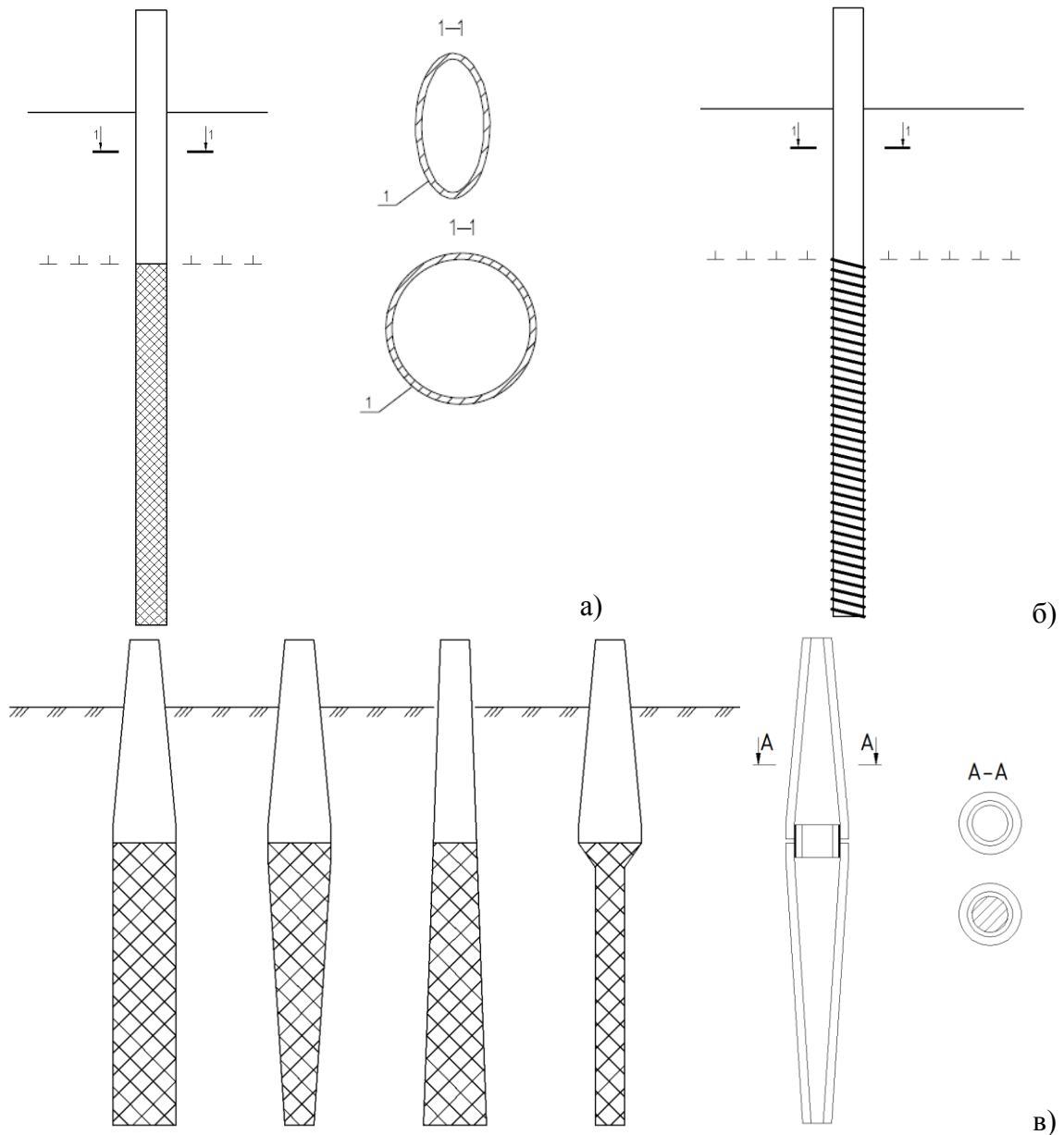


Рис. 4.1. Варианты исполнения композитных противопучинных свай
 а) с песчаным покрытием в анкерной зоне [38], б) реализацией рёбер в анкерной зоне [39], в) варианты исполнения сваи с конусной формой

Соединение описанных выше композитных свай, как в пустотелом, так и в заполненном бетоном или железобетонном исполнении, с надземными конструкциями возможно в различных вариантах. Конструктивные решения узлов соединения будут отличаться в зависимости от материала исполнения ростверка.

В случае металлического ростверка его соединение со сваями возможно посредством болтового соединения оголовка сваи с элементами ростверка. Конструкции оголовков могут иметь традиционное исполнение и выполнены из металла или полимерного композитного материала. Крепление оголовка к свае

может быть реализовано путём клеевого или нагельного соединений. Предлагаемые варианты представлены на Рис. 4.2.

В случае с деревянным исполнением ростверка, его соединение со свайей возможно посредством болтового или нагельного соединения элемента ростверка с оголовком сваи, выполненным по аналогии с представленным выше описанием.

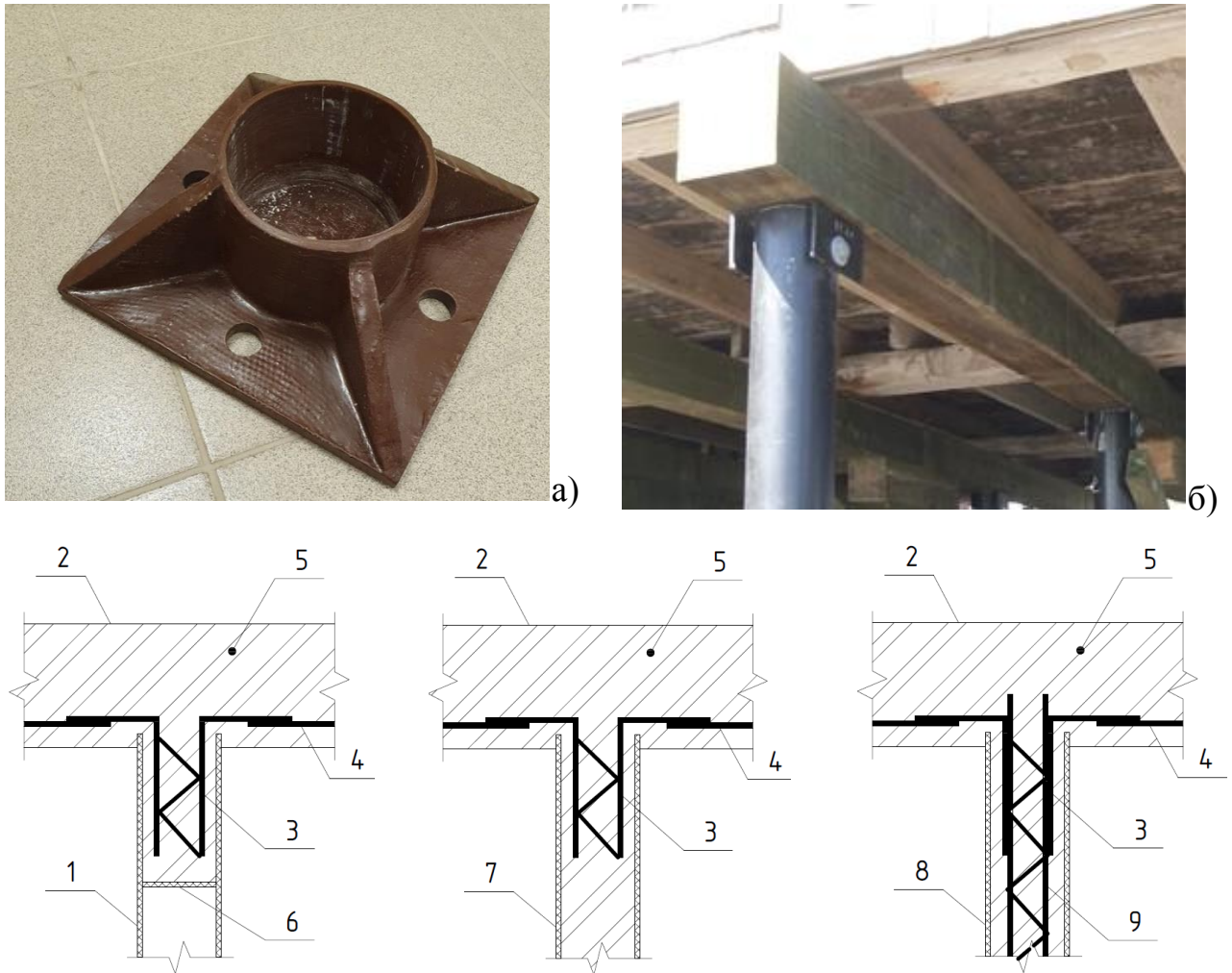


Рис. 4.2. Варианты соединения композитных свай с надземными конструкциями

а) металлическими конструкциями, б) деревянными конструкциями, в) варианты соединения композитных свай и монолитного ж.б.

Соединение монолитных железобетонных ростверков 2 с композитными сваями, как пустотелыми 1, так и заполненными бетоном 7 и железобетоном 8, путём соединения арматурного каркаса 4 соединяемого железобетонного элемента 2 с закладной деталью 3, выполненной из арматурного каркаса или прокатного профиля, расположенной в верхней части композитной сваи. При этом, в случае с

композитной пустотелой сваей 1, закладная деталь 3 устанавливается в верхней части сваи, отсечённой специальной заглушкой 6, которая может быть заводского исполнения или изготавливаться на строительной площадке, от остальной, пустотелой части, которая может заполняться бетоном 5 до момента изготовления ростверка или в процессе его бетонирования. В случае с композитной сваей, заполненной бетоном 7, закладная деталь 3 устанавливается в верхней части сваи, которая может заполняться бетоном 5, как в процессе бетонирования ростверка 2, так и отдельно до него. В случае с композитной сваей, заполненной железобетоном 8, закладная деталь 3 устанавливается на арматурный каркас железобетонного заполнения композитной сваи 9, которая может заполняться бетоном 5, как в процессе бетонирования ростверка, так и отдельно до него.

Таким образом, описанные соединения позволяет повысить жёсткость соединения композитной сваи, как пустотелой, так и заполненной бетоном, и железобетоном, с монолитным железобетонным ростверком, посредством соединения сваи и арматурного каркаса ростверка специальной закладной деталью, и плотным прилеганием бетона к трубе композитной сваи, достигаемого в процессе бетонирования ростверка.

При погружении композитных противопучинных свай в грунты необходимо учитывать особенности полимерных композитных материалов: их меньшую, по сравнению с традиционными сваями, жёсткость и хрупкость. Вследствие этого существуют ряд ограничений по способам их погружения в различные типы грунтов [129, 130, 131, 135, 144].

В случае погружения свай в немерзлые грунты, могут быть рекомендованы: забивка, вдавливание и вибропогружение. При этом, в процессе монтажа, могут возникнуть трудности в следствии изгиба тела сваи при воздействии погружающего усилия на её голову. По этой причине усилие погружения не будет передаваться на острие сваи в полной мере, что значительно сказывается на эффективности её погружения. Для исключения эффекта демпфирования может быть рекомендовано уменьшение расстояние между грунтом и местом приложения усилия погружения. Согласно исследованиям [45, 105], рекомендуемое расстояние

составляет от 0,5 до 4 м, в зависимости от типа грунтового сопротивления. При этом поддерживается рациональный темп погружения свай, равный от 0,1 до 1 м/мин.

Таким образом, для эффективного погружения свай могут использоваться специальные шаблоны, кондукторы, позволяющие повысить жёсткость свай при их погружении, специальные устройства захвата свай для механизмов погружения свай, или погружение сегментов свай определённой длины, с последующим их соединением между собой.

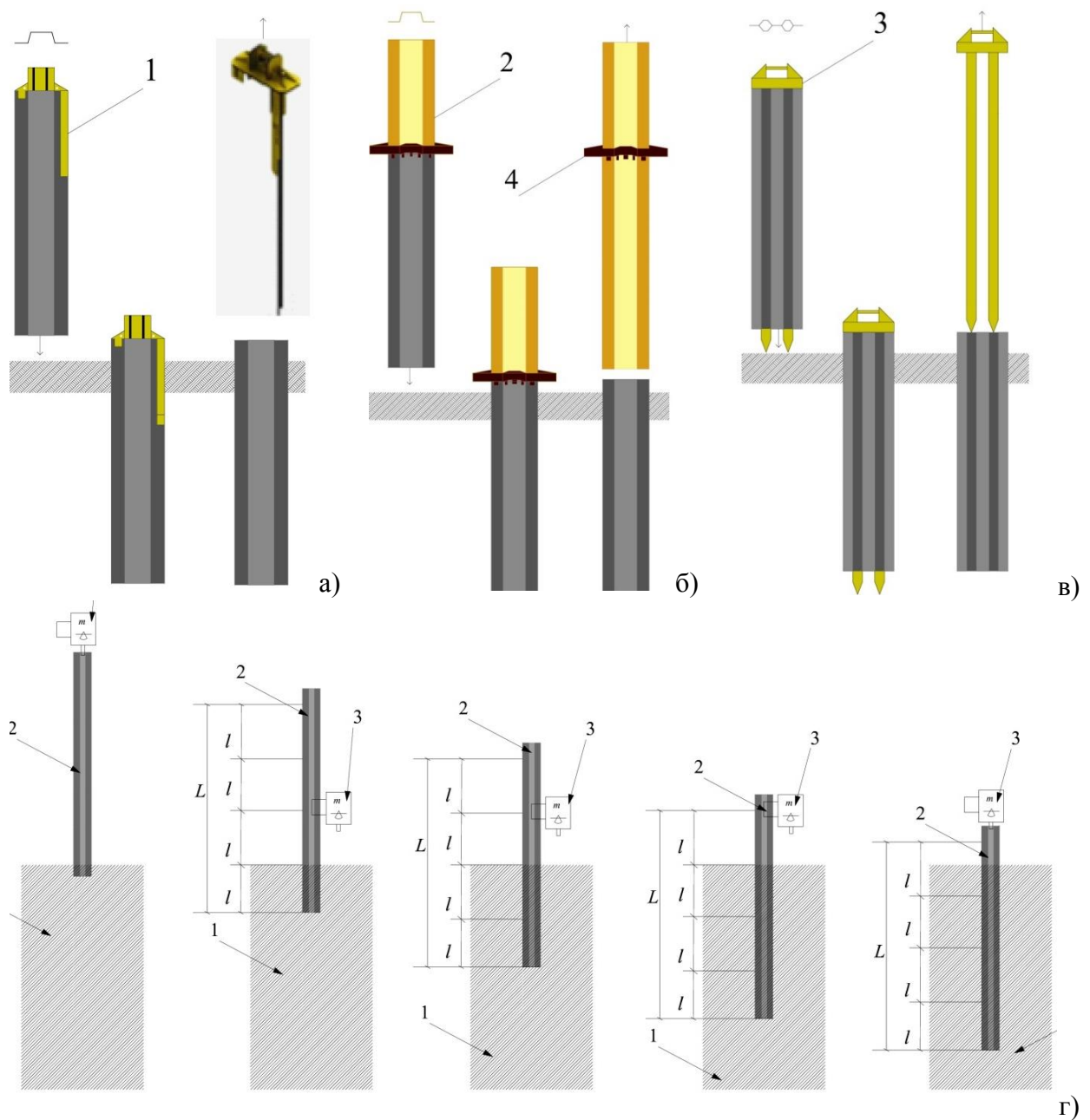


Рис. 4.3. Способы погружения полимерной шпунтовой сваи [105]
а) стальной кондуктор б) стальной шаблон, в) стальные направляющие, г) погружение с пошаговым изменением приложения внешнего усилия с сохранением расстояния от грунта до места приложения силы погружения

При необходимости погружения свай в многолетнемёрзлое основание, в качестве технологии погружения может быть рекомендована одна из наиболее распространённых технологий (см. Рис. 1.3): буроопускной и бурозабивной. В случае с буроопускным способом, композитная противопучинная свая опускается в предварительно пробуренную лидерную скважину большего диаметра. Пространство между свайей и стенками скважины может быть заполнено цементно-песчаным раствором или выбуренным шламом. В случае с бурозабивным способом погружение свай выполняется забивкой в предварительно пробуренную лидерную скважину, выполненную в соответствии с СП 25.13330. При использовании данного способа, возможно разрушение оголовка композитной свай, а также потеря устойчивости самого тела свай, что влечёт за собой снижение интенсивности погружающего воздействия на острие свай вследствие демпфирования. Для определения границ применимости данного способа погружения рекомендуется выполнить дополнительные исследования. В качестве предварительных путей решения данной проблемы могут быть рекомендованы следующие технические решения: дополнительное армирование верхней части свай для предотвращения её разрушения, применение специальных устройств для повышения пространственной жёсткости свай в процессе её погружения, по аналогии со шпунтовыми сваями (см. Рис. 4.3) или же для обеспечения приложения погружающего воздействия непосредственно к острию свай.

4.1.2 Способ повышения несущей способности свай по грунту

Существующие сегодня технические решения для повышение несущей способности свай по грунту, в основном, связаны с развитием боковой поверхности свай: создание анкерных элементов в виде лопастей, винтовых спиралей, рёбер (см. гл. 1.3.2) [62,83]. Ещё одним путём повышения несущей способности может быть подача инъекционного раствора на основе цементных и др. вяжущих в зону контакта грунта и материала [76]. Основной проблемой данных решений является сложность их реализации: необходимость приваривания лопасти к телу стальной

сваи, защита сварного шва от коррозии, создание специальной опалубки сложной формы для изготовления ребристых свай, необходимость использования инъекционного комплекса в случае подачи инъекционного раствора в контактную зону «грунт-подземная конструкция» и т.д.. Кроме того, созданные конструкции сложнее поддаются аналитическому расчёту, поскольку существенно изменяется схема их взаимодействия с грунтом.

Основываясь на результатах исследований, представленных в главе 3, а именно: о переносе линии разрушения с «грунт-материал» на «грунт-грунт» при достижении критической шероховатости; было предложено техническое решение, которое позволяет искусственно повысить шероховатость любой поверхности и, тем самым, повысить силы трения на контакте подземной конструкции и грунта.

Сущность предложенного решения заключается в создании искусственной шероховатости на наружной поверхности подземной конструкции 1 путём равномерного нанесения и соединения с ней материала, формирующего шероховатость 2. Причем наносимый на наружную поверхность сваи материал может быть сыпучим, например песком, и наноситься путём осыпания поверхности сваи или предварительно изготовленным матом с заданными размерами и шероховатостью, например наждачная бумага. Соединение формирующего шероховатость материала 2, вне зависимости от его типа, с поверхностью сваи осуществляют посредством связующего материала 3 (Рис. 4.4).

Предварительно, перед нанесением клея, наружная поверхность композитной сваи очищалась от грязи, пыли и других загрязнений. Затем на участок сваи длиной 1.1 м был равномерно нанесён слой клея и крупного песка в воздушно-сухом состоянии. Процесс реализации предложенного технического решения представлен на Рис. 4.4.

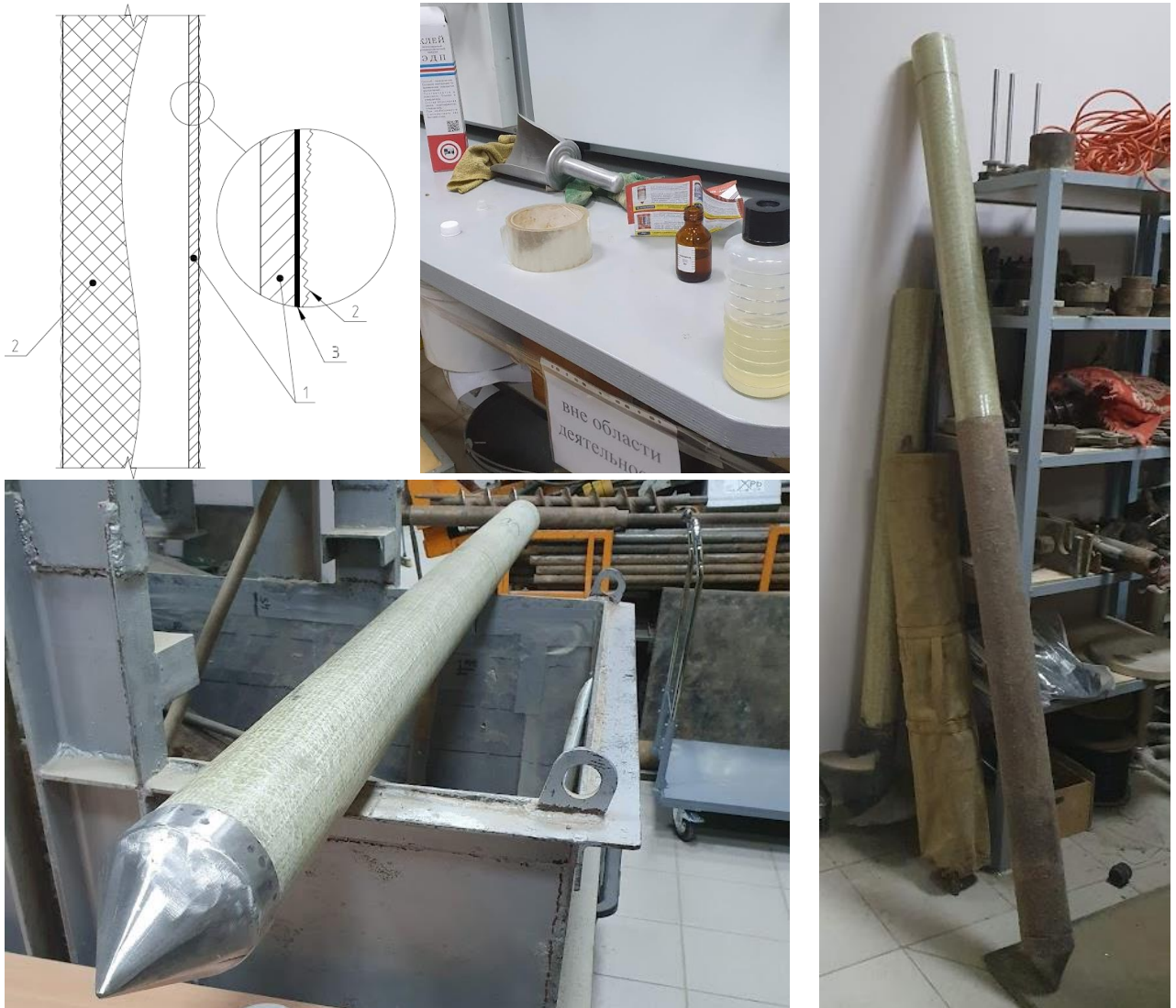


Рис. 4.4. Реализация способа повышения несущей способности свай по грунту

Таким образом, предлагаемое техническое решение позволяет перенести линию разрушения с «грунт-материал» на «грунт-грунт» путем искусственно созданной шероховатости на поверхности свай, что обеспечивает повышение несущей способности свай по грунту при снижении трудоемкости ее изготовления. При этом высота созданных неровностей позволяет считать созданную поверхность относительно ровной и получать значения трения грунта о поверхность свай существующими методами, например, приведённым в прил. 3, что обеспечивает возможность использования простых расчётных схем взаимодействия свай и грунта при аналитической оценке несущей способности свай по грунту при ее проектировании.

4.1.3 Способ повышения противопучинных свойств свай

В продолжении идеи разделения длины сваи на два участка: противопучинный и анкерный, реализованной в композитных противопучинных сваях, предложенной на основе результатов исследований, представленных в главе 3, предлагается техническое решение для повышения противопучинных свойств свай из традиционных материалов расположенных на территориях, характеризующихся распространением грунтов, способных проявлять пучинистые свойства.

Решение заключается в покрытии части сваи, расположенной вдоль деятельного слоя грунта, гидрофобным полимером, который будет способствовать снижению сил смерзания грунта и сваи, а в анкерной зоне, сваю покрывать песчаным покрытием по п.4.1.2, для более эффективного восприятия оставшихся сил пучения (Рис. 4.5).

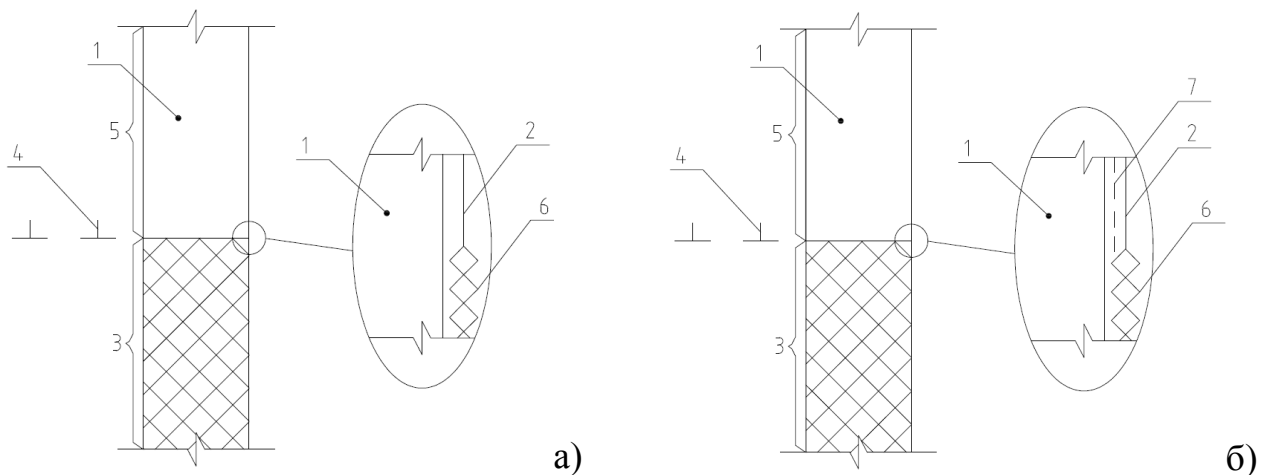


Рис. 4.5. Способ повышения противопучинных свойств свай [43]
а) реализованный без применения дополнительного армирования покрытия в зоне деятельного слоя, б) с ним.

Таким образом, предлагаемое решение позволяет повысить противопучинные свойства свай, выполненной из любого материала. Кроме того, представленный способ является менее трудоёмким, что обусловлено устранением громоздких анкерующих элементов, сложной пространственной формы сваи, дополнительной термической обработки свай. Также данное решение

предотвращает развитие процессов коррозии металлических свай, что обусловлено созданием по всей длине сваи равномерной полимерной оболочки, материал которой является термодинамически устойчивым к воздействию воды, воздуха, а также соляных растворов, содержащихся в грунте, а также на его поверхности

4.1.4 Способ измерения температуры грунта

Недостатком известных сегодня средств измерения температуры грунта [32,70,95] является использование материалов, проводящих температуру, например стали, при устройстве термометрических скважин, что влияет на искажение измеряемой температуры грунта, вследствие процесса теплообмена через стальную трубку. Кроме того, существует необходимость предварительного создания термометрической скважины, включающее бурение скважины в грунте, устройство обсадной трубы и последующий монтаж гирлянды с измерительными датчиками. Для выполнения измерения, измерительную косу необходимо поместить внутрь термоскважины, контролируя при этом высотные отметки, для обеспечения нахождения датчиков измерительной гирлянды и обсадной трубы на определённой высоте. При этом не исключается образование воздушных зазоров между обсадной и измерительной трубами, что влечёт за собой процесс конвекции воздуха между и снижает достоверность проводимых измерений.

Для исключения возникновения описанных негативных процессов, основываясь на закономерностях, представленных в главе 2, было разработано средство измерения температуры грунта, которое включает в себя трубку, разбитую на секции. Каждая секция выполнена из труб 1, значение коэффициента теплопроводности которых ниже, чем у окружающего их грунта 2, например стеклопластики, что исключает температурное влияние самой трубы на распределение температур в грунтовой массе. Секции труб 1 разграничены стальными муфтами 3, к внутренней поверхности которых прикреплены датчики измерения температуры 4. Данное решение позволяет измерять температуру конкретной точки грунтового массива. Внутреннее пространство металлических муфт заполнено теплопроводящей пробкой 5, например из минеральной ваты,

которая выполняет две функции: поддерживает неподвижное положение датчика измерения температуры и препятствует конвекции воздуха внутри всей трубы (Рис. 4.6).

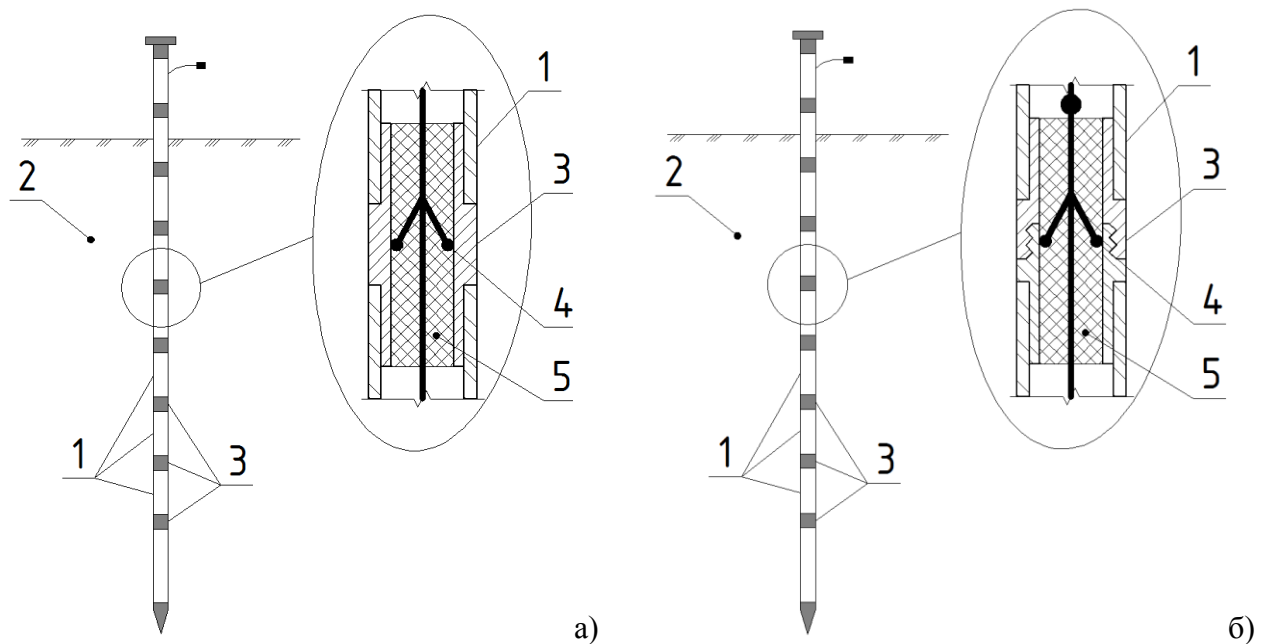


Рис. 4.6. Средство измерения температуры грунта
а) выполненное в неразборном варианте и б) в разборном варианте

Кроме того, использование в качестве материала секций трубы 1 стеклопластика, обладающего высокой структурной прочностью, может позволить погружать данные измерительные трубки в немёрзлый и пластичномёрзлый грунтовый массив без предварительного бурения, что позволит исключить операционные расходы, связанные с монтажными работами.

Считывание показаний датчиков осуществляется при помощи подключения логгера к разъёму кабеля, соединяющего все измерительные датчики. Возможна реализация системы непрерывной записи данных и их дистанционной передачи.

Образцы измерительных трубок предложенной конструкции были созданы в рамках диссертационной работы и использованы при проведении полевого эксперимента (см. п.4.3). Процесс изготовления термометрических трубок представлен на Рис. 4.7.



Рис. 4.7. Процесс изготовления термометрической трубки предложенной конструкции

4.2 Лабораторные исследования надёжности композитных свай

4.2.1 Лабораторные испытания прочности композитных противопучинных свай

Для оценки прочности материала трубы, был реализован эксперимент, в котором испытывалось на центральное сжатие четыре образца цилиндрической формы, различного конструктивного и материального исполнения. Нагружение образцов осуществлялось равномерно, с постоянной скоростью перемещения штока. Нижний торец образцов устанавливался на шарнир, позволяющий нивелировать случайные эксцентриситеты, и обеспечивающий центральное осевое приложение сжимающей нагрузки. Испытание выполнялось до полного разрушения образцов (Рис. 4.8).



Рис. 4.8. Проведение испытаний образцов на центральное сжатие
а) общий вид испытанных образцов, б) процесс испытания

В ходе испытания автоматически выполнялась фиксация перемещения штока и прикладываемого усилия (Рис. 4.9).

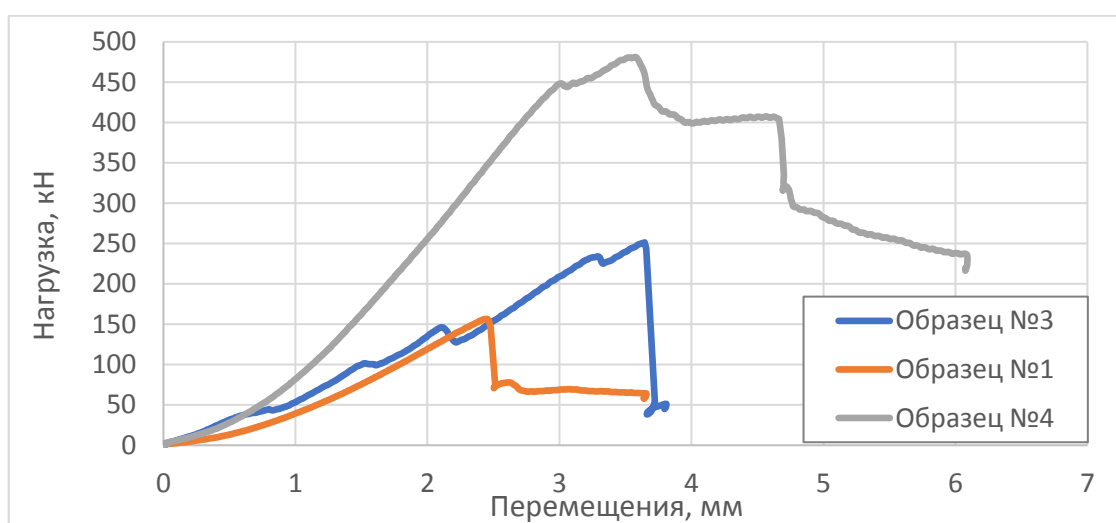


Рис. 4.9. График зависимости нагрузки от перемещения испытанных на центральное сжатие образцов

Результаты испытания и основные характеристики испытанных образцов приведены в Табл. 4.1.

Табл. 4.1. Параметры испытанных образцов

№	Конструктивное исполнение образца	Внешний диаметр, мм	Толщина стенки, мм	Высота образца, мм	Разрушающая нагрузка, кН	Разрушающее напряжение при сжатии, МПа	Модуль упругости при сжатии, ГПа
1	Пустотелая стеклопластиковая труба №1, на основе полиэфирной смолы	99	4	400	156,6	131,2	26,55
2	Пустотелая стеклопластиковая труба №2, на основе винилэфирной смолы	100	4	400	255	211,5	28,82
3	Бетонный цилиндр В30	103	-	400	251,4	30,2	3,82
4	Стеклопластиковая труба №1 заполненная бетоном В30	99	4	400	481	62,5	9,31

Анализ результатов показал, что применение стеклопластиковой трубы в качестве внешнего армирования способно увеличить предельное напряжение при сжатии бетонного образца в 1,91 раз, а модуль упругости в 2,43 раза. Данный эффект объясняется так называемым «эффектом обоймы» [117, 124, 125, 126, 127]: внешняя оболочка из стеклопластиковой трубы препятствует расширению бетона в стороны при его сжатии. Данный эффект можно отметить по характеру разрушения образца №4, в стеклопластиковой оболочке которого появились вертикальные трещины, свидетельствующие о возникновении радиальных растягивающих напряжений (Рис. 4.10а), тогда как разрушение пустотелых труб образцов №1 и 2 происходило в следствие смятия их торца (Рис. 4.10, б).



а)



б)



в)

Рис. 4.10. Характер разрушения испытанных образцов

а) Заполненная бетоном стеклопластиковая труба, б) пустотелая стеклопластиковая труба, в) бетонный цилиндр

При этом следует иметь в виду тот факт, что измеренные деформации включают погрешность, обусловленную податливостью оснастки и траверсы пресса, введу чего, фактический модуль упругости образцов будет выше измеренного. Кроме того, испытания производились при быстром приложении нагрузки, что не учитывает реологических свойств материала полимерной трубы. Учёт данного свойства может негативно сказаться на механических параметрах свай. Работы, посвящённые данному вопросу показывают, что прочность и жёсткость ПКМ способно снижаться от 10 до 50% [34, 35, 37, 50, 113]. Тем не менее, даже при снижении модуля упругости испытанных образцов на 50%, их значения остаются выше модуля упругости испытанного бетона, что обуславливает сохранение «эффекта обоймы» при их совместном использовании.

Таким образом, совместное использование ПКМ труб и бетона может быть рекомендовано для использования в промышленном и гражданском строительстве, а использование пустотелых ПКМ труб - для лёгких сооружений, или зданий и сооружений, фундаменты которых работают на выдёргивающую нагрузку.

Табл. 4.2. Аналитические модели трубобетонных конструкций с оболочкой из стеклопластика различных исследователей [80]

Автор	Предел прочности f_{cc}	Предельная осевая деформация ε_{cc}
Fardis and Khalili (1981)	$f_{co} \left[1 + 2.05 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 0.5 \left(\frac{E_f \cdot t_f}{D \cdot f_{co}} \right) \right]$
Karbahari and Eckel (1993)	$f_{co} \left[1 + 2.1 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.87} \right]$	$0.002 \left[1 + 0.5 \left(\frac{3t_f \cdot f_f}{D \cdot f_{co}} \right) \right]$
Mirmiran and Shahawy (1997)	$f_{co} + 4.269 f_l^{0.587}$	-
Miyauchi, et. al (1997)	$f_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 10.6 \left(\frac{E_f \cdot t_f}{D \cdot f_{co}} \right)^{0.373} \right]$
Samaan, et al (1998)	$f_{co} + 6 f_l^{0.7}$	$\frac{f_{cc} - 0.872 f_{co} - 0.371 f_l - 6.258}{245.64 f_{co}^{0.2} + 1.3456 \left(\frac{E_f \cdot t_f}{D} \right)}$
Примечание:	f_{co} - прочность при одноосном сжатии не стеснённого бетона E_f - радиальный модуль упругости оболочки; f_f - радиальный предел прочности оболочки; f_l - боковое давление на бетон; t_f -толщина оболочки; D – диаметр бетонного сердечника.	

Анализу трубобетонных конструкций посвящён ряд работ учёных США, которыми на основе лабораторных испытаний разработан ряд моделей для аналитической оценки предела прочности и деформируемости трубобетонных конструкций с оболочкой из ПКМ при их осевом загрузении сжимающей нагрузкой (Табл. 4.2).

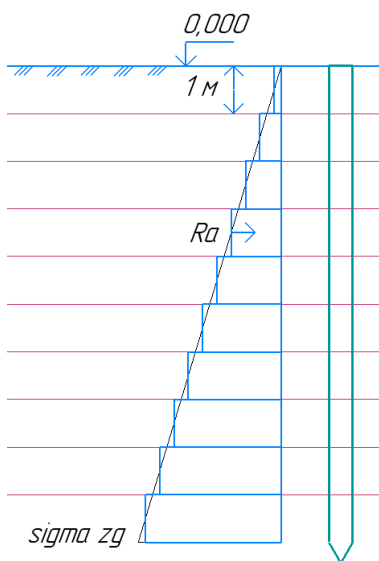
4.2.2 Экспериментальное исследование воздействия погружения композитной сваи в грунт на свойства её поверхности

Ввиду меньшей твёрдости полимеров по сравнению с минеральными твёрдыми частицами грунта, например, кварцем и пр. при погружении композитной сваи в грунт на проектную отметку может изменяться свойства её поверхности, ввиду срезания грунтом выступающих неровностей материала.

Для оценки степени снижения шероховатости поверхности материала композитной сваи был реализован эксперимент, в котором моделировалось погружение сваи в песчаное основание на глубину 11 м. К испытанию приняты два образца материала: пластина стеклопластика на основе полиэфирной смолы и образец, поверхность которого покрыта песком (см. п. 4.2). Моделирование осуществлялось путем реализации движения образца материала по грунту с определённой прижимающей нагрузкой. Предполагаемая длина сваи, равная 10 м, была разделена на элементарные участки длиной 1 метр. На каждом участке определялось нормальное давление, оказываемое грунтом на поверхность сваи исходя из предположения, что удельный вес грунта равен 20 кН/м^3 , а его коэффициент Пуассона равен 0.5, что обеспечивает наибольшее загрузение и принимается в запас надёжности (Рис. 4.11 а). Для моделирования грунта, принимался песок мелкий размером фракции 0,1-0,25 мм.

Для реализации эксперимента было создано специальное устройство (рис. Рис. 4.11 б). Моделирование погружения сваи в грунт осуществлялось вращением штока вокруг своей оси, на нижнем конце которого была прикреплена плита, включающая образец испытуемого стеклопластика и соприкасающаяся с грунтом (Рис. 4.11 в). Вращение выполнялось при постоянной вертикальной нагрузке, прикладываемой прессом, способным задавать и поддерживать определённое

значение нагрузки. Количество оборотов, выполняемых штоком вокруг своей оси, рассчитывалось таким образом, чтобы участок пластины шириной 1 см у её края получил перемещение по грунту, равное 1 м. Перед испытанием и после каждого его этапа выполнялся контроль шероховатости стеклопластикового материала (см. п. 3.1.1), и визуальный контроль сохранности песчаного покрытия, ввиду наличия ограничений по шероховатости изучаемой поверхности используемого средства измерения.



а)



б)



в)



г)

Рис. 4.11. Процесс выполнения эксперимента

- а) схема реализации эксперимента; б) созданная экспериментальная установка; в) прикрепленный к штоку установки испытуемый образец стеклопластика; г) размещенная на прессе созданная экспериментальная установка

Результаты эксперимента сведены в Табл. 4.3.

Табл. 4.3. Результаты исследования изменения параметров поверхности образца стеклопластика при его движении по грунту

Глубина погружения сваи, м	Прижимное усилие, Н	Среднеарифметическое отклонение профиля Ra, мкм	Наибольшая высота профиля Rz, мкм,
0	0	1,167	8,593
1	40,69	1,213	9,173
2	122,08	1,032	8,55
3	03,47	1,062	8,379
4	284,86	1,064	8,53
5	366,25	1,23	8,322
6	447,64	1,071	7,92
7	529,03	1,006	7,418
8	610,42	0,795	6,399
9	691,8	0,797	6,06
10	773,19	0,68	5,467
11	854,58	0,679	4,514

Анализ результатов показывает сохранение параметров шероховатости образца стеклопластик при моделировании погружения стеклопластиковой сваи до 5 м, после чего наблюдается уменьшение шероховатости поверхности образца с погружением композитной сваи в грунт (Рис. 4.12). Динамика сокращения составляет 0,63 мкм/м.

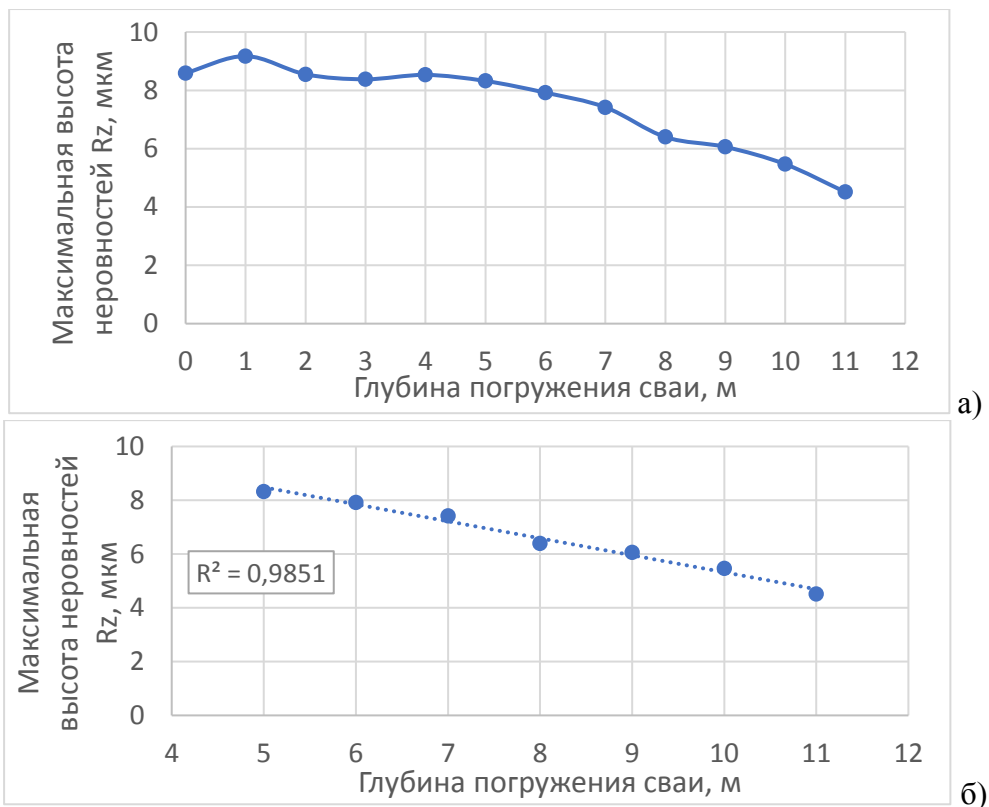


Рис. 4.12. Изменение шероховатости стеклопластикового образца процессе его погружения в грунт: а) на всей длине погружения, б) на участке 5...11 м

Причиной наблюдаемого снижения шероховатости стеклопластикового образца может являться срезка выступающих неровностей его поверхности, что подтверждается сравнением профилограмм до и после проведённого испытания (Рис. 4.13).

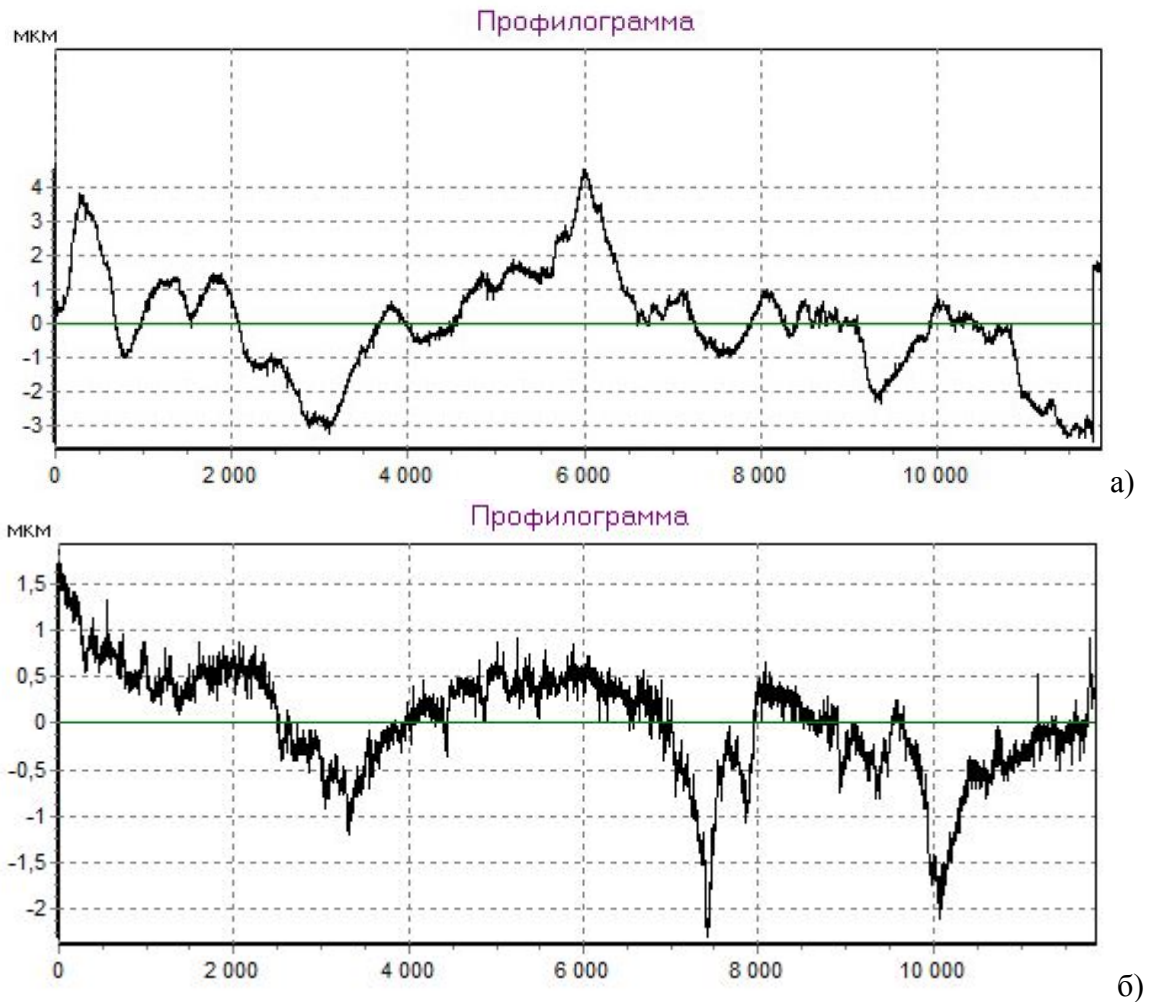


Рис. 4.13. Профилограммы поверхности испытанного образца стеклопластика а) до испытаний, б) после

Испытание образца, покрытого песком, показало сохранение песчаного покрытия и отсутствие появления протёртостей. Более того, осмотр поверхности образцов, покрытых песком, после определения их мгновенной прочности смерзания с грунтом, значение которой составило 1890 кПа (см. Табл. 3.9), показал, что разрушение произошло по грунту, а песчаное покрытие сохранило свою целостность. Данные результаты свидетельствуют о достаточности прочности соединения песка и материала для обеспечения функциональной надёжности усиленных песчаным покрытием свай.

Таким образом, при погружении стеклопластиковых свай без песчаного покрытия на глубину свыше 5 метров будет происходить срезание выступающих микронеровностей их поверхности, что, согласно данным п. 3.2.1, негативно скажется на их несущей способности. Для исключения данного эффекта и повышении несущей способности свай по грунту рекомендуется использовать песчаное покрытие (п.4.1.2) на анкерных участках композитных противопучинных свай.

4.3 Натурные эксперименты по оценке работы свай из композитных материалов в условиях сезоннопромерзающих грунтов

4.3.1 Методика проведения и ход эксперимента

Для оценки эффективности разработанной конструкции композитной противопучинной сваи при работе в условиях сезонного промерзания была организована опытная площадка, на которой были испытаны две сваи: композитная противопучинная (п.4.1.2) и стальная. Опытная площадка имела габаритные размеры 2х4 м. Общий вид площадки представлен на Рис. 4.14



Рис. 4.14. Общий вид опытной площадки

К испытанию были приняты две конструкции свай: стальная и композитная противопучинная (п. 4.1.2). Стальная свая выполнялась из горячекатанной бесшовной трубы диаметром 108 мм, толщиной стенки 3 мм. Нижняя часть трубы завершалась сварным наконечником, верхняя – сварным оголовком. Наружная поверхность сваи покрывалась антикоррозионным покрытием.

Композитная противопучинная свая выполнялась из стеклопластиковой трубы диаметром 100 мм и толщиной стенки 4 мм, в анкерной зоне наносилось песчаное покрытие путем приклеивания кварцевого песка с плотностью покрытия 1300 кг/м². Длина анкерного участка составила 1,1 м. Нижний конец композитной сваи закрывался стальным наконечником, соединённым с телом трубы при помощи клея муфтовым соединением. Оголовок композитной сваи выполнен в стальном исполнении. Сваи погружались на глубину 1,6 м вдавливанием. Процесс монтажа свай представлен на Рис. 4.15.



Рис. 4.15. Процесс вдавливания свай.

Инженерно-геологические изыскания выполнялись в октябре 2021г, путём бурения двух скважин на глубину 7м с отбором кернов для дальнейшего их

лабораторного изучения. В ходе буровых работ были вскрыты два инженерно-геологических элемента. Уровень грунтовых вод установился на отметке минус 2,5м относительно поверхности земли. Инженерно-геологический разрез опытной площадки, а также процесс отбора проб грунта представлен на Рис. 4.16.



Рис. 4.16. Инженерно-геологический разрез опытной площадки

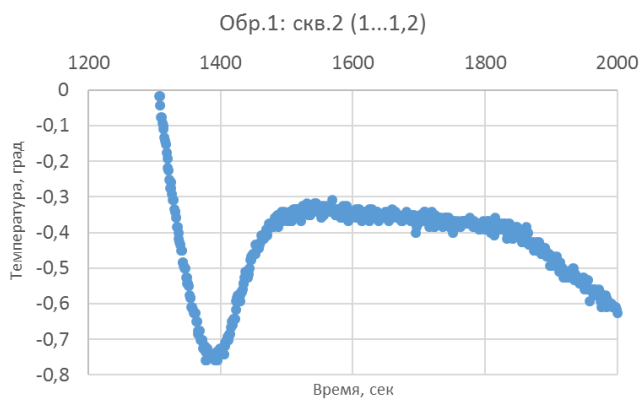
ИГЭ 1 – супесь пылеватая пластичная жёлтая сильнопучинистая.

Физико-механические характеристики определялись в соответствии с ГОСТ 5180. Кроме того, определялась степень пучинистости по ГОСТ 28622 и температура начала замерзания грунта, путём измерения температуры поверхности образца грунта в течение его промерзания. Характеристики грунта приведены в Табл. 4.4.

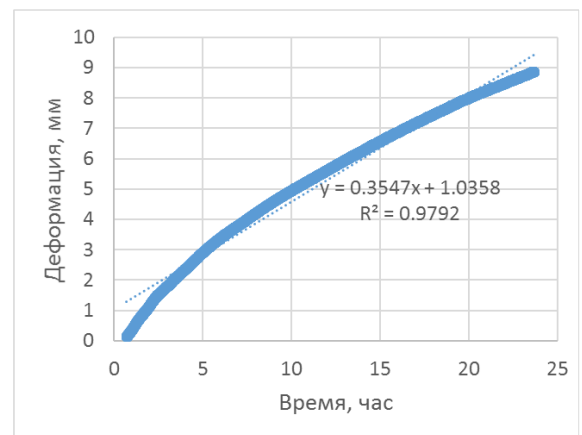
Табл. 4.4. Характеристики грунта основания опытной площадки

Наименование	W, %	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	W _L , %	W _P , %	I _L , д.е	I _p , %	ε_{fh} , д.е	T _{bf} , °C	V _{пуч} , мм/ час
Супесь пластичная сильнопучинистая	22	20	26,7	25,2	19,1	0,57	6,1	0,12	-0,35	0,35

Дополнительно, при определении степени пучинистости образца грунта была определена скорость его морозного пучения (рис.4.17.б) в соответствии с методикой, представленной в приложении 4. Результат определения представлен в Табл. 4.4.



а)



б)

Рис. 4.17. Графики зависимости от времени а) температуры верха грунта при замерзании, б) перемещения верха образца грунта, в) определение прочности смерзания при скорости пучения

Перед началом проведения испытаний, лабораторно были определены касательные силы морозного пучения, а также усилия анкеровки свай в грунтах опытной площадки на боковой поверхности свай.

Для определения касательных сил морозного пучения испытывались образцы в виде колец с соотношением диаметра к высоте 1,3, которые были вырезаны из испытуемых свай. Внутренняя поверхность металлических колец покрывалась тем же составом антикоррозионного покрытия той же толщины, что и наружная поверхность свай. Далее, кольца заполнялись грунтом, отобранным на опытной площадке, замораживались в условиях однонаправленного промерзания до температуры минус 1,5 град, после чего производились испытания путём продавливания грунта сквозь кольца (см.прил.2) при скорости морозного пучения,

полученной ранее (Табл. 4.4). Отношение предельного усилия сопротивления грунта движению штока к площади внутренней поверхности кольца принималось как удельная касательная сила морозного пучения.

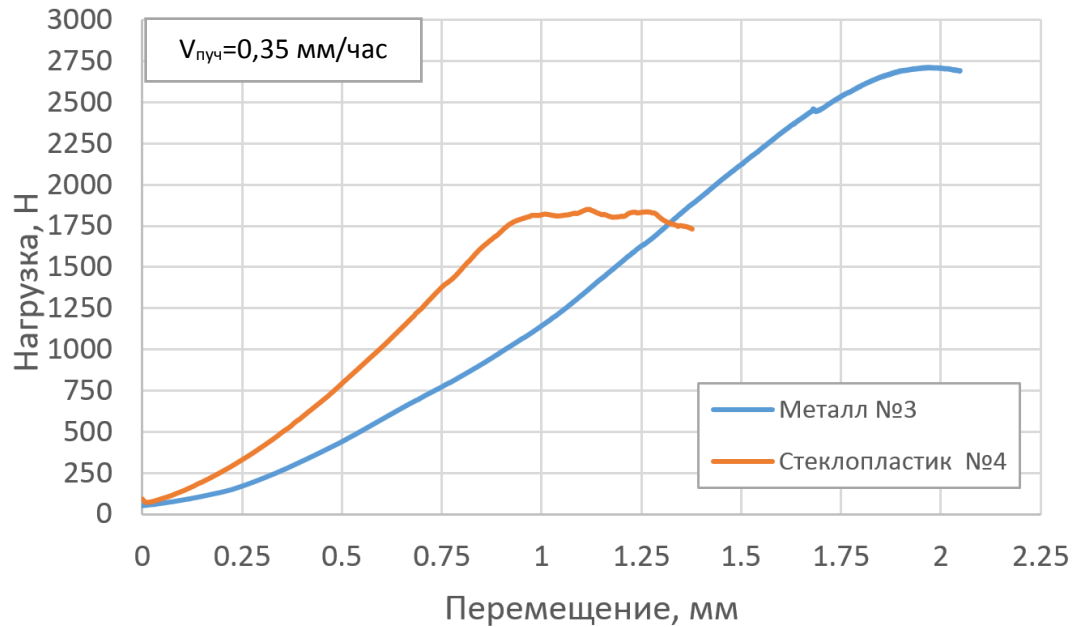


Рис. 4.18. Определение прочности смерзания грунта площадки с материалами испытываемых свай при скорости его пучения

Несущая способность по боковой поверхности свай определялась по методике, описанной в приложении 3, на приборах одноплоскостного среза. Для этого одна пластина покрывалась тем же песком с той же плотностью нанесения, что и погруженная на опытной площадке композитная противопучинная свая. В качестве металлической использовались пластины, вырезанные из прокатного листа стали. Определённые параметры взаимодействия грунтов и испытываемых свай приведены в Табл. 4.5.

Табл. 4.5. Экспериментально определённые параметры механического взаимодействия свай с промерзающим основанием

№	Наименование свай	τ_{fb} , кПа	δ , град	$C_{конт.}$, кПа
1	Стальная	121,98	22,86	7,19
2	Композитная противопучинная	85,85	29	30

На основе формулы (1) и экспериментально полученных параметров взаимодействия материала сваи и грунта, для каждой погруженной на опытной площадке сваи вычислялась предельная глубина промерзания грунта d_{fn} , при

которой свая будет находится в равновесном состоянии: величина приложенных к свае касательных сил пучения будет равна сумме сил удерживающих сваю от подъёма.

$$d_{fh} = \frac{\sum l_i \cdot (d_p \cdot (\sigma_{zy} \cdot \operatorname{tg} \delta + c_{\text{конт}}) + l_p \frac{d_p^2 - (d_p - 2 \cdot \Delta)^2}{4} \cdot \gamma_p}{d_p \cdot (\tau_{fh} + 1)} \quad (9)$$

Где: l_p - длина сваи, м; l_i - длина участка сваи, м; d_p - внешний диаметр сваи, м; σ_{zy} - горизонтальное давление грунтового массива на боковую поверхность сваи, кПа; Δ - толщина стенки сваи, м; γ_p - удельный вес материала сваи, кН/м³.

Результаты расчётов показали, что глубина промерзания грунта, при которой стальная свая будет находится в равновесном состоянии в условиях опытной площадки составляет 23 см, а для КПС – 39 см.

Для сопоставления полученных экспериментально-теоретических величин производились наблюдения за промерзанием грунтов основания опытной площадки и за вертикальным перемещением голов свай. Наблюдения за изменением высотного положения свай выполнялись раз в две недели, наблюдение за распределением температур выполнялось до трёх раз в неделю, с обязательной фиксацией температуры грунтового массива на моменты начала и окончания периодов потепления и похолодания, кроме того, фиксировалось значение температуры воздуха вокруг опытной площадки.

Для выполнения геодезического мониторинга за вертикальным перемещением исследуемых свай в процессе промерзания грунта опытной площадки необходимо было обеспечить класс точности наблюдений не менее II. Для фиксации вертикальных деформаций зданий применялся нивелир SOKKIA B20, оснащенный насадкой OM5, позволяющей выполнять нивелирование 1-го класса. Применяемый способ проведения геодезических измерений подъёма свай – геометрическое нивелирование, сущность которого заключается в определении превышения одной точки над другой при помощи горизонтального луча визирования и отвесно установленных в этих точках реек. Постоянные

деформационные марки (металлические стержни), были надежно закреплены на головах свай (Рис. 4.19).



Рис. 4.19. Оборудование, применённое для геодезических наблюдений
а) деформационные марки на сваях, б) оптический нивелир SOKKIA B20, в) насадка на оптический нивелир OM5

Наблюдение за распределением температур в грунтовом было выполнено при помощи трёх термометрических скважин, конструкции, описанной в п. 4.1. Каждая термометрическая скважина представляла собой стеклопластиковую трубу, диаметром 32 мм, разбитую на секции металлическими муфтами, к внутренней стороне которых крепились термометрические датчики на теплопроводный клей. Внутреннее пространство металлических муфт заполнялось минеральной ватой, которая выполняла две функции: поддерживала положение термометрических датчиков в процессе твердения клея и разграничивала внутреннее пространство трубок, для предотвращения циркуляции воздуха внутри

скважины по всей её длине. Термометрическая трубка выполнялась длиной 2 м с расположением температурных датчиков с шагом 20 см на первом метре, и с шагом 50 см, на втором. Скважина погружалась в грунт на 1,7 м, так, чтобы над землёй оставался 1 датчик для контроля температуры воздуха, а под землёй 6 датчиков, для контроля передвижения фронта промерзания. Фактически удалось погрузить термометрическую скважину № 1 на 1,13 м, Т.с. №2 на 0,88 м, а Т.с. №3 на 1,31 м (см. Рис. 4.20 б).

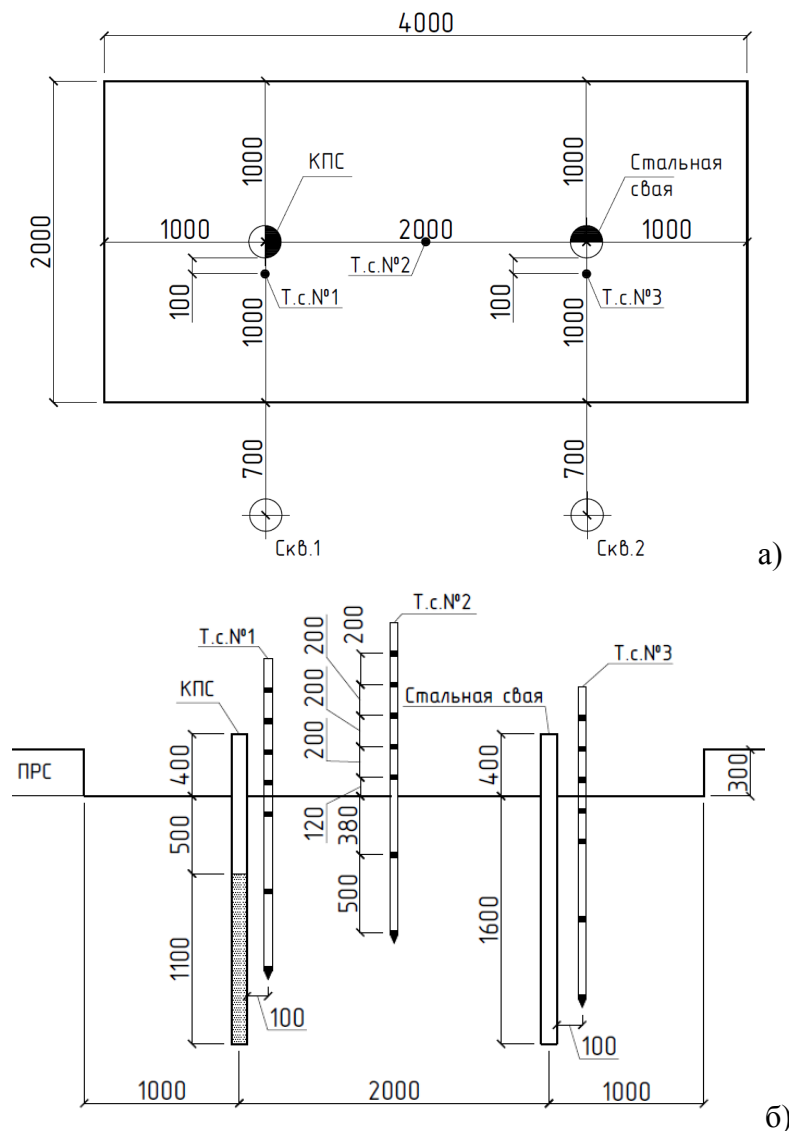


Рис. 4.20. Схема устройства опытной площадки

Термометрические скважины погружались в грунт путём вдавливания в предварительно пробуренные лидерные скважины меньшего диаметра длиной 1 м. Две скважины устраивались на расстоянии 10 см от свай, для контроля глубины промерзания у свай и фиксации воронки деятельного слоя, в случае её

возникновения (по п. 2.1). Третья термометрическая скважина устраивалась вдали от свай, на расстоянии не менее 1 м от каждой из свай для исключения ожидаемого температурного воздействия стальной сваи, радиус влияния которой не должен превышать 10d или 1 м. Схема устройства опытной площадки и её общий вид приведены на Рис. 4.20.

Перед наступлением периода отрицательных температур на опытной площадке снимался почвенно-растительный слой до кровли слоя чрезмернопучинистый грунта. В течение зимы, для достижения наибольшей глубины промерзания грунта, поверхность площадки очищалась от снега и ледяного покрова, который возникал после чередования дней с положительной и отрицательной температурой воздуха.

После оттаивания грунтов, промерзших за холодный период года, дополнительно погружалась стальная винтовая свая и выполнялись статические испытания композитной противопучинной сваи, стальной сваи без винта и стальной винтовой вертикальной выдёргивающей нагрузкой согласно ГОСТ 5686.

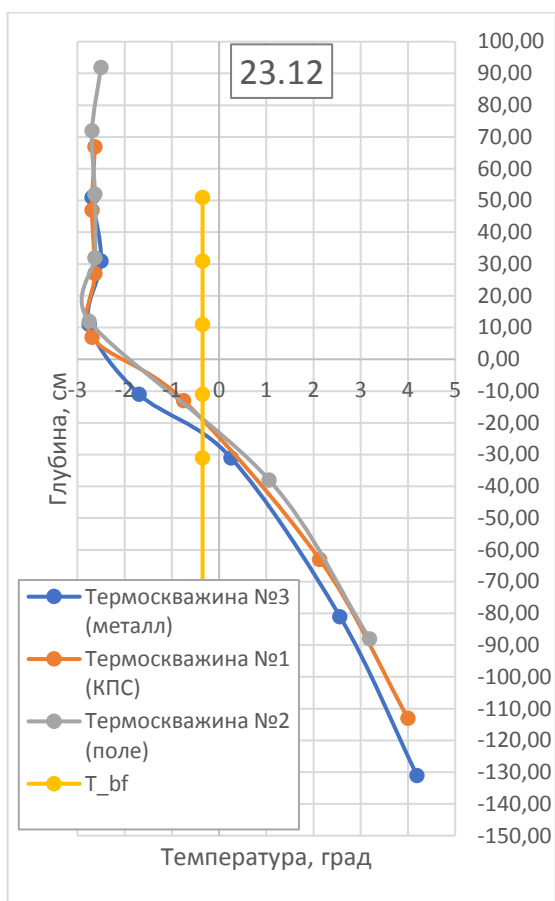
4.3.2 Работа свай в процессе промерзания грунтового основания

Работы на опытной площадке в холодный период года 2021-2022 гг включали в себя следующее наблюдения:

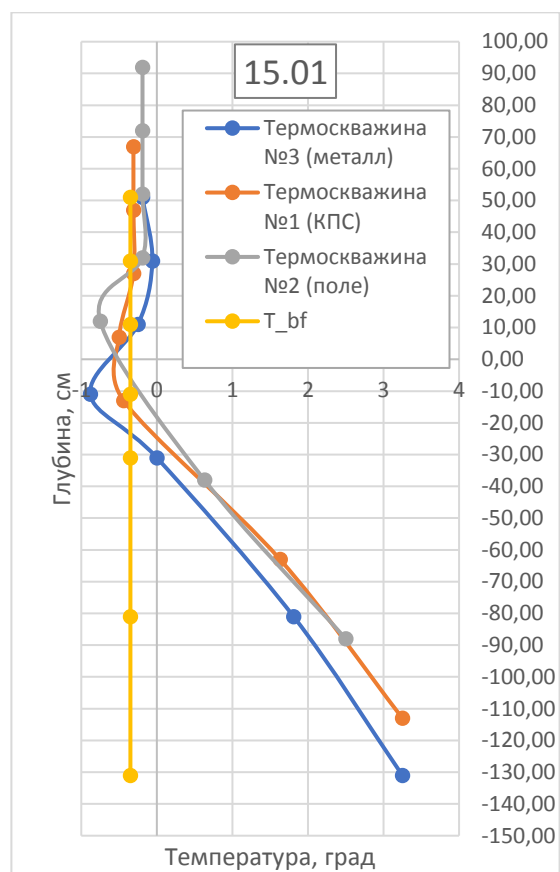
- за температурой воздуха;
- за температурой грунтового массива: на расстояниях 10 см и 1 м от испытываемых свай;
- за вертикальным перемещением испытываемых свай.

По итогам измерения температуры грунтового массива строился график её изменения с глубиной для всех термометрических скважин. Глубина расположения точки пересечения данного графика с линией, соответствующей температуре фазовых переходов грунта опытной площадки, принималась как отметка фронта промерзания.

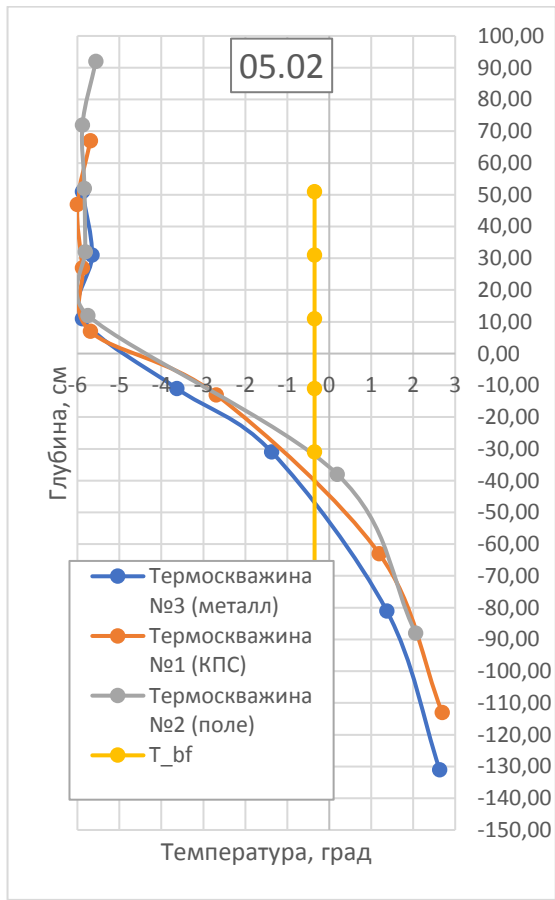
Результаты частных измерений температуры грунтового массива на опытной площадке в течение зимы 2021-2022 гг, представлены на Рис. 4.21.



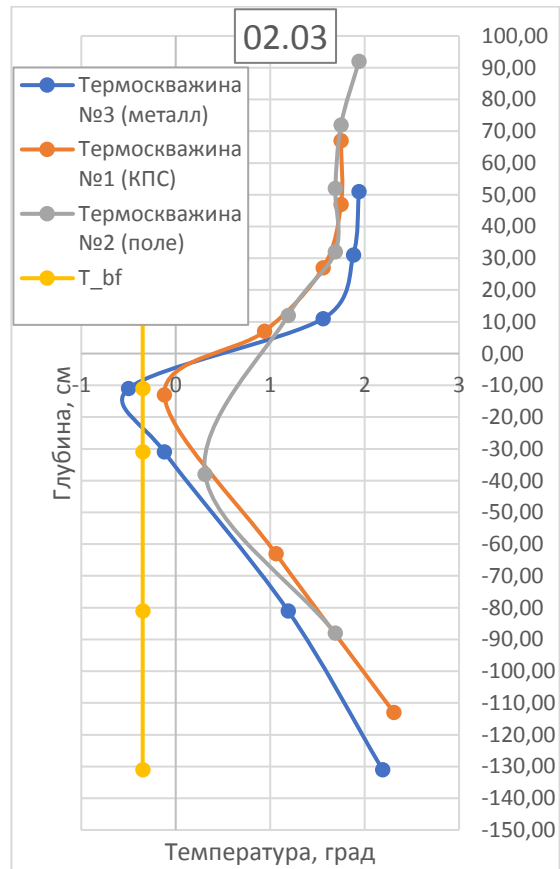
а)



б)



в)



г)

Рис. 4.21. Некоторые результаты измерения температуры грунта опытной площадки по глубине
а) на 23.12, б) на 15.01, в) на 05.02, г) на 02.03

Анализ результатов наблюдения показывает, что температура грунта на расстоянии 10 см от металлической сваи при каждом измерении имела более низкое значение, чем у грунта на расстоянии 1 м от неё. Наибольшая разница за период наблюдений на глубинах 0,3 м и 0,9 м составила 1,56 и 0,7 °С соответственно. При этом значения температуры грунта на расстояниях 10 см и 1 м от композитной сваи не отличались друг от друга, что можно заметить нахождением значений температуры по датчикам термоскважин 1 и 2 на одной прямой (Рис. 4.21 а, б, г). Сопоставление показаний датчиков, расположенных над опытной площадкой (отм. 0...+90 см) и измеряющих температуру воздуха, показывает, что разница в показании датчиков всех термометрических скважин не превышает 0,2 °С. Таким образом, разница в температурах грунтового массива вокруг стальной сваи и вдали от неё не является погрешностью измерительной системы и может быть объяснена влиянием сваи на теплообмен системы «грунт-свая-атмосфера».

Следует отметить результаты измерения температуры грунтового массива, представленные на Рис. 4.21 «в», на котором можно заметить некоторое различие в поведении аппроксимационных линий для термоскважин 1 и 2. Данный результат может быть объяснён разреженным расположением температурных датчиков на данном участке, что сказалось на очертании показанной функции. Основываясь на выполненном наблюдении на других отметках (глубины 40...110 см) и в другие дни (Рис. 4.21 а, б, г), результатах численных и лабораторных экспериментах, может быть сделан вывод о соответствии температуры грунта у композитной сваи и вдали от неё. Исходя из этого, данные температурных датчиков термоскважины №2 могут быть использованы для уточнения результатов по термоскважине №1.

Сопоставляя полученные температуры в грунтовом массиве с температурой фазовых переходов грунта, было определено положение фронта промерзания у каждой из наблюдаемых свай. Результаты были сопоставлены с динамикой изменения среднесуточной температуры воздуха в период наблюдений (Рис. 4.22).

Анализ результатов показывает, что глубина промерзания грунта у стальной сваи больше, чем у композитной. Максимальная зафиксированная глубина промерзания у стальной сваи составила 47 см, а у композитной – 32 см, и была зафиксирована 05.02.2022 г, после периода похолодания с понижением среднесуточной температуры воздуха до значения минус 11,5 °С. Глубина промерзания у стальной сваи превысила глубину промерзания у композитной на 15 см, или 46,9%.

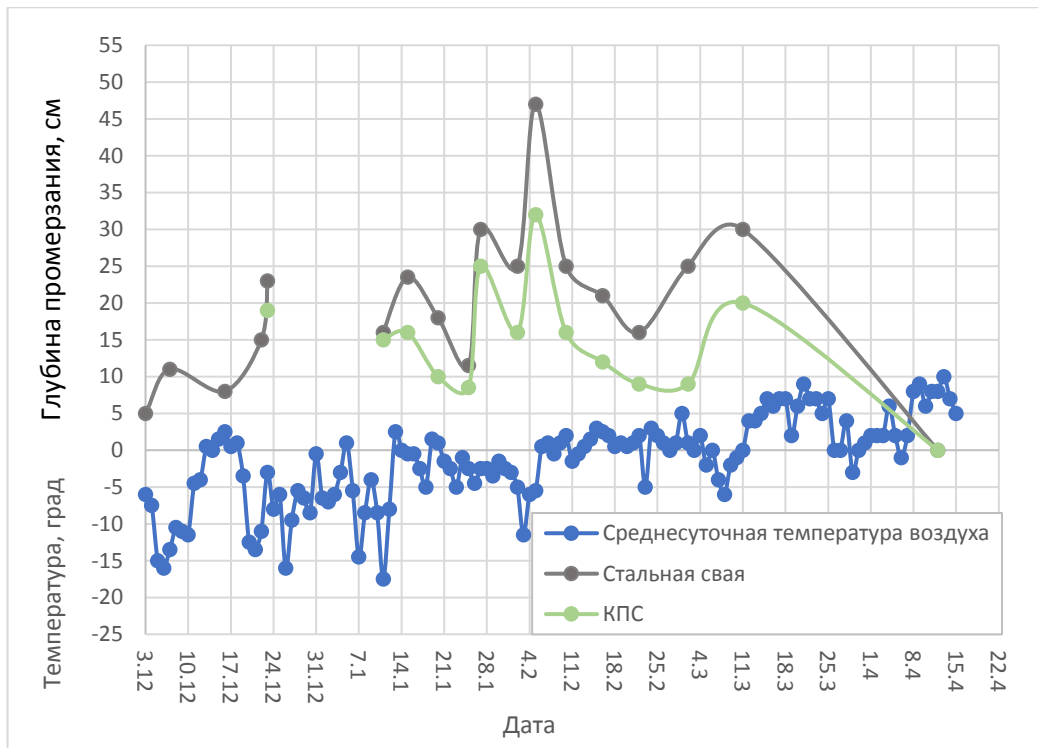


Рис. 4.22. Динамика изменения глубина промерзания грунта у наблюдаемых свай среднесуточной температуры воздуха

Таким образом, выполненные полевые наблюдения подтверждают результаты численного моделирования и лабораторных экспериментов, полученных в главе 2, а именно: фундамент, коэффициент теплопроводности материала которого выше коэффициента теплопроводности окружающего грунта, будет оказывать дополнительное влияние, способствующее увеличению мощности деятельного слоя грунта у фундамента.

Выполняя сопоставление измеренных глубин промерзания с рассчитанными по формуле (9) значениями предельных глубин промерзания, при которых испытываемые сваи будут терять свою устойчивость при действии касательных сил

морозного пучения, отмечается, что 05.02 данное значение было превышено для стальной сваи. А наблюдаемое значение глубины промерзания грунта у композитной сваи не достигло предельного значения за весь период наблюдений.

Для оценки реакции свай, на наблюдаемое промерзание грунта, была проанализирована динамика изменения высотного положения испытываемых свай (Рис. 4.23).

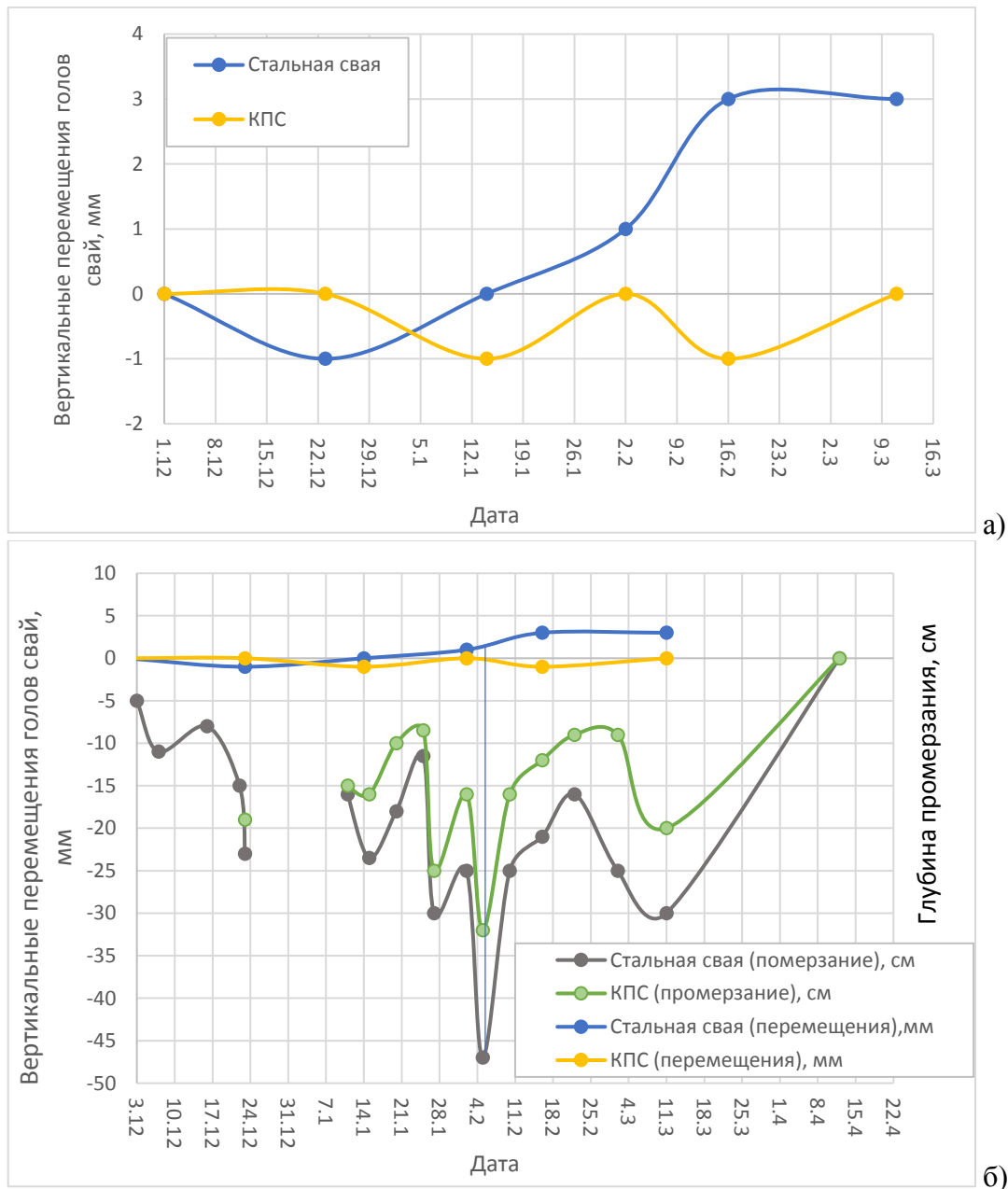


Рис. 4.23. Результаты наблюдений за высотным положением свай:
а) Динамика вертикального перемещения наблюдаемых свай и (б) совмещенные графики вертикального перемещения свай и развития глубины промерзания

Анализ результатов показывает, что изменение высотного положения стальной сваи начинается в период с 14.01 по 02.02, когда был зафиксирован подъём сваи на 1 мм. Наибольшие перемещения свая получила в период с 02.02 по 16.02, когда подъём сваи достиг 3 мм. В этот же временной период, как отмечалось ранее, было зафиксировано наибольшее значение глубины промерзания грунта у стальной сваи. Таким образом, можно сделать вывод о том, что в указанный момент времени касательные силы морозного пучения грунта превысили сумму сил, удерживающих сваю от перемещения. В то же время изменение высотного положения композитной противопучинной сваи находится в пределах погрешности измерений, и составляет ± 1 мм. Исходя из чего, можно сделать вывод о неподвижном её положении.

Сопоставление представленных результатов наблюдения за поведением свай при промерзании грунта зимой 2021-2022 гг и аналитической оценкой на основе выполненных лабораторных экспериментов показывает, что зафиксированный подъём стальной сваи на 3 мм, произошёл в тот момент, когда фактически измеренная глубина промерзания грунта у стальной сваи превысила рассчитанное по формуле (9) предельное значение.

Таким образом, для разработанных композитных противопучинных свай оценка устойчивости на действие касательных сил морозного пучения может быть выполнена следующая последовательность действий:

1. Определение в лабораторных условиях скорости морозного пучения грунтов деятельного слоя (согласно методике, представленной в прил. 4);
2. Определение прочности смерзания образцов материала проектируемой сваи и грунтов деятельного слоя при определённых ранее скоростях пучения (согласно методике, представленной в прил. 2);
3. Определение параметров трения грунтов, не подверженных промерзанию, по материалу сваи (согласно методикам, представленным в прил. 2 и 3 для грунтов мёрзлом и намёрзлом состояниях соответственно);
4. Оценка устойчивости сваи по формуле (1) с использованием экспериментальных данных, полученных по пп. 2, 3.

4.3.3 Испытания свай на выдёргивающую нагрузку

Для оценки поведения испытуемых свай при воздействии вертикальной выдёргивающей нагрузки, был реализован полевой эксперимент, в рамках которого к верху свай прикладывалась вертикальная выдёргивающая сила. Нагрузка прикладывалась ступенями по 1 кН, с выдержкой на каждой ступени до условного момента стабилизации деформаций. За условный момент стабилизации принимался прирост деформации сваи равный 0,1 мм за 2 ч наблюдений. Фиксация получаемых сваей деформаций подъёма при действии оказываемой выдёргивающей нагрузки фиксировалось прогибомером. Нагрузка прикладывалась при помощи домкрата грузоподъёмностью 50 кН. Фиксация приложенного усилия осуществлялась при помощи стального динамометра, оборудованного индикатором часового типа. Перед проведением испытаний динамометр тарировался на испытательной машине INSTRON, оборудованной электронным динамометром, с возможностью поддерживать постоянное значение нагрузки с точностью до 1 Н. Процесс тарировки динамометра, а также тарировочная зависимость представлены на Рис. 4.24.

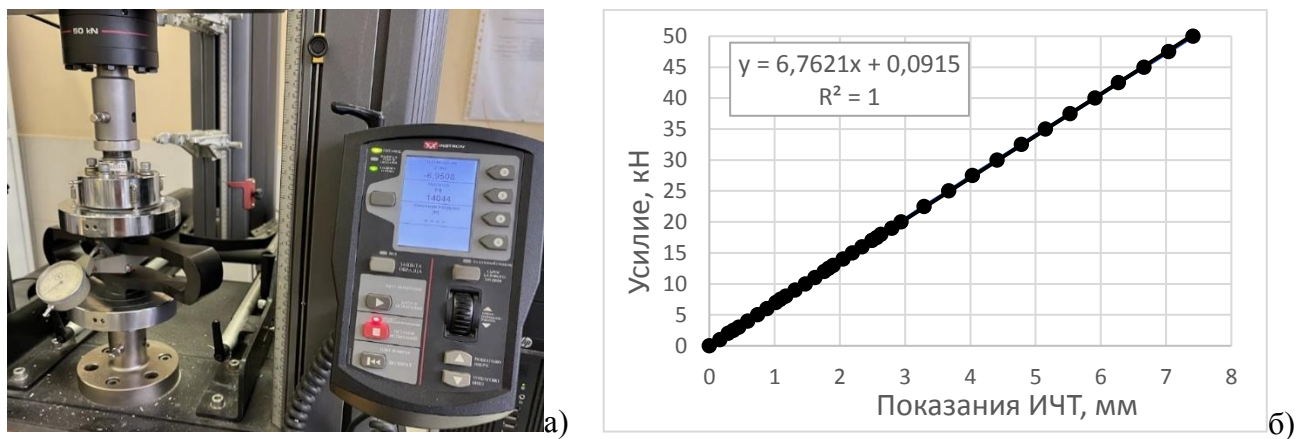


Рис. 4.24. Процесс тарировки динамометра (а) и тарировочная зависимость (б)

Соединение свай с домкратом выполнялось при помощи металлических тросов, что обеспечивало шарнирное приложение нагрузки и исключало возникновения случайных моментов. Вертикальная нагрузка задавалась подъёмом штока домкрата до достижения показания ИЧТ значения, соответствующей

нагрузке на ступени испытания. Домкрат устанавливался на металлический стол, расположенный над сваей. Процесс испытания свай приведён на Рис. 4.25.



Рис. 4.25. Процесс испытания свай статической выдёргивающей нагрузкой

Параметры испытанных свай, а также результаты испытаний приведены в Табл. 4.6.

Табл. 4.6. Результаты испытания свай статической выдёргивающей нагрузкой

№	Наименование	Длина свай, м	Диаметр ствола свай, м	Диаметр лопасти свай, м	Выдёргивающее усилие, кН
1	Стальная свая без винта	1,6	0,108	-	6
2	КПС	1,6	0,1	-	20
3	Стальная винтовая свая	1,6	0,108	0,284	30

Графики зависимости перемещения свай от приложенной к ним выдёргивающей нагрузки, полученные по результатам испытания свай представлены на Рис. 4.26.

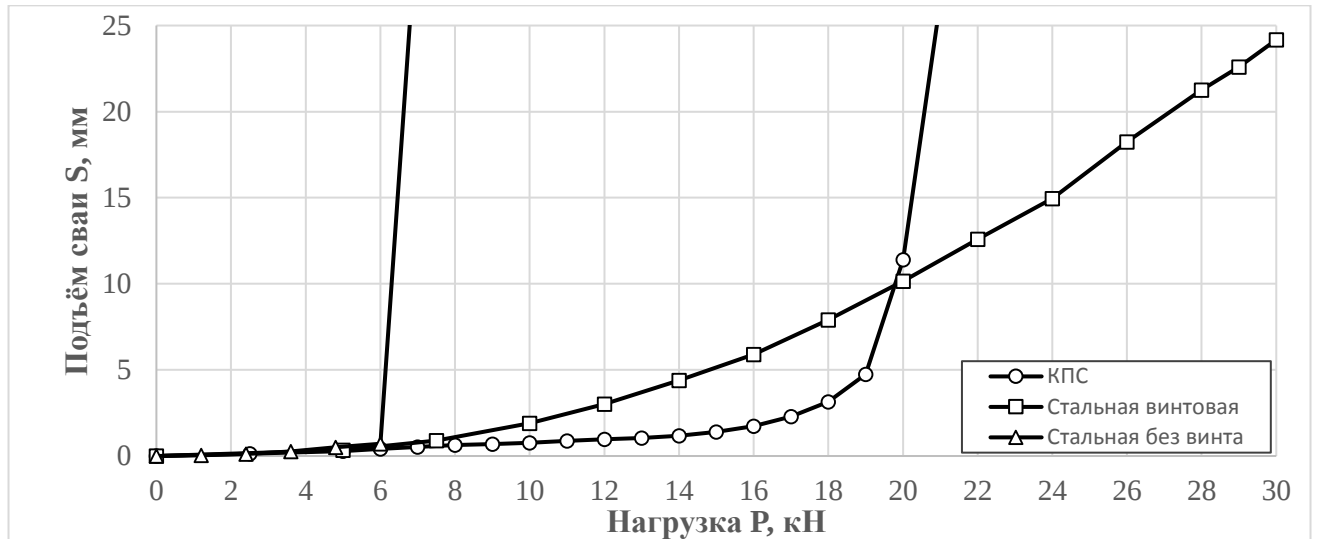


Рис. 4.26. Результаты статического испытания свай выдёргивающей нагрузкой

Результаты испытаний свидетельствуют о том, что несущая способность по боковой поверхности Композитной Противопучинной Сваи составила 20 кН, что в 3,3 раза выше несущей способности стальной сваи без винта, которая составила 6 кН. Данный результат был достигнут путём использования песчаного покрытия на боковой поверхности сваи, что способствовало реализации разрушению по линии «грунт-грунт», тогда как разрушение в случае со стальной сваем осуществлялось по линии «грунт-материал сваи», что также подтверждается анализом поверхности испытуемых свай после их извлечения (Рис. 4.27). Несущая способность стальной винтовой сваи на действие выдёргивающей нагрузки составила 30 кН, что в 1,5 и 5 раз выше несущих способностей КПС и стальной сваи без винта соответственно. Данный результат был достигнут за счёт включения в работу стального винта, диаметром 284 мм. При этом, следует отметить характер деформирования стальной винтовой сваи: так, при нагрузках 16 и 18 кН, стальная свая претерпела деформации 5,9 и 7,9 мм соответственно, против 1,73 и 3,14 мм у КПС. Таким образом, при равных значениях нагрузки, КПС является менее деформируемой по сравнению со стальной винтовой, претерпевая в 3,4 раза меньшие деформации.



Рис. 4.27. Стальная свая без винта и КПС после испытания. Общий вид (а) и поверхность КПС (б)

Полученные в ходе испытания результаты были сопоставлены со значениями несущей способности по боковой поверхности свай F , определёнными в соответствии с СП 24.13330. Также, для КПС и стальной сваи без винта были рассчитаны значения F по формуле (5) с использованием параметров трения, определённых на сдвиговом приборе (см. Табл. 4.5). Результаты сопоставления приведены в Табл. 4.7.

Табл. 4.7. Сопоставление фактически измеренных выдёргивающих нагрузок с рассчитанными значениями

№	Тип сваи	Предельная выдёргивающая нагрузка, кН	Несущая способность при выдёргивающей силе F , рассчитанная по СП 24.13330	Несущая способность F , рассчитанная с учётом формулы (5)
1.	2.	3.	4.	5.
1	Стальная свая без винта	6	6,1	6,87
2	КПС	20	5,7	18,05
3	Стальная винтовая свая	30	30,3	-

Сопоставление экспериментальных данных с рассчитанными в соответствии с нормативными данными показывает хорошую сходимость для стальных свай, как с винтом, так и без винта. Значительное различие между рассчитанным значением несущей способности КПС по боковой поверхности и экспериментальными данными обусловлено тем, что в нормативной литературе не учитывается шероховатость поверхности свай. Отмечается достаточная сходимость несущей способности КПС, рассчитанной по формуле (5) и разрушающей нагрузкой, полученной в ходе эксперимента.

Предполагая справедливость методики СП 24.13330 при определении f для стальных свай, как с винтом, так и без него, и справедливость формулы (5) для определения несущей способности по грунту для КПС, были рассчитаны несущие способности трёх рассматриваемых типов свай для различных их глубин заложений, при условии равенства их диаметра и однородности грунтового массива. Результаты приведены на Рис. 4.28.

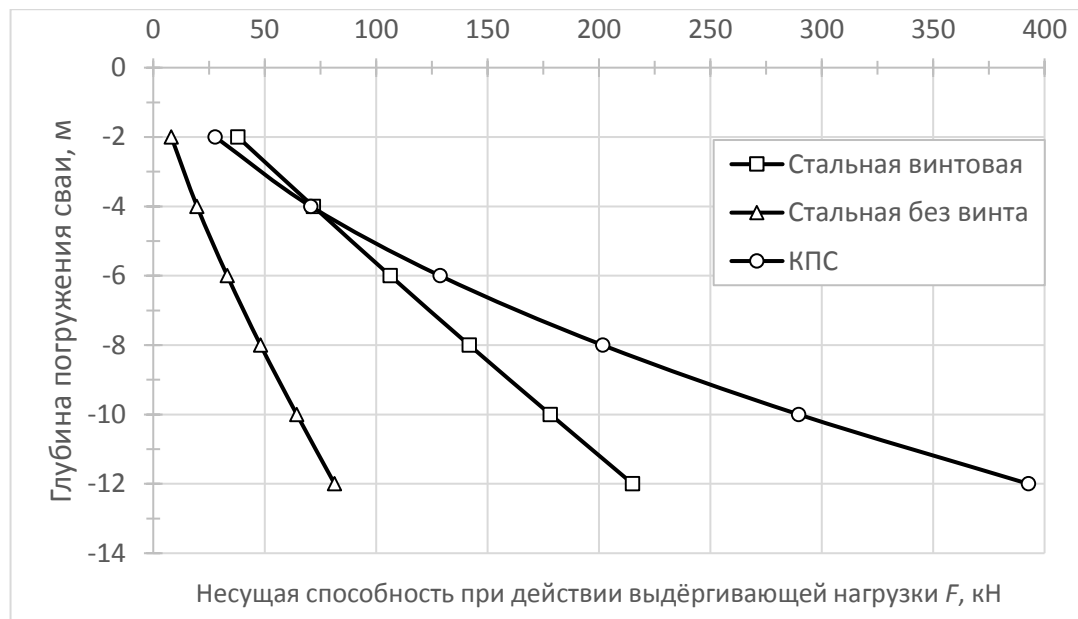


Рис. 4.28. Результаты расчёта несущей способности при действии выдёргивающей нагрузки рассматриваемых свай при различной глубине их погружения

Результаты расчёта показывают, что несущие способности при действии выдёргивающей нагрузки F КПС и стальной винтовой сваи становятся сопоставимыми на глубине 4 м. Далее, с увеличением глубины погружения свай,

несущая способность КПС на выдёргивание становится больше, чем у стальных винтовых.

Стоимость изготовления испытанной композитной противопучинной сваи составила 3 700 рублей, а аналогичной стальной винтовой – 3 300 рублей.

Таким образом, полученные экспериментальные и аналитические данные позволяют судить об эффективности использования композитных противопучинных свай.

4.4 Выводы по главе

1. На основе выполненных исследований, представленных в 2 и 3 главах разработан ряд технических решений: ряд конструктивных решений композитных противопучинных свай, способ повышения несущей способности свай по грунту, способ повышения противопучинных свойств свай, средство измерения температуры грунта;

2. Экспериментально установлено, что прочности материала стеклопластиковых труб достаточно для восприятия нагрузок, передаваемых от надземных частей зданий на свайные фундаменты. Кроме того, совместное использование бетона и полимерных труб способствует несущей способности свай по материалу: за счёт бокового обжатия бетона стеклопластиковой трубой повышается его предельная сжимающая напряженность и жесткость;

3. В процессе погружения композитной сваи в грунт наблюдается снижение шероховатости её поверхности, и, как следствие, снижение её несущей способности. Для исключения данного эффекта рекомендуется использовать песчаное покрытие, которое сохраняется в процессе погружения в грунт за счёт высокой прочности соединения с материалом сваи;

4. Полевые наблюдения зимой 2021-2022 гг за распределением температур в грунтовом массиве на опытной площадке показали, что композитная свая не способствует теплообмену между атмосферой и грунтом, ввиду чего глубина промерзания у композитной сваи остаётся такой-же, как и вдали от неё. Глубина промерзания у стальной сваи за период наблюдений была больше, чем у

композитной на 15 см (47%). Данные наблюдения подтверждают выводы, сделанные в гл. 2. Кроме того, подтверждается эффективность использования средства измерения температуры грунта, разработанного в рамках выполнения диссертационной работы (п. 4.1).

5. За период наблюдений зимой 2021-2022 г. стальная свая получила вертикальные перемещения, равные 3 мм, тогда как композитная противопучинная не получила дополнительных перемещений, что свидетельствует об эффективности использования разработанной в рамках диссертационной работы композитной противопучинной сваи (п. 4.1) в условиях сезонного промерзания грунта для минимизации негативного воздействия сил морозного пучения грунтов на наземные конструкции зданий и сооружений, а также аналитической методики оценки её устойчивости на основе лабораторно полученных данных;

6. Статические испытания свай выдёргивающей нагрузкой показали, что стальная свая получила большую деформацию подъёма по сравнению с композитной противопучинной при одной и той же нагрузке, что свидетельствует об эффективности использования песчаного покрытия наружной поверхности свайного фундамента в качестве средства повышения его несущей способности по грунту (п. 4.1.2).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам выполненных в рамках диссертационной работы исследований установлено:

1. Фундамент оказывает теплофизическое воздействие на грунты основания в том случае, если теплопроводность его материала выше теплопроводности грунта основания. В этом случае вокруг фундамента образуется воронка из деятельного слоя, на размеры которой влияет теплопроводность материала фундамента, тип фундамента, его размеры и глубина заложения, а также средняя температура воздуха и условия теплообмена на контакте «грунт-атмосфера». Размеры образующейся воронки могут достигать 50% от мощности деятельного слоя грунта вдали от фундамента и радиус, равный 10 размерам поперечного сечения фундамента;

2. Формирование воронки из деятельного слоя влияет на изменение направления потока мигрирующей внутри грунта влаги в сторону к поверхности контакта «грунт-фундамент», изменению структуры промерзающего грунта, его свойств и текстуры на контакте с фундаментом, что влияет на изменение напряжённо-деформированного состояния промерзающего грунта и интенсивность касательных сил морозного пучения. При этом снижение теплопроводности сваи исключат формирование воронки и протекание указанных процессов;

3. Шероховатость наружной поверхности сваи играют определяющую роль в формировании прочности на контакте конструкции и грунта, как в мёрзлом, так и немёрзлом состояниях. Существует два типа разрушения: по линии «грунт-фундамент» и «грунт-грунт». Переход от одного типа разрушения к другому происходит в том случае, если шероховатость материала подземной конструкции больше, чем критическая шероховатость для конкретного грунта, значение которой зависит от размера твёрдых частиц грунта: чем больше крупность частиц, тем большая шероховатость материала необходима для переноса разрушения с линии «грунт-конструкция» на «грунт-грунт».

4. Сила анкеровки сваи в слоях грунта в немёрзлом состоянии при её сдвиге по боковой поверхности может быть описана законом Кулона-Мора. При разрушении по линии «грунт-грунт» могут использоваться угол трения и сцепления самого грунта, при разрушении по линии «грунт-фундамент» могут быть использованы угол трения и сцепление грунта на контакте с материалом фундамента. Значение угла трения на контакте грунта с фундаментом зависит от высоты неровностей поверхности материала фундамента, а сцепление грунта и материала фундамента – от плотности расположения неровностей поверхностей материала фундамента;

5. Формирование величины прочности смерзания мёрзлого грунта с материалом сваи различно для случаев её работы в зоне деятельного слоя грунта и при её анкеровке в слоях многолетнемёрзлых грунтов не подверженных сезонному промерзанию. Формирование касательных сил морозного пучения происходит в верхних слоях грунтового массива, где горизонтальное давление грунта на сваю минимально. Ввиду этого, при малой прижимающей силе, прочность смерзания, формирующая касательные силы морозного пучения, будет зависеть, главным образом, от значения гидрофобности материала сваи в данной зоне: чем материал сваи в зоне деятельного слоя будет более гидрофобным, тем меньшая интенсивность касательных сил морозного пучения будет приложена к нему;

6. Работа сваи при её анкеровке в слоях многолетнемёрзлых грунтов характеризуется длительным приложением нагрузки и также может быть описана законом Кулона-Мора. При этом угол трения мёрзлого грунта по материалу сваи и их сцепление – величины, формирующие длительную прочность смерзания, имеют разную природу. Значение угла трения в зоне смерзания зависит от шероховатости материала сваи: чем выше шероховатость материала, тем выше значение угла трения мёрзлого грунта по материалу. А значение сцепления зависит от гидрофобности материала: чем материал более гидрофобен, тем меньше значение сцепления на контакте мёрзлого грунта и материала.

На основе проведённых исследований разработаны следующие технические решения:

1. Различные варианты конструкций композитной противопучинной сваи, противопучинные свойства которой достигаются путём повышения гидрофобности и уменьшении шероховатости поверхности материала сваи на участке, контактирующем с грунтами деятельного слоя, повышении шероховатости поверхности сваи на анкерном участке, контактирующем с грунтами не подверженными сезонному промерзанию и снижению мощности деятельного слоя за счёт использования материалов со значением теплопроводности, меньшем, чем теплопроводность грунтов деятельного слоя;

2. Способ повышения несущей способности свай по грунту, позволяющий увеличить несущую способность по грунту сваи из любого материала путём переноса линии разрушения с «грунт-материал» на «грунт-грунт» за счёт создания на наружной поверхности искусственной шероховатости;

3. Способ повышения противопучинных свойств свай, позволяющий придать противопучинные свойства композитной противопучинной сваи сваям, выполненным из любого материала;

4. Средство измерения температуры грунта, позволяющее исключить дополнительное влияние теплопроводности материала обсадной трубы на измеряемую температуру грунта, за счёт использования в качестве обсадной трубы ПКМ с низким коэффициентом теплопроводности.

Технические решения по п. 1-4 были испытаны в полевых условиях, подтвердив справедливость установленных экспериментальным путём закономерностей и доказали техническую эффективность применения разработанных решений.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

Нормативная литература

1. ГОСТ 12071-2014. Грунты. Отбор, упаковка, транспортировка и хранение образцов. – М.: Стандартиформ, 2019. – 12 с.
2. ГОСТ 12248.1-2020. Грунты. Определение характеристик прочности методом одноплоскостного среза. – М.: Стандартиформ., 2020. – 13 с.
3. ГОСТ 12248.4-2020. Грунты. Определение характеристик деформируемости методом компрессионного сжатия. – М.: Стандартиформ, 2020.– 14 с.
4. ГОСТ 12248.8-2020. Грунты. Определение характеристик прочности мёрзлых грунтов методом среза по поверхности смерзания. – М.:Стандартиформ, 2020. – 11 с.
5. ГОСТ 12536-2014. Грунты. Методы лабораторного определения гранулометрического (зернового) и микроагрегатного состава. – М.: Стандартиформ, 2019. – 23 с.
6. ГОСТ 12730.3-78. Бетоны. Метод определения водопоглощения. – М.: Стандартиформ, 2021. – 10 с.
7. ГОСТ 19300-86. Средства измерений шероховатости поверхности профильным методом. Профилографы-профилометры контактные. Типы и основные параметры. – М.: ИПС Изд. стандартов, 1996. – 11 с.
8. ГОСТ 25100-2020. Грунты. Классификация.– М.: Стандартиформ. 2020. – 41 с.
9. ГОСТ 25358 – 2020. Грунты. Метод полевого определения температуры. – М.: Стандартиформ, 2020. – 16 с.
10. ГОСТ 2789-73. Шероховатость поверхности. Параметры и характеристики. – М.: Стандартиформ, 2018. – 7с.
11. ГОСТ 28622-2012. Грунты. Метод лабораторного определения степени пучинистости. – М.: Стандартиформ, 2019. – 20 с.

12. ГОСТ 34259-2017. Грунты. Метод лабораторного определения липкости. – М.: Стандартинформ, 2017. – 8с.
13. ГОСТ 4650-2014. Пластмассы. Методы определения водопоглощения. – М.: Стандартинформ., 2014. – 20 с.
14. ГОСТ 5180-2015. Грунты. Методы лабораторного определения физических характеристик. – М.: Стандартинформ., 2019. – 23 с.
15. ГОСТ 5686-2020. Грунты. Методы полевых испытаний сваями. – М.: Стандартинформ. 2020. – 65 с.
16. ГОСТ Р 56726-2015. Грунты. Метод лабораторного определения удельной касательной силы морозного пучения. – М.: Стандартинформ, 2016. – 8 с.
17. Рекомендации по применению высокомолекулярных соединений в борьбе с морозным пучением. – М.:Стройиздат, 1969. – 24 с.
18. Рекомендации по уменьшению касательных сил морозного выпучивания фундаментов с применением пластичных смазок. – М.: НИИОСП им. Н.М. Герсевича, 1987. – 24 с.
19. СП 22.13330.2016. Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83*. – М.: Стандартинформ., 2017. – 220 с.
20. СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85. – М.: Стандартинформ, 2011. – 90 с.
21. СП 25.13330.2020. Основания и фундаменты на вечномёрзлых грунтах. Актуализированная редакция СНиП 2.02.04-88. – М: ФАУ «ФЦС»., 2021. – 123 с.
22. СП 131.13330.2012. Строительная климатология Актуализированная редакция СНиП 23-01-99*. – М.: Стандартинформ., 2020. – 113 с.
23. СП 317.1325800.2017. Инженерно-геодезические изыскания для строительства. Общие правила производства работ. – М. Стандартинформ, 2018. – 50с.

24. ТМД 50-601-2004. Санкт-Петербург. Методика оценки характеристик морозоопасных свойств грунтов в строительстве Санкт-Петербурга. – СПб: Строиздат СПб, 2005 – 15 с.

25. ASTM D 5918-6. Standard test methods for frost heave and thaw weakening susceptibility of soils– Withdrawn, 2022. – 12 p.

26. EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design- Part 1: General rule. – CEN, 2007. – 199p.

Научно-техническая литература

27. Аксёнов В.И. Засоленные мёрзлые грунты арктического побережья как основание сооружений// М.: изд-во «Всё о мире стр-ва», 2008.– 327 с.

28. Алексеев А.Г. Методика исследования давления, действующего на подпорные стены при промерзании-оттаивании грунта // ОФМГ, №3 – 2007. – С.15-18

29. Алексеев С.И. Исследование взаимодействия трубопроводов орошения с промерзающими пучинистыми грунтами: дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук: / Алексеев С.И.: ЛИСИ.– Л., 1979. – 201 с.

30. Алявдин Д. В. Определение эффективности применения радиационно-модифицированных полиолефиновых покрытий фундаментов для снижения смерзаемости и проявления сил морозного пучения грунтов/. Д. В. Алявин, А. Р. Клестов, О. А. Потапова, О. В. Стоянов//Вестник технологического университета – 2013. – №7. – С. 136-139

31. Алявдин Д.В., Беляков В.М. Современное эффективное противопучинное покрытие для защиты железобетонных и металлических малонагруженных фундаментов и оснований//Строительные материалы– №8, 2021. – С.52-55.

32. АО НПП Эталон [Электронный ресурс]. – URL: <http://www.omsketalon.ru/>. Дата обращения: 20.07.2022 16:23

33. Баясан Р.М., Голубин С.И. Технология и технические средства термостабилизации мёрзлых грунтов оснований магистральных промысловых трубопроводов в криолитозоне// Инженерные изыскания. – №8, 2012. – С. 71-76.

34. Бобрышев А.Н. Физико-механика долговечности и прочности композитных материалов.– М: Academia, 2007. – 225с.
35. Бобрышев и др. Анализ долговечности полимерных композитов с позиции кинетической концепции разрушения//вестник технологического университета.–Т.18, №14, 2015. – С.23-26
36. Богданов Н.С. Вечная мерзлота и сооружения на ней. – СПб: Типограф. тов-ва «Общественная польза», 1912. – ... с.
37. Бондарев Б.А. Экспериментальные исследования циклической долговечности полимерных композитных материалов// Современные проблемы науки и образования. – №6, 2012. – С. 136
38. Бояринцев А.В. Композитная противопучинная свая. Патент РФ №205047, 2021.
39. Бояринцев А.В. Композитная противопучинная свая. Патент РФ №207627, 2021.
40. Бояринцев А.В. Полимерные и композитные сваи. Мировой и отечественный опыт // ОФМГ, №5 – 2020. – С22-27
41. Бояринцев А.В. Репрезентативный анализ опыта строительства фундаментов на многолетнемёрзлых грунтах // Вестник НИПУ. Строительство и архитектура. – 2019. –Т.10, №1. –С. 57-68.
42. Бояринцев А.В. Способ определения прочности смерзания грунта. Патент РФ №2749226, 2021
43. Бояринцев А.В. Способ повышения противопучинных свойств свай. Патент РФ № 2763489, 2021.
44. Бояринцев А.В., Ланько С.В. Способ повышения несущей способности свай по грунту. Патент РФ №2720595, 2020.
45. Верстов В.В., Гайдо А.Н., Иванов Я.В. Технологии устройства ограждений котлованов в условиях городской застройки и акваторий: под ред. Верстова В.В; СПбГАСУ – СПб., 2014. – 368 с.
46. Волохов С. С. Прочность смерзания мерзлых грунтов с материалом трубопроводов/ С. С. Волохов, Н. В. Соловьёва // ОФМГ, №5 – 2010. – С. 25-28

47. Волохов С.С. Влияние строения зоны контакта мерзлых грунтов с материалами трубопроводов на прочность их смерзания// Газовая промышленность. – №2, 2014. – С.44-47
48. Волохов С.С. Влияние шероховатости поверхности материалов фундаментов на прочность смерзания с грунтом в различных условиях// Инженерная геология. Гидрогеология. Геокриология –№3, 1993. – С.76-81.
49. Волохов С.С. Роль контактной зоны мерзлых грунтов с фундаментами в формировании прочности смерзания// ОФМГ. – №4, 1997. –С.26-30.
50. Воронкова А.Г. Оценка долговечности строительных полимерных композитов// Мат. VII Всерос. науч-практ. конф., Омск, 2012. – С.397-400
51. Вялов С.С. Прочность и ползучесть мёрзлых грунтов и расчёты ледогрунтовых ограждений/ под общ.ред. С.С. Вялова. – изд-во АН СССР, 1962. – 254 с.
52. Вялов С.С. Реология мёрзлых грунтов/ под ред. В.Н. Разбегина. – М.: Стройиздат, 2000. – 464 с.
53. Вялов С.С. Реологические свойства и несущая способность мёрзлых грунтов.–М.: Изд-ва АН СССР, 1959. – 190 с.
54. Галиновский А.Л., Бочкарев С.В., Нелюб В.А. Технологии производства и диагностики композитных конструкций летательных аппаратов . – Старый Оскол: ТНТ, 2019 – 384 с.
55. Гольштейн М.Н. Деформации земляного полотна и оснований сооружений при промерзании и оттаивании. «Труды НИИЖТа» вып. 16: Трансжелдориздат, 1948.
56. Горелик Я. Б. Корректность постановки и решения задач по прогнозу динамики температурных полей в основании сооружений на многолетнемерзлых грунтах / Я.Б. Горелик, Д.С. Паздерин// Криосферы Земли , 2017, т. XXI, №3 – С. 49-59.
57. Далматов Б.И. Воздействие морозного пучения грунтов на фундаменты сооружений: дис. на соиск. уч. степ. док. техн. наук./ Далматов Б.И.; Академия наук СССР. – Москва-Ленинград, 1955. – 345 с.

58. Добрынин А.О., Юшков Б.С., Методика расчёта сил морозного пучения и величины выпора фундамента в виде куста из двуконусных свай// Дороги и мосты: сб. ст./ ФГУ «РОСДОРНИИ». – М., 2013. – №30/2. – С.204-223.

59. Добрынин А.О., Юшков Б.С., Репецкий Д.С. Сваи для промерзающих грунтов//Жилищное строительство. – М.: Ладья. – 2004. – Вып. 8. – С. 10-12

60. Егоров В.В., Елисеева Ю.Г., Иванов В.С. Подбор и исследование систем лакокрасочных материалов, обеспечивающих эффективную противокоррозионную защиту стальных свайных фундаментов с учётом требований по шероховатости материалов: начн.-техн. отчёт по договору №03/1/10 от 22.03.2010. – М.: ООО «Технохим», 2010.

61. Жирков А.Ф. Влияние инфильтрационных жидких атмосферных осадков на формирование температурного режима мёрзлых грунтов /А.Ф Жирков, М.Н. Железняк, П.П. Пермяков, А.Р. Кириллин, А.Г. Верхотуров// Вестник Забайкальского государственного университета, №6. – 2018. – С. 4-14.

62. Землянский А.А. и др. Винтообразная свая и способ её сооружения. Патент РФ № 2278211, 2005.

63. Иванов В.Н. Температурный режим вечномёрзлых грунтов основания под зданиями с локальным источником тепловыделения: дис. на соиск уч. степ. канд. техн. наук/ Иванов В.Н.: ЛИСИ. – Л., 1967. – 114 с.

64. Иоспа А. В., Аксёнов В. И., Шмелёв И. В. Некоторые результаты испытаний противопучинных и антикоррозионных покрытий для защиты металлических фундаментов на многолетнемёрзлых грунтах// ОФМГ.–№5. – 2015. – С.27-31

65. Карлов В. Д. Основания и фундаменты на сезоннопромерзающих пучинистых грунтах / Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет. Санкт-Петербург, 2007. 362с.

66. Карлов В. Д. Сезоннопромерзающие грунты как основания сооружений: дис. на соиск. учён. степ. док. техн. наук/ Карлов В.Д.: СПбГАСУ. – СПб, 1998. – 349 с.

67. Квитко А. В. Результаты испытаний композитных стеклопластиковых свай // Вестник гражданских инженеров. – 2015. – №6 – С. 88-93
68. Киреев П.Г. Общедоступное руководство к постройке огнеупорных сельских зданий. – Рязань: Губ. типография, 1986. - ... с.
69. Корнет Э.А. Пути уменьшения прилипания пород к рабочим поверхностям горного и транспортного оборудования// Горный журнал, №12, 1986. – с.50-52
70. КριοЛаб [Электронный ресурс]. – URL: <https://kriolab.ru>. Дата обращения: 20.07.2022 16:23
71. Кудрявцев А.Н. Обеспечение устойчивости фундаментов при промерзании грунтов во время строительства под зданиями с подвалами (в условиях Ленинграда и его пригорода: дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук/ Кудрявцев А.Н.: ЛИСИ.– Л.,1966. – 137 с.
72. Кудрявцев С.А. Влияние миграционной влаги на процесс морозного пучения сезоннопромерзающих грунтов// ПГС – №7, 2003. – С. 233-240.
73. Кудрявцев С.А. Расчётно-теоретическое обоснование проектирования и строительства сооружений в условиях промерзающих пучинистых грунтов: дис. на соиск. уч. степ. док. техн. наук/Кудрявцев С.А.: ПГУПС.– СПб., 2004. – 344 с.
74. Кудрявцев С.А., Парамонов В.Н., Сахаров И.И. Промерзание и оттаивание грунтов (практические примеры и конечноэлементные расчёты): группа компаний «Геореконструкция» – СПб, 2014. –247 с.
75. Лебеденко Ю.П. Миграция влаги и сегрегационное выделение в льдодисперстных породах: дис. на соиск. учен степени канд. геол-минерал. наук: МГУ им. М.В. Ломоносова – М., 1978. – 136 с.
76. Лубягин А.В., Бобряков А.П. Способ повышения несущей способности свайного фундамента. Патент РФ №2379419, 2009.
77. Мангушев Р.А. и др. Современные свайные технологии. – М.: Изд-во Ассоциации строительных ВУЗов, 2010. – 235 с.

78. Мельников А.В. Лабораторные исследования вертикальных и горизонтальных нормальных сил и деформаций морозного пучения глинистого грунта // Вестник гражданских инженеров, №2 – 2012. – С. 126-131.

79. Мельников А.В. Расчётные и конструктивные методы устройства теплоизолированных фундаментов в пучинистых грунтах в условиях глубокого сезонного промерзания: дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук/ Мельников А.В.: СПбГАСУ – СПб., 2013. – 175 с.

80. Михалдыкин Е.С. Применение трубобетонных конструкций с оболочкой из полимерных композиционных материалов при строительстве малых мостов: дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук/Михалдыкин Е.С.: МАДИ – М., 2019. – 130 с.

81. Михеев М.А., Михеева И.М. Основы теплопередачи. 2-е изд.// Стереотип. М., «Энергия». 1977. – 344 с.

82. Морарескул Н.Н. Исследование нормальных сил пучения: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук/ Морарескул Н.Н.: ЛИСИ. – Ленинград, 1949. – ... с.

83. Набережный А.Д., Саввина А. Е. Экспериментальные исследования моделей висячих свай в мёрзлых грунтах и методы повышения их несущей способности // Промышленное и гражданское строительство. – №8. – 2016. – С.70-74.

84. Нерсесова З.А. Влияние обменных катионов на миграцию воды и пучение грунтов при промерзании// Сб.4. «Исследования по физике и механике мерзлых грунтов» – М.: Изд-во АН СССР, 1961. – ... с

85. Носков И.В., Свидерских А. В. Работа свай винтовых конусно-спиральных в условиях морозного пучения грунтов// Вестник гражданских инженеров. – №1. – 2019. – С.67-75

86. Осокин Н. И. Коэффициент теплопроводности снега и его изменчивость/ Н.И. Осокин, А.В. Сосновский, Р.А. Чернов// Криосферы Земли , 2017, т. XXI, №3 – С. 60-68.

87. Паздерин Д.С. Корректность определения глубины сезонного оттаивания грунтов в условиях криолитозоны / Паздерин Д.С., Аксенов Д.В.,

Ерошеин А.Е., Федорова А.В.//ПРОНЕФТЬ. Профессионально о нефти, №3–2019. – С. 41-44

88. Парамонов М.В. Напряжённо-деформированное состояние системы «основание-сооружение» при неоднородном промерзании грунтов: дис. на соиск уч. степ. канд. техн. наук/ Парамонов М.В.: СПбГАСУ. – СПб, 2013. – 130 с.

89. Патент РФ № 170032. 12.04.2017

90. Патент РФ № 181501. 26.04.2018

91. Сахаров И.И. Физикомеханика криопроцессов в грунтах и её приложения при оценке деформаций зданий и сооружений: дис. на соиск. уч. ступ. док. техн. наук./Сахаров И.И.: СПбГАСУ. – СПб., 1995. – 372 с.

92. Свая с противопучинной оболочкой : пат. 170 032 Рос. Федерация: МПК E02D 5/60 E02D 27/35 / Д. В. Алявин, А. В. Кузьмин; заявитель и патентообладатель ЗАО «Уральский за-вод полимерных технологий «Маяк». – №2016151230; ; заявл. 26.12.2016; опубл. 12.04.2017, Бюл. №11. – 10 с.

93. Свиньин В.И. Деформации зданий и сооружений под действием пучащегося грунта. Инженерный журнал, №10, 1912. – С. 12-19

94. Серия 1.411.-3-11см.13 Свая металлическая трубчатая «СМОТ». Материалы для проек-тирования//ЗАО «Уральский завод полимерных технологий «Маяк», Озёрск.- 2018.- 65с.

95. Сигачев Н.П. и др. Способ измерения температуры грунта. Патент РФ № 2597339, 2015.

96. Созонов С.М., Кокошин С.Н. Способы решения проблемы налипания грунта на рабочие органы экскаватора//Технические науки. – №1(32), 2016. – С.156-161

97. Соколов В.М. Исследование силового воздействия промерзающего грунта а вертикальные элементы трубопроводов: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук/ Соколов В.М.: ЛИСИ. – Ленинград, 1976. – 163 с.

98. Стаценко В. Части зданий, изд. 4-е. – СПб: Типограф. штаба отд. корп. погран. стражи, 1912. – 86 с.

99. Сумгин М.И. Вечная мерзлота почвы в пределах СССР. – Владивосток: Дальневост. Геофиз.обсерват., 1927. – ... с.
100. Тугутов Ш.С. Оценка взаимодействия ленточного гибкого фундамента с сезоннопромерзающим пучинистым грунтом основания: дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук/ Тугутов Ш.С.: СПбГАСУ. – СПб., 2006. – 149 с.
101. Тютюнов И.А., Нерсесова З.А. Природа миграции воды в грунтах при промерзании и основы физико-химических приёмов борьбы с пучением// М: Изд-ва АН СССР, 1963. – ... с.
102. Улицкий В.М. Исследование особенностей работы анкерных фундаментов в пучинистых грунтах: дис. на соиск. уч. степ. канд. техн. наук/ Улицкий В.М.: ЛИСИ. – Л., 1968. – 137 с.
103. Уральский завод полимерных изделий «маяк» [Электронный ресурс]. – URL: polymerpro.ru . Дата обращения: 22.01.2020 17:10
104. Фадеев В.Г. Особенности определения сметной стоимости строительства в регионах Сибири и Крайнего Севера // Строительные материалы. – 2006. – №2. – С.5-10.
105. Филиппов Е.Н. Вибрационная технология погружения и извлечения полимерного шпунта.: дис. на соиск. уч. степ. канд.техн. наук./Филиппов Е.Н.: СПбГАСУ – СПб., 2012. – 114 с.
106. Цвигунов Д.Г. Взаимодействие сезоннопромерзающих грунтов с фундаментами вертикальных стержневых элементов. Автореф. дис. ... канд. техн. наук: МИИТ. – М., 2018. – 24 с
107. Цитович Н.А. К вопросу расчёта фундаментов сооружений, возводимых на вечной мерзлоте. – Ленинград: Изд. Гипромеза, 1928. – ... с.
108. Цытович Н.А. Лекции по расчёту фундаментов в условиях вечной мерзлоты. – Ленинград: изд. Лен. инст.сооруж. (литограф.), 1933. – ... с.
109. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.-Л.: Стройиздат, 1940. – ... с.
110. Цытович Н.А. Механика мёрзлых грунтов. Учебн. пособие, – М.: «Высш. школа, 1973. – 446 с. (п.1.3.1. №6)

111. Цытович Н.А. О выборе типа фундамента в условиях вечной мерзлоты. Строит. промышленность, №6-7, 1930. – 243 с.
112. Частотин Л.В. Миграция влаги в промерзающих неводонасыщенных грунтах. – М.: Наука, 1973. – 144 с.
113. Шарафутдинова А.А. Оценка эксплуатационной долговечности строительных конструкций из стеклопластика// сбор. стат. лаур-ов XIX Межрег. конф.-фест. науч. творч. уч. молод., 2017.– с.109-112
114. Шестаков И.В. Численное моделирование при реконструкции и ремонте линейных сооружений на буронабивных свайных фундаментах в сезоннопромерзающих грунтах Дальнего Востока / Кудрявцев С.А., Петерс А.А.// Вестник ТОГУ – 2016. - № 2(41). – С. 65-74
115. Шестаков И.В. Численное моделирование процессов промерзания и оттаивания при определении толщины теплоизоляции фундаментов / Кудрявцев С.А., Петерс А.А., // Международный научный форум «Наука и инновации – современные концепции». Москва, 2020. С110-120.
116. Юшков Б.С., Сергеев А.С. Исследование зависимости величины морозного пучения глинистых грунтов от скорости промерзания.// Транспорт. Транспортные сооружения. Экология – №4, 2015. –С.130-140 (Стр. 12 скор. промерз).
117. Aliabadizadeh Y. Behavior of fiber reinforced polymer composite piles with elliptical cross sections in integral abutment bridge foundations. (Thesis (PhD/Research)) 2016. 382 p.
118. Bilgin O., Shah B. Temperature influence on High-Density polyethylene geomembrane and soil interface shear strength/ International journal of geosynthetics and ground engineering (там где грек)
119. Chen, X.; Zhang, J.; Xiao, Y.; Li, J. Effect of roughness on shear behavior of red clay-concrete interface in large-scale direct shear tests. Can. Geotech. J. 2015, 52, 1122–1135.
120. Creative pultrusions Inc. [Электронный ресурс]. – URL: <https://www.creativepultrusions.com/>. Дата обращения: 22.01.2020 17:29 (п 45 стр 38)

121. Desai, C.; Drumm, E.; Zaman, M. Cyclic testing and modeling of interfaces. *J. Geotech. Eng.* 1985, 111, 793–815.
122. Di Donna, A. Thermo-Mechanical Aspects of Energy Piles. Ph.D. Thesis, École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), Lausanne, Switzerland, 2014.
123. Di Donna, A.; Ferrari, A.; Laloui, L. Experimental investigations of the soil-concrete interface: Physical mechanisms, cyclic mobilization, and behaviour at different temperatures. *Can. Geotech. J.* 2016, 53, 659–672.
124. Fam A.Z. Concrete-filled fiber reinforced polymer tubes for axial flexural structural members. PhD thesis: The university of Manitoba, 2000. – 261 p.
125. Fam A.Z., Rizkalla S.H. Flexural behavior of concrete-filled fiber-reinforced polymer circular tubes. *ASCE: Journal of composites for construction*, Vol.6 Issue 2, 2002. – P.123-132.
126. Fam A.Z., Rizkalla S.H., Confinement model for axially loaded concrete confined by circular fibre-reinforced polymer tubes, *ACI Struct.* 98 (4) (2001) 451–461
127. Fam A.Z., Rizkalla S. Behavior of axially loaded concrete-Filled Circular fiber reinforced polymer tubes. *ACI Structural journal*, Vol.98, NO4, 2001. – p.280-289
128. Fang H., et al. Connections and structural applications of fiber reinforced polymer composites for civil infrastructure in aggressive environments/ *Composites Part B* 164 (2019) 129-143
129. Giraldo J., Rayhani M.T. Load transfer of hollow Fiber-Reinforced Polymer (FRP) piles in soft clay/ *Transportation Geotechnics* 1 (2014) 63-73
130. Guades E., Aravinthan T., Islam M., Manalo A., A review on the driving performance of FRP composite piles, *Compos. Struct.* 94 (6) (2012) 1932–1942
131. Guades E., Behaviour of glass FRP composite tubes under repeated impact for piling application (Thesis (PhD/Research)) (Unpublished), 2013
132. Hou X. et al, 2020. Thermal characteristics of cast-in-place pile foundations in warm permafrost at Beiluhe on interior Qinghai-Tibet Plateau: Field observations and numerical simulations. *Soils and Foundations* 60 (2020) 90–102. doi.org/10.1016/j.sandf.2020.01.008

133. Hou X. et al, 2022. Monitoring and simulation of the thermal behavior of cast-in-place pile group foundations in permafrost regions. *Cold Regions Science and Technology* 196 (2022) 103486. doi.org/10.1016/j.coldregions.2022.103486
134. Hu, L.; Pu, J. Testing and modeling of soil-structure interface. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 2004, 130, 851–860.
135. Iskander M.G., Hanna S., Stachula A., Driveability of FRP composite piling, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* (2001) 169–176
136. Johnson J. B, Bushka J.S. 1988. Measurement of frost heave forces on H-piles and pipe piles. State of Alaska department of transportation and public facilities.
137. Lade P.V et al. Effects of non-plastic fines on minimum and maximum void ratios of sand. *Geotech. test j.*, №21, 1998. P. 336-347
138. Lampo R. et al, Development and demonstration of FRP composite fender, load bearing, and sheet piling systems, USACERL Technical Report, 98/123, Champaign, 111, 1998.
139. Lindsay K., Composite Piling Market Heats Up. *Composite Design and Application, Dredging and Port Construction*, New York, 1996, pp. 12–13.
140. Maghsoodi, S.; Cuisinier, O.; Masrouri, F. Effect of Temperature on the Cyclic Behavior of Clay-Structure Interface. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 2020, 146, 04020103.
141. Martinez, A.; Stutz, H.H. Rate effects on the interface shear behaviour of normally and overconsolidated clay. *Géotechnique* 2019, 69, 801–815.
142. Mu Y. et. al, 2016. Thermal performance of a combined cooling method of thermosyphons and insulation boards for tower foundation soils along the Qinghai–Tibet Power Transmission Line. *Cold Regions Science and Technology* 121 (2016) 226–236. doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.06.006
143. O’rourke, T.; Druschel, S.; Netravali, A. Shear strength characteristics of sand-polymer interfaces. *J. Geotech. Eng.* 1990, 116, 451–469
144. Pando M., Filz G., Lesko J., A Laboratory and Field Study of Composite Piles for Bridge Sub-structures, 424 p., 2002

145. Shakir, R.; Zhu, J. Behavior of compacted clay-concrete interface. *Front. Arch. Civ. Eng. China* 2009, 3, 85–92.
146. Tsubakihara, Y.; Kishida, H. Frictional behaviour between normally consolidated clay and steel by two direct shear type apparatuses. *Soils Found.* 1993, 33, 1–13.
147. Tsubakihara, Y.; Kishida, H.; Nishiyama, T. Friction between cohesive soils and steel. *Soils Found.* 1993, 33, 145–156
148. Uesugi, M.; Kishida, H. Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. *Soils Found.* 1986, 26, 139–149.
149. Uesugi, M.; Kishida, H. Influential factors of friction between steel and dry sands. *Soils Found.* 1986, 26, 33–46.
150. Uesugi, M.; Kishida, H.; Tsubakihara, Y. Behavior of sand particles in sand-steel friction. *Soils Found.* 1988, 28, 107–118.
151. Uesugi, M.; Kishida, H.; Tsubakihara, Y. Friction between sand and steel under repeated loading. *Soils Found.* 1989, 29, 127–137.
152. Vasilescu, A.-R. Design and Execution of Energy Piles: Validation by In-Situ and Laboratory Experiments. Ph.D. Thesis, École Centrale de Nantes, Nantes, France, 7 August 2019.
153. Vasilescu, R.; Yin, K.; Fauchille, A.-L.; Kotronis, P.; Dano, C.; Manirakiza, R.; Gotteland, P. Influence of Thermal Cycles on the Deformation of Soil-Pile Interface in Energy Piles. In *Proceedings of the E3S Web of Conferences*, Glasgow, UK, 25 June 2019; p. 13004.
154. Wang, D. Investigating the Thermal and Thermo-Mechanical Performances of Geothermal Heat Exchanger with Spiral-Tubes. Ph.D. Thesis, The Hong Kong Polytechnic University, Hong Kong, 2016.
155. Wen Zh. et al. Experimental investigation on the effect of fiberglass reinforced plastic cover on adfreeze bond strength// *Cold Region Science and Technology*. – #131, 2016. – P. 108-115

156. Yavari, N.; Tang, A.M.; Pereira, J.-M.; Hassen, G. Effect of temperature on the shear strength of soils and the soil-structure interface. *Can. Geotech. J.* 2016, 53, 1186–1194.
157. Yazdani, S.; Helwany, S.; Olgun, G. Influence of temperature on soil-pile interface shear strength. *Geomech. Energy Environ.* 2019, 18, 69–78.
158. Yin K. et al. A review of sand-clay mixture and soil-structure interface direct shear Test// *Geotechnics*. – №1, 2021. P260-306
159. Zhang, M.; Sang, S.; Wang, Y.; Bai, X. Factors Influencing the Mechanical Characteristics of a Pile-Soil Interface in Clay Soil. *Front. Earth Sci.* 2019, 7, 364
160. Zyka K., Mohajerani A. Composite piles: A review. *Construction and building materials* 107 (2016) 394-410

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2720595

Способ повышения несущей способности свай по грунту

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет" (RU)*

Авторы: *Бояринцев Андрей Владимирович (RU),
Ланько Сергей Владимирович (RU)*

Заявка № 2019145667

Приоритет изобретения 31 декабря 2019 г.

Дата государственной регистрации в

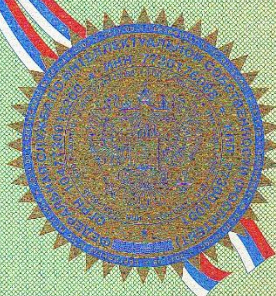
Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 12 мая 2020 г.

Срок действия исключительного права

на изобретение истекает 31 декабря 2039 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

 Г.П. Исхов

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ПОЛЕЗНУЮ МОДЕЛЬ

№ 207627

КОМПОЗИТНАЯ ПРОТИВОПУЧИННАЯ СВАЯ

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет" (RU)*

Автор(ы): *Бояринцев Андрей Владимирович (RU)*

Заявка № 2020142651

Приоритет полезной модели 22 декабря 2020 г.

Дата государственной регистрации

в Государственном реестре полезных

моделей Российской Федерации 08 ноября 2021 г.

Срок действия исключительного права

на полезную модель истекает 22 декабря 2030 г.

Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 8102A5CFB5C00B1ACFB9A40A2F08092E9A118
Владелец **Ивлиев Григорий Петрович**
Действителен с 15.01.2021 по 15.01.2035

Г.П. Ивлиев



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

**ПАТЕНТ**

НА ПОЛЕЗНУЮ МОДЕЛЬ

№ 205047**КОМПОЗИТНАЯ ПРОТИВОПУЧИННАЯ СВЯЯ**

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет" (RU)*

Автор(ы): *Бояринцев Андрей Владимирович (RU)*

Заявка № **2021102124**

Приоритет полезной модели **22 декабря 2020 г.**

Дата государственной регистрации
в Государственном реестре полезных
моделей Российской Федерации **24 июня 2021 г.**

Срок действия исключительного права
на полезную модель истекает **22 декабря 2030 г.**

*Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности*

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 0x02A5CFB5C0B1ACF59A40A2F08092E9A118
Владелец **Илиев Григорий Петрович**
Действителен с 16.01.2021 по 15.01.2035

Г.П. Илиев



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2763489

СПОСОБ ПОВЫШЕНИЯ ПРОТИВОПУЧИННЫХ
СВОЙСТВ СВАИ

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет" (RU)*

Автор(ы): *Бояринцев Андрей Владимирович (RU)*

Заявка № 2021109197

Приоритет изобретения 02 апреля 2021 г.

Дата государственной регистрации

в Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 29 декабря 2021 г.

Срок действия исключительного права

на изобретение истекает 02 апреля 2041 г.

*Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности*

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 0x75699C0005ACB78543B083DF819A6CD1
Владелец **Ивлиев Григорий Петрович**
Действителен с 24.12.2021 по 24.12.2022

Г.П. Ивлиев



РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



ПАТЕНТ

НА ИЗОБРЕТЕНИЕ

№ 2749226

СПОСОБ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ
СМЕРЗАНИЯ ГРУНТА

Патентообладатель: *Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет" (RU)*

Автор(ы): *Бояринцев Андрей Владимирович (RU)*

Заявка № 2020136455

Приоритет изобретения 03 ноября 2020 г.

Дата государственной регистрации

в Государственном реестре изобретений

Российской Федерации 07 июня 2021 г.

Срок действия исключительного права

на изобретение истекает 03 ноября 2040 г.

*Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности*

ДОКУМЕНТ ПОДПИСАН ЭЛЕКТРОННОЙ ПОДПИСЬЮ
Сертификат 0x02A5CFB00B1ACF59A40A2F08092E9A118
Владелец **Илиев Григорий Петрович**
Действителен с 15.01.2021 по 15.01.2035

Г.П. Илиев



ПРИЛОЖЕНИЕ 2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРОЧНОСТИ СМЕРЗАНИЯ

Определение прочности смерзания в диссертационном исследовании выполнялось по методике, разработанной на каф. Геотехники СПбГАСУ.

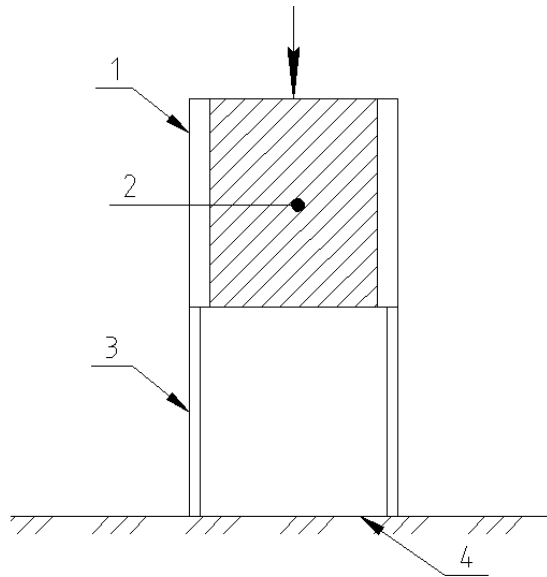


Рисунок 1 – Способы определения прочности смерзания по патент РФ № 2749226

Форма (корпус) 1, выполненная из того же материала, что и исследуемый материал фундамента проектируемого здания, имеющая круглое поперечное сечение, заполнена исследуемым мёрзлым грунтом 2, предварительно замороженная вместе с грунтом 2 до требуемой температуры, и установленная на пустотелую опору 3, препятствующую перемещению формы 1, и не препятствующую перемещению грунта 2, которая стоит на горизонтальной поверхности 4.

Исследования проводились на двух типах грунтов: кембрийской текучей глине нарушенного сложения и супеси песчанистой пластичной, ненарушенного сложения (рис.2а), отобранной в котловане г. Санкт-Петербург на глубине двух метров (рис.2б). Основные характеристики грунтов приведены в табл.1

Табл.1 Физические характеристики испытанных грунтов

№	Влажность			Число пластичности	Показатель текучести	Плотность	Плотность твёрдых частиц
	Естественная	На границе текучести	на границе пластичности				
	W	W_L	W_p				
	%	%	%		д.е.	г/см ³	г/см ³
1	50	48	22	26	1,08	1,81	2,61
2	25,7	28	25	3	0,23	2,00	2,69



Рисунок 2 – Создание грунта нарушенной структуры (а) отбор грунта ненарушенной структуры (б)

Для исследования влияния размеров формы были изготовлены 54 образца из ПВХ труб с разным соотношением диаметра к высоте (диаметр/высота, мм): 50/50, 50/75, 50/100, 75/50, 75/75, 75/100, 100/50, 100/75, 100/100.

Образцы заполнялись грунтом №1 (табл.1). Перед испытанием образцы утеплялись с трёх сторон способом №1, промораживались до температуры минус 6 °С. Контроль температуры образцов в процессе их промерзания, выполнялся в образце-близнеце, с которым размещались датчики измерения температуры, и который промораживался в аналогичных условиях что и образцы контрольной группы. Далее проводились испытания по указанной ранее методике. После испытаний грунт выдавливался из кольца, осматривалась поверхность контакта грунта и материала. В случае обнаружения пустот такие образцы выбраковывались и исключались из контрольной выборки.

В качестве опоры использовался трёхкулачковый зажимной патрон.

Для испытаний были разработаны следующие типы опоры (рис.3):

– Тип 1: пустотелое кольцо того же диаметра, что и форма;

- Тип 2: трёхкулачковый зажимной патрон;
- Тип 3: заглушка, формирующая полость определённых размеров внутри формы.

Образцы заполнялись грунтом №2, утеплялись методом №3, промораживались до температуры минус 6 °С, с контролем температуры образцов в процессе их промерзания, и испытывались по указанной ранее методике.

В каждой партии было испытано по 6 образцов с соотношением диаметра к высоте (D/H), равным 1,3. Для определения качества утепления оценивался коэффициент вариации полученных значений прочности смерзания внутри каждой партии.

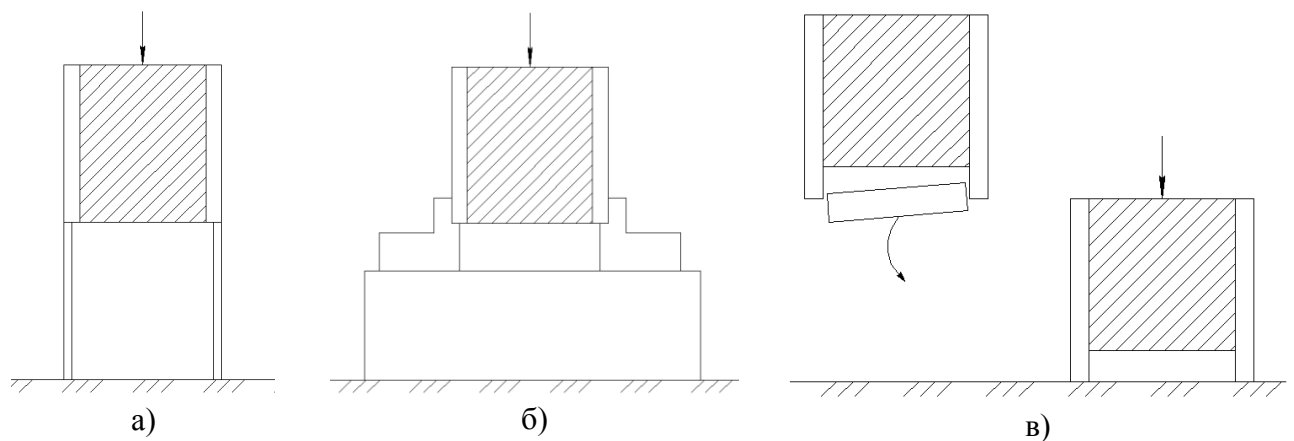


Рисунок 3 – Схемы конструкций опор, принятых к сравнению
а) Тип 1: пустотелое кольцо, б) Тип 2: трёхкулачковый зажимной патрон, в) Тип 3: выполнение полости заглушкой

Для исследования влияния утепления и способа его исполнения на получаемый результат испытывались образцы (рис.4):

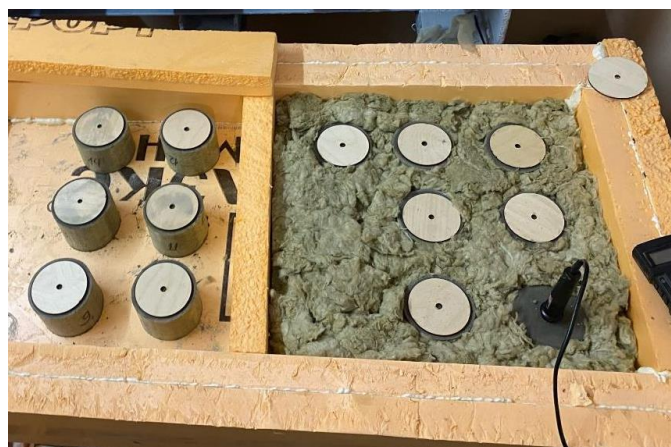
- без утепления;
- Способ 1: обмотка по контуру минеральной ватой и установка на слой экструдированного пенополистирола;
- Способ 2: погруженные в лоток из экструдированного пенополистирола, заполненного минеральной ватой.

В каждой партии было испытано по 6 образцов с соотношением диаметра к высоте (D/H), равным 1,3. Для определения качества утепления оценивался коэффициент вариации полученных значений прочности смерзания внутри каждой

партии. Для оценки влияния утепления при промерзании сравнивались значения прочности смерзания образцов, замороженных с утеплителем и без него. Испытания проводились по представленной выше методике.



а)



б)

Рисунок 4 – Варианты утепления образцов
Рисунок 5 – а) способ 1, б) способ 2 и без утепления

Продавливание образцов производилось в межкафедральной механической лаборатории №40 СПбГАСУ на испытательной машине INSTRON W-5196 с максимальным усилием 600 кН и оборудованной криокамерой. Испытания велись также при температуре минус 6 °С. После доставки из морозильной камеры в лабораторию, образцы помещались в холодильный шкаф и выстаивались при температуре испытаний, после чего испытывались. В ходе испытаний оборудование позволяет вести автоматическую запись прикладываемых усилий и перемещений образца.



Рисунок 6 – Испытание образцов

Результаты испытаний и их обсуждение

В процессе испытания фиксировалась плотность заполнения колец грунтом, а также прочность смерзания грунта и ПВХ колец. На рис. 6 приведены результаты испытаний в виде зависимостей плотности заполнения колец грунтом и прочности их смерзания от соотношения диаметра кольца образца к его высоте.

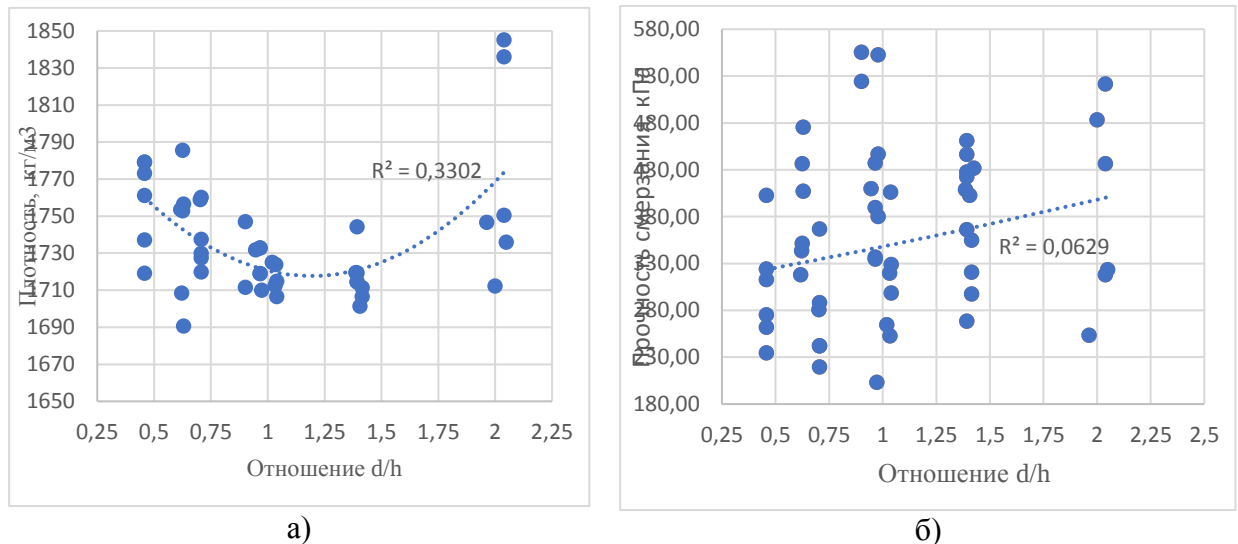


Рисунок 7 – Зависимости плотности заполнения форм грунтом (а) и прочности смерзания (б) от отношения габаритных размеров формы (D/H)

Анализ полученных результатов, показывает, что на стадии заполнения форм наиболее оптимальными являются формы, с соотношением их диаметра к высоте (D/H) в диапазоне от 0,75 до 1,3, что обуславливается низким значением коэффициента вариации, равным 0,56%, по сравнению со значением коэффициента вариации достигающим 3,13%, для образцов с соотношением равным 2 соответственно. Данный результат может быть объяснён тем, что грунты переминаются в процессе погружения колец и разуплотняются при их выемке. Таким образом, применение образцов с соотношением диаметра к высоте 0,75...1,3 способствует сохранению естественной плотности грунта.

Значения, полученные при определении прочности смерзания обладают большой погрешность, коэффициент вариации составляет 14,48...27,32%. При этом, наименьшее значение соответствует образцам с соотношением D/H = 1,3.

Сопоставление коэффициентов вариации распределение плотностей образцов и полученных значений прочности смерзания, свидетельствует о том, что погрешность в результаты была внесена на последующих этапах испытания: промораживание, продавливание образцов сквозь форму.

В ходе испытания определялись значения прочности смерзаний грунта №2 и формы, выполненной из полимерного композита. Далее сопоставлялись коэффициенты вариации внутри каждой испытанной группы образцов. Результаты сведены в таблицу 2

Таблица 2. Результаты испытания различных типов опор

Тип опоры	Тип 1. На кольце	Тип 2. На патроне	Тип 3. С заглушкой
Прочность смерзания	516,77	736,34	466,09
	530,15	850,14	450,42
	620,65	404,22	298,36
	613,07	561,16	548,62
	-	-	393,55
Коэффициент вариации, %	9,52	30,72	21,51

Результаты испытания показывают, что конструкция исполнения опоры оказывает влияние на получаемый в ходе испытания результат. Среди рассмотренных конструкций опоры наиболее оптимальной является опора, выполненная в виде кольца, препятствующего движению формы и не препятствующая движению грунта в ходе испытания. При этом следует отметить, что кольцо опоры перед испытание торцевалось и выставлялось в горизонтальном положении при помощи уровня.

В ходе испытания определялись значения прочности смерзаний грунта №2 и формы, выполненной из полимерного композита. Далее сопоставлялись коэффициенты вариации внутри каждой испытанной группы образцов. Результаты сведены в таблицу 3.

Таблица 3. Результаты испытания образцов с различными способами утепления

Тип утепления	Без утепления	Способ 1	Способ 2
Прочность смерзания, кПа	490,02	380,04	758,83
	419,04	446,33	697,37
	459,93	555,22	572,44
	591,71	524,00	709,71

	529,7	552,39	709,87
	565,2	-	645,1
Коэффициент вариации, %	12,81	15,52	9,51

Результаты испытания показывают, что способ и качество утепления образцов может существенно сказываться на получаемых результатах испытания. Так, при утеплении по типу 1 было трудоёмко выдержать равномерность покрытия образца утеплителем: толщину слоя утепления по периметру образца и его высоте. Кроме того, образовывался зазор между нижней частью, выполненной из экструдированное пенополистирола и боковой, выполненной из минеральной ваты. Всё это способствовало внесению погрешности в испытание.

Кроме того, следует отметить различие между значениями прочности смерзания, полученными для образцов, замороженных с утеплением и без него. Так, прочность смерзания утеплённых образцов выше прочности смерзания образцов замороженных без утепления на 33,4 %. Данный эффект можно объяснить различным распространением фронта промерзания внутри образца, и, как следствие, в процессах миграции влаги, при различных условиях его промерзания.



Рисунок 8 – Образцы, замороженные без утепления (слева) и с утеплением (справа)

На рис.8 показаны образцы утеплённые и не утеплённые при промораживании. На фото можно заметить наличие сухого грунта вдоль кольца,

что можно объяснить «поршневым эффектом»: отжатием влаги из грунта при продвижении фронта промерзания [9]. При этом, данный эффект может быть противоположным, миграцией влаги к фронту промерзания, при испытаниях грунтов с большим содержанием глинистых частиц и содержанием пор, меньшего размера.

Таким образом, использование опоры в виде трёхкулачкового патрона и использование первого типа утепления при проведении первого опыта, объясняет внесение значительной погрешности в результат испытания, характеризующийся значением коэффициента вариации до 27,32 %.

Для сопоставления результатов разработанной методики [12] **Ошибка! Источник ссылки не найден.** и методов ГОСТ [11], были испытаны две группы по 6 образцов. Для исключения влияния различной шероховатости и гидрофобности материалов поверхность контакта «грунт-материал» была покрыта песком фракции 0,5...1 мм по [13]. Результаты сведены в табл. 4.

Таблица 4. Результаты испытания образцов двумя различными методиками

Метод испытания	ГОСТ	Патент РФ № 2749226
Прочность смерзания, кПа	1713,07	1912.29
	1909,7	1853.98
	1917,56	1895.80
	1386,66	1940.82
	1909,7	1893.77
Коэффициент вариации, %	12,99	6,59

Результаты эксперимента показывают, что методика по [12] имеет преимущество по сходимости результатов партии, а также по удобству проведения эксперимента. Кроме того, применение ряда мероприятий, таких как: усовершенствование типа опоры, применение размеров образцов определённой формы и способа утепления, способствовали снижению погрешности в испытаниях, что проявляется снижением коэффициента вариации с 30,72 % до 6,59 %.

Тем не менее говорить о полном превосходстве представляемой методики над другими преждевременно, поскольку в работе представлены результаты частных испытаний, а не систематических. Для точного определения

эффективности методики необходимо её опытное внедрение в работу инженерно-геологической лаборатории.

Заключение

На основании проведенных испытаний можно сделать следующие выводы:

1. Форма испытуемого образца имеет существенное влияние на конечное значение прочности смерзания, поскольку соотношение диаметров образца к его высоте влияет на процесс заполнения формы грунтом, способствуя образованию зон пееуплотнения или разуплотнения. Оптимальным соотношением габаритных размеров образцов испытуемых материалов являются $D/H = 0,75 \dots 1,3$;

2. Конструкция опоры и способ утепления образцов оказывает влияние на получаемый результат в ходе испытания. Наиболее оптимальными решениями являются: применение опоры в виде кольца, препятствующего движению формы и непрепятсвующего движению грунта, и применение утепления путём погружения образцов в утеплитель, а не оборачивание им;

3. Наличие или отсутствие утеплителя оказывает значительное влияние на получаемый результат, что можно объяснить различием распределения температуры и, как следствие, процессами миграции влаги внутри образца при его промерзании. Поэтому, для чистоты эксперимента, образцы должны промораживаться по схеме, приближенной к условиям промерзания в реальных условиях.

4. Разработанный способ определения прочности смерзания грунта с материалами фундамента не уступает существующей методике, представленной в актуальной отечественной нормативной документации.

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОБОСНОВАНИЕ МЕТОДИКИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ГРУНТА СДВИГУ ПО ПОВЕРХНОСТИ МАТЕРИАЛА

Определение предельных сопротивлений грунтов сдвигу по поверхностям различных материалов, выполненные в данном диссертационном исследовании, производилось на автоматизированных приборах одноплоскостного сдвига.

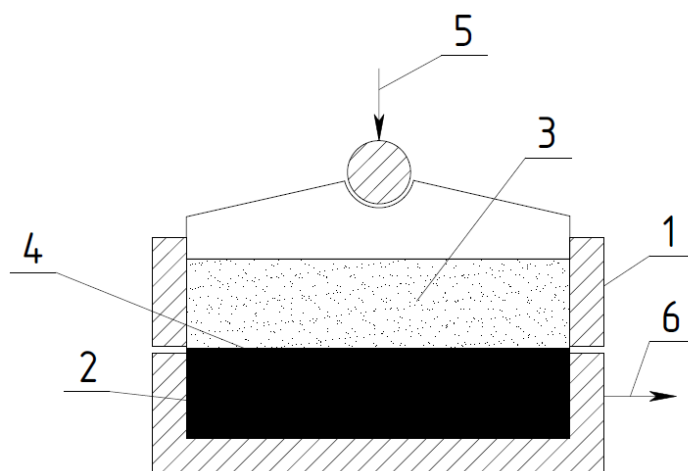


Рисунок 1 – Схема определения предельного сопротивления сдвигу грунта по поверхности материала в приборе одноплоскостного сдвига.

В стандартном приборе одноплоскостного сдвига 1, в одной части расположен образец исследуемого материала конструкции 2, в другой – образец исследуемого немёрзлого грунта 3. Линия среза «грунт-материал конструкции» 4, располагается в зазоре между частями прибора. Испытание проводится до разрушения контакта «грунт-материал конструкции» с фиксацией изменения нормальной 5 и сдвиговой 6 сил во времени, а также изменение горизонтальной деформации во времени.

Для уточнения элементов методики был реализован ряд методических экспериментов. К испытанию приняты 5 типов грунта, характеристики которых приведены таблице 1.

№	Наименование	W, %	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	e, д.е	I _L , д.е	I _p , %
---	--------------	------	---------------------------------	-----------------------------------	--------	----------------------	--------------------

1	Искусственно приготовленная смесь: 55/45 (соотношение песка и глины по массе)	10	24	-	-	-	-
2	Суглинок текучепластичный	33,4	18,5			0,85	14
3	Суглинок мягкопластичный	33,5	19,1			0,53	15,5
4	Глина текучепластичная	37,4	18,7			0,969	16,4
5	Супесь песчанистая пластичная слоистая (НР)	28	18,9	26,3	0,78	0,54	8,3

Перед каждым испытанием выполнялись сдвиговые испытания исследуемых грунтов согласно [2] и устанавливались их угол внутреннего трения и сцепление. После реализации сдвига. прибор разбирался, образец грунта аккуратно вынимался и разрезался по линии сдвига. Линия среза затиралась и шпаклевалась испытуемым грунтом. Далее, в нижнюю часть прибора размещалась пластина исследуемого материала, а в верхнюю – испытанный ранее грунт. Далее к образцу грунта прикладывалась нормальная линии среза нагрузка, а к нижней, подвижной части прибора, в которой размещён образец исследуемого материала, прикладывалась сдвиговая нагрузка. Данные испытания выполнялись при трёх различных нормальных усилиях. По полученным значениям предельных напряжений сдвига, строился график зависимости касательных напряжений от нормальных, по которому определялись угол трения и сцепление грунта на контакте с материалом.

В рамках экспериментального обоснования методики изучалось влияние трёх факторов на конечный результат: количество проведённых испытаний, изменение влажности в ходе эксперимента и структура исследуемого грунта.

Для изучения влияния количества проведённых испытаний был реализована серия опытов, в которой исследуемые грунты повторно сдвигались друг за другом по одному и тому же материалу без разбора сдвигового прибора, конструкция которого позволяла автоматически возвращать подвижную каретку с материалом в исходное положения. Предельная деформация каждого сдвига составляла 7,15 мм.

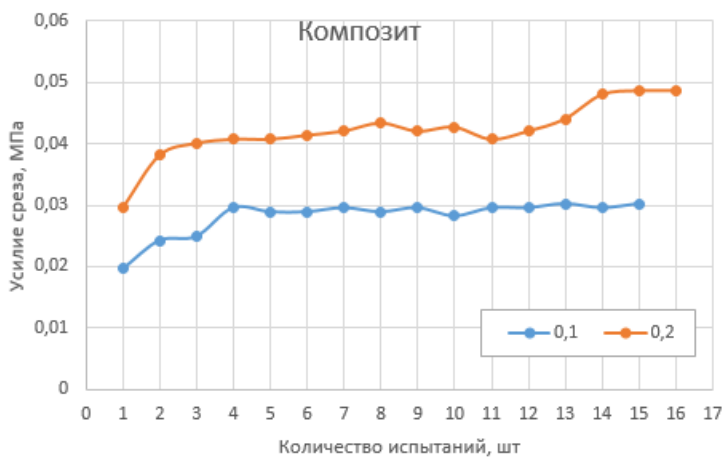
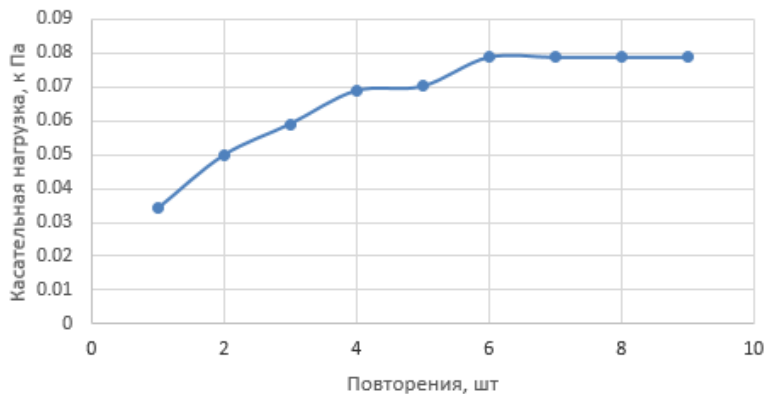


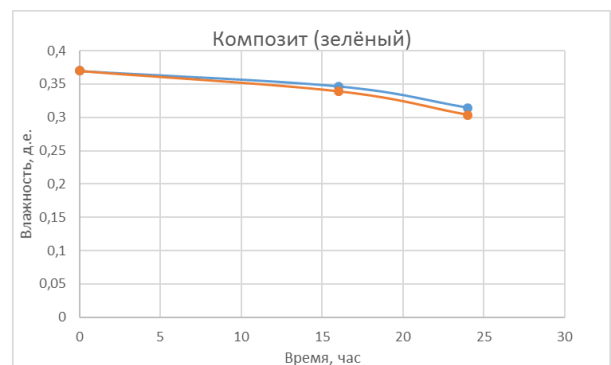
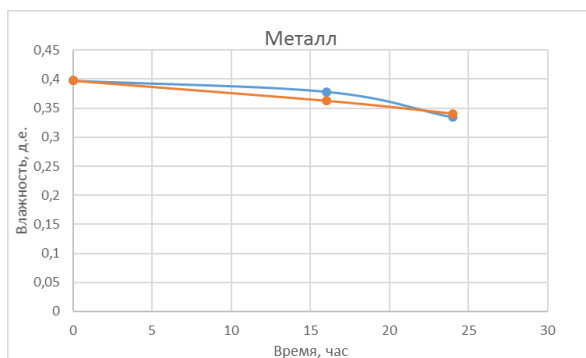
Рисунок 2 – Результаты многократно повторяемых испытаний
а) Искусственно приготовленного грунта №1, б) текучепластичного суглинка №2 и
в) мягкопластичного суглинка №3 при двух значениях нормальной нагрузки

Согласно анализу поверхности грунта №1 после проведения серии из девяти последовательных сдвигов, было обнаружено наличие большого количества кратеров и затёртостей на поверхности сдвига, что свидетельствует о неполном контакте грунта и материала. При этом предельное сдвиговое усилие увеличивалось от опыта к опыту. Анализ поверхности образцов грунта № 2 и 3 показал наличие гладкой поверхности без кратеров. При этом значение

предельного сдвигового усилия нарастало в течение первых пяти сдвигов, а последующие 4 испытания имело одинаковое значение. Таким образом, нарастание предельного сдвигового усилия от опыта к опыту может быть объяснено переупаковкой частиц в контактной зоне «грунт-материал». Прекращение изменения предельного сдвигового усилия объясняется достижением грунта предельно компактного расположения частиц в зоне контакта.

Следует отметить результаты испытания грунта №3, у которого предельно сдвиговое усилие при нормальной нагрузке 0.2 МПа стабилизировалось на 3е испытание и сохраняло данное значение с погрешностью 3% вплоть до 12 сдвига, после которого отмечается прирост сдвигового усилия до 25%, с последующей его стабилизацией.

Подобное поведение отмечается при испытаниях грунта №4, когда предельное сдвиговое усилие стабилизировалось, а после некоторого числа сдвигов продолжало расти с последующей стабилизацией. Для объяснения причин подобного поведения, в ходе испытания контролировалось изменение влажности испытуемого грунта. Отбор проб на влажность осуществлялся: перед проведением испытания (0 ч.), после предварительного уплотнения и среза «грунт по грунту» (16 ч.), после проведения серии повторных сдвигов (24 ч.). Далее вычислялись значения показателя текучести I_L в контрольные моменты времени.



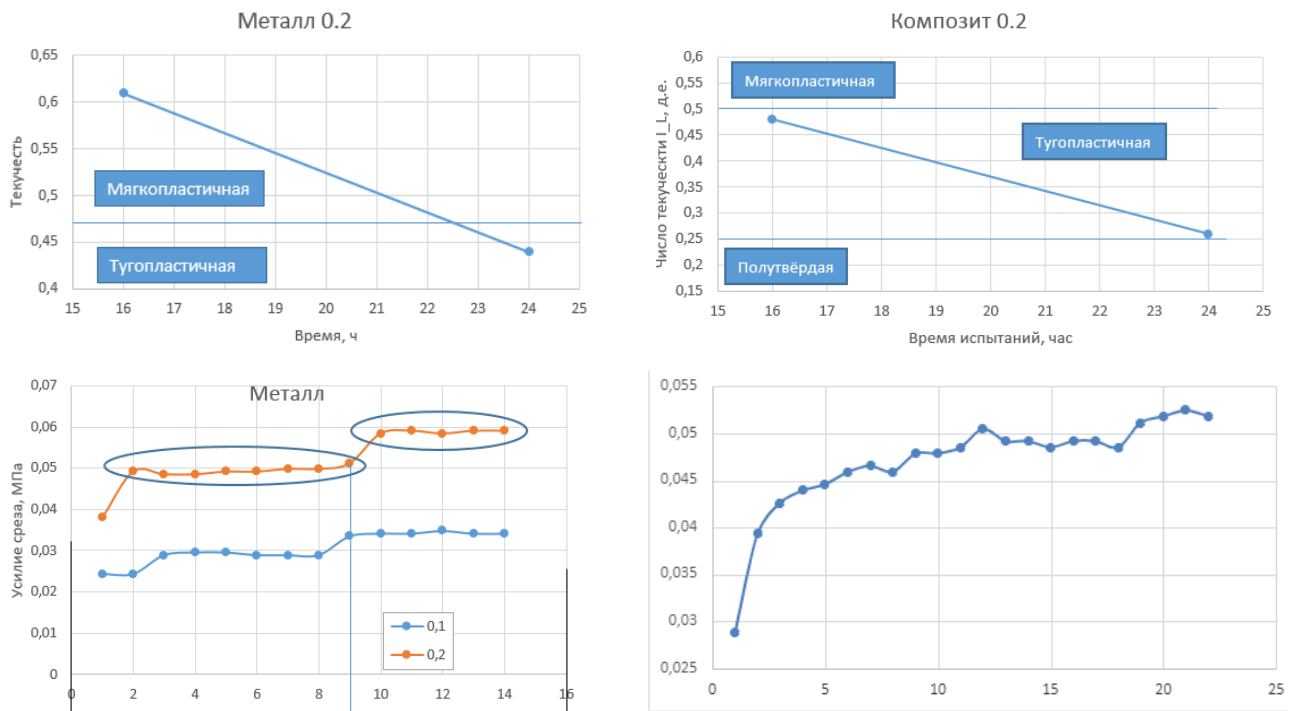


Рисунок 3 – Результаты контроля влажности образцов грунта №4 в течении испытания

Анализ выполненных исследований позволяет судить о том, что причиной ступенчатого поведения графика, с формированием характерных ступеней, внутри которых значения предельных сдвиговых усилий отличается друг от друга не более 3%, может быть изменение влажности испытуемого образца, и, как следствие, его консистенции. Так, испытания повторных сдвигов грунта по образцу металла при нормальной нагрузке 0.2 МПа, показали, что во время повторных сдвигов грунт перешёл из мягкопластичной консистенции (1ый сдвиг) в тугопластичную (14ый сдвиг). Таким образом в ходе испытания грунт находился в двух консистенциях, что нашло отображение на графике в виде формирования двух характерных «ступеней».

Испытания повторных сдвигов грунта по образцу стеклопластика при нормальной нагрузке 0.2 МПа, показали, что на момент первого сдвига грунт имел консистенцию на границе мягкопластичной и тугопластичной, а в момент последнего сдвига консистенция находилась на границе тугопластично и полутвёрдой. Принимая во внимание погрешности при определении влажности и характерных влажностей на границах пластичности и текучести, можно заключить, что в течение реализации повторных сдвигов грунт находился в трёх состояниях:

мягко-, тугопластичном и полутвёрдом, что нашло отображение на графике в виде формирования трёх характерных «ступеней».

Таким образом, можно сделать вывод о том, что формирование ступеней на графике «сдвиговое усилие/ количество сдвигов» зависит от изменения влажности испытуемых глинистых грунтов, и, как следствие, их консистенции.

Изучение влияния структуры грунта выполнялось на образце грунта №5, обладающего слоистой структурой. Сдвиг выполнялся вдоль слоёв грунта и поперёк них.

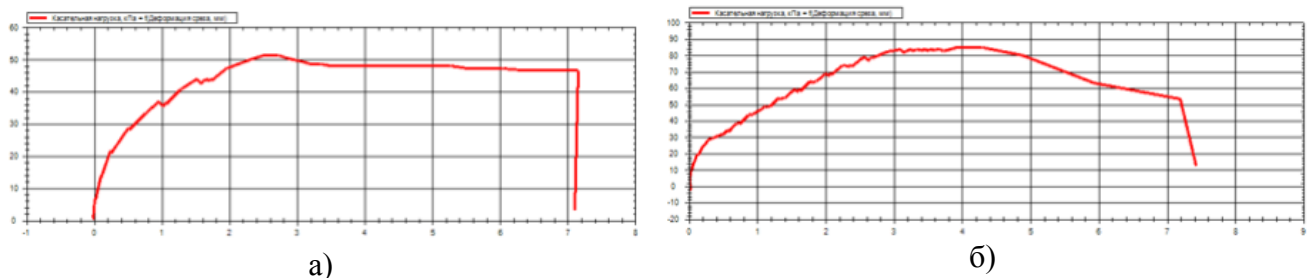


Рисунок 4 – Графики зависимости сдвиговой нагрузки от деформации, полученные при сдвиге грунта слоистой структуры
а) вдоль слоёв и б) поперёк слоёв

Сопоставление результатов испытаний показывает значительные отличия между ними. При срезе поперёк слоёв отмечается дилатансия и увеличение предельного сдвигового усилия до 80 %, угла трения на 47 % и сцепления в 2,16 раза.

Заключение

Таким образом, для определения угла терния и сцепления грунта на контакте с материалом может быть рекомендована методика многократно повторяемых сдвигов грунта по поверхности материала. При этом, за предельное сопротивление сдвигу при определённом нормальном давлении следует принимать стабилизированное значение на первой сформированной ступени графика изменения предельного сдвигового усилия от количества сдвигов. В качестве параметра стабилизации следует принять повторение предельного сдвигового усилия не менее трёх раз подряд с погрешностью $\pm 3\%$. Данное решение позволит исключить разуплотнение грунта в контактной зоне при его подготовке к испытанию. А принятие предельного сдвигового усилия на первом

сформированной ступени позволит исключить влияние потери влажности испытуемого грунта на получаемый результат.

Для повышения достоверности получаемых результатов рекомендуется учитывать структуру изучаемого грунта путём ориентации образца грунта относительно поверхности контакта с материалом в соответствии с тем, как будут ориентироваться слои грунта при реальной работе с конструкцией.

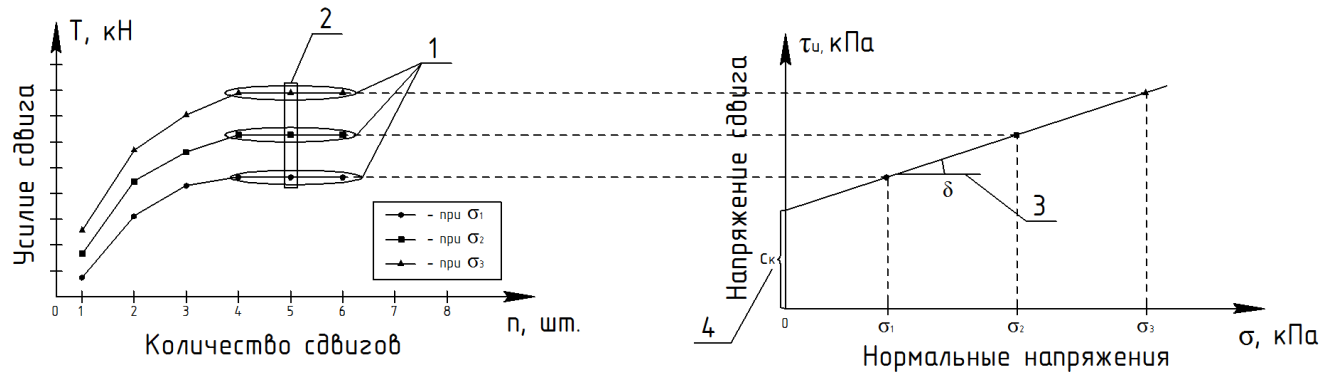


Рисунок 5 – Определение параметров трения грунта по материалу
1- сформированная ступень графика, 2- предельное сопротивление сдвигу, 3- угол трения грунта и 4 – сцепление грунта на контакте с материалом

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТИ МОРОЗНОГО ПУЧЕНИЯ ГРУНТА

Проводились испытания 25 различных видов суглинков и глин. Перед испытаниями для каждого образца были определены следующие параметры: естественная влажность образца W ; показатель текучести I_L , число пластичности I_p . Определение характеристик проводилось в соответствии с ГОСТ 5180.

Определение степени пучинистости проводилось на стандартном приборе для определения степени морозного пучения грунтов компании «Геотек» соответствующего требованиям ГОСТ 28622. Все образцы подвергались формованию для установления стандартных размеров, а также перед началом испытания выдерживались в установке не менее 3-х часов для предварительного охлаждения и установления равенства температур. На протяжении всего эксперимента осуществлялась подпитка образца при помощи системы непрерывного подтока воды: образец устанавливался на поддон, в котором находится каменный фильтр, справа и слева от установки располагались колбы с дисцилированной водой, которые обеспечивали нужный объем подачи жидкости. Соблюдение температурного и влажностного режимов в течение 24 часов обеспечивали перемещение фронта промерзания аналогично природным условиям (сверху вниз). Параметры, которые устанавливались перед испытанием: температура на верхней границе грунта – минус 4 °С, на нижней – плюс 1 °С, нормальное давление – 30 кПа. Общий вид прибора представлены на рисунке 1 (а).



а)



б)

Рисунок 1 – Общий вид испытательной установки (а) и образец грунта после испытания (б)

По окончании испытания образец извлекался из обоймы, разрезался вдоль вертикальной оси, измерялась фактическая толщина промерзшего слоя, и описывалась его криогенная текстура (рис. 1б).

Затем по известной формуле определялась относительная деформация.

Далее, путём построения графика «вертикальные деформации/время испытания» находилась скорость морозного пучения для каждого образца, которая определялась как тангенс наклона аппроксимационной функции.

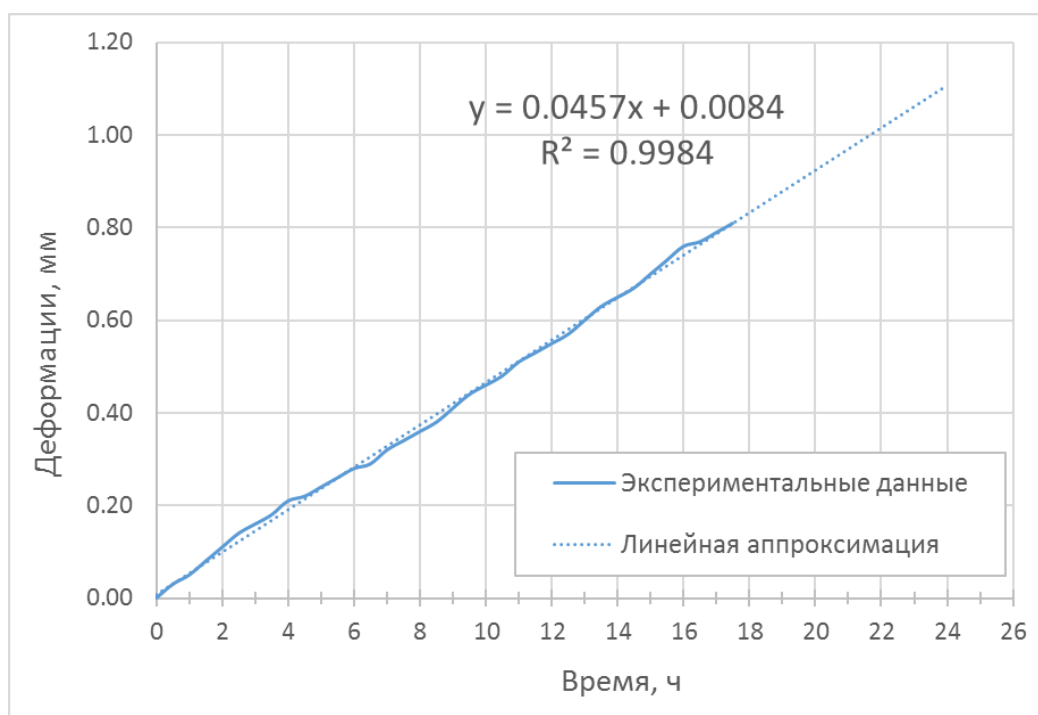


Рисунок 2 – Определение скорости пучения

На основании полученных данных построен график зависимости скорости пучения, мм/ч от относительной деформации грунта (рис. 3).

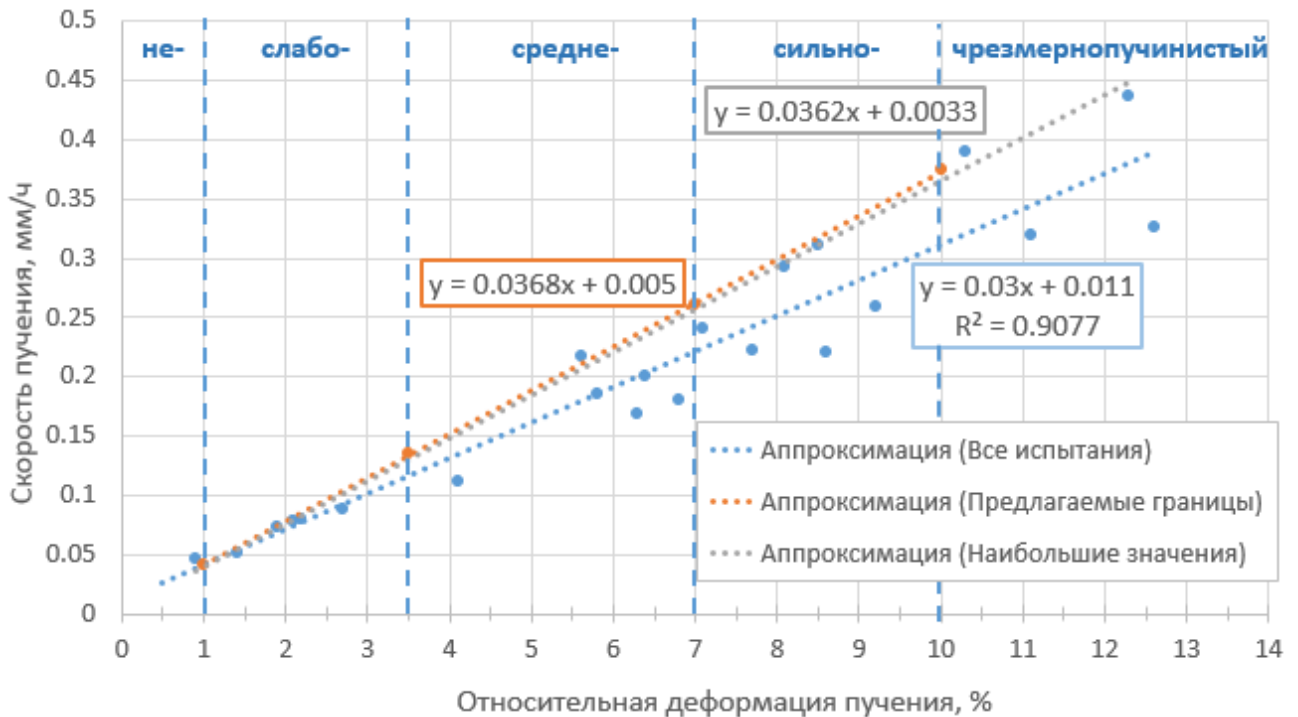


Рисунок 3 – Зависимость скорости морозного пучения от относительной деформации

Анализируя построенный график, можно проследить чёткую зависимость между двумя данными величинами. Коэффициент детерминации аппроксимационной функции составляет 0,9077. При этом отмечается большое количество случаев превышения результатов частных испытаний над аппроксимационной функцией, что недопустимо при проектировании.

Выполняя аппроксимацию точек, расположенных над ранее полученной функцией, незначительную корректировку её положения, были получены значения скоростей морозного пучения на границах между разновидностями грунта по степени пучинистости согласно ГОСТ Р 56726. Так, в качестве граничных значений между разновидностями грунта предлагаются следующие скорости: 1, 3,24, 6,24 и 9 мм/сут.

Таким образом, стандартную таблицу ГОСТ 28622 можно дополнить графой со значениями скорости пучения $V_{\text{пуч}}$:

Таблица 1. Предлагаемые граничные значения скоростей пучения.

Разновидности грунтов	Скорость пучения	
	мм/ч	мм/сут
Непучинистый	$V_{\text{пуч}} < 0,042$	$V_{\text{пуч}} < 1$
Слабопучинистый	$0,042 \leq V_{\text{пуч}} < 0,135$	$1 \leq V_{\text{пуч}} < 3,24$
Среднепучинистый	$0,135 \leq V_{\text{пуч}} < 0,26$	$3,24 \leq V_{\text{пуч}} < 6,24$
Сильнопучинистый	$0,26 \leq V_{\text{пуч}} < 0,375$	$6,24 \leq V_{\text{пуч}} < 9$
Чрезмернопучинистый	$V_{\text{пуч}} \geq 0,375$	$V_{\text{пуч}} \geq 9$

Полученные значения соотносятся со значениями, представленными в ASTM D5918.

Для определения скорости пучения (мм/ч) по известной относительной деформации может быть рекомендовано использование полученной аппроксимационной функции:

$$V_{\text{пуч}} = 0.0368 \cdot \varepsilon_{fh} + 0.005$$

где $V_{\text{пуч}}$ – скорость морозного пучения, мм/час; ε_{fh} – относительная деформация морозного пучения, %.

Представленные данные (табл. 3) могут быть использованы при задании определённой скорости продавливания образца мёрзлого грунта сквозь образец материала фундамента при определении прочности смерзания методикой патент РФ №2749226 [18,19]. Значения прочности смерзания, полученные данным образом, могут быть интерпретированы как касательные силы пучения и использованы в соответствующих расчётах.

Практический смысл установления скорости пучения различных видов грунтов заключается в том, что, зная степень пучинистости грунта, установленную методами [6], по предложенной формуле можно будет определить скорость пучения, которая, в свою очередь, может быть приложена к образцу грунта при определении прочности смерзания грунта с материалом фундамента методом одноплоскостного среза по ГОСТ 12248.8 или [18]. Кроме того, это позволит расширить перечень данных, получаемых при опытным определении степени пучинистости по [4...7, 20, 21]. Результаты исследований влияния различных свойств грунта и факторов внешнего воздействия на степень пучинистости [8...14]

позволят дополнить знания о скорости пучения путём использования полученной аппроксимационной функции.

Следует иметь в виду тот факт, что представленные в исследовании зависимости были получены по результатам 25 испытаний и могут в себе нести некоторую неточность. Для её исключения необходимо продолжать исследования, увеличивая количество испытаний в каждой из разновидностей грунта по степени пучинистости.