

Федеральное государственное бюджетное  
образовательное учреждение высшего образования  
«Кубанский государственный аграрный университет имени И.Т. Трубилина»

На правах рукописи



Максимов Федор Александрович

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ КОНСТРУКЦИИ И МЕТОДОВ РАСЧЕТА  
ВИНТОВЫХ ДВУХЛОПАСТНЫХ СВАЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ**

**05.23.02** Основания и фундаменты, подземные сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:  
доктор технических наук, профессор  
Полищук Анатолий Иванович

Краснодар – 2018

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ.....</b>	<b>5</b>
<b>ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА О ПРИМЕНЕНИИ ВИНТОВЫХ СВАЙ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ.....</b>	<b>10</b>
1.1. Конструкции винтовых свай для фундаментов зданий.....	10
1.2. Существующие методы проектирования винтовых свай для фундаментов зданий.....	19
1.3. Обзор литературы по оценке долговечности винтовых свай в условиях коррозионного воздействия грунтовой среды.....	27
1.4. Основные способы устройства винтовых свай для фундаментов зданий, сооружений и область их применения.....	34
1.5. Выводы по главе 1. Задачи исследований.....	42
<b>ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ДВУХЛОПАСТНЫХ ВИНТОВЫХ СВАЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ.....</b>	<b>44</b>
2.1. Конструкции винтовых двухлопастных и однолопастных свай, используемых для проведения экспериментальных исследований в глинистых грунтах.....	44
2.2. Лабораторные экспериментальные исследования несущей способности винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах.....	47
2.2.1. Методика проведения лабораторных экспериментальных исследований.....	47
2.2.2. Результаты лабораторных экспериментальных исследований несущей способности винтовых двухлопастных свай и их анализ.....	52
2.3. Полевые экспериментальные исследования несущей способности винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах.....	54
2.3.1. Характеристика грунтовых условий опытной площадки.....	54
2.3.2. Методика проведения полевых экспериментальных исследований....	57
2.3.3. Результаты взаимодействия винтовой двухлопастной сваи при ее	

ввинчивании с глинистым грунтом основания.....	64
2.3.4. Результаты исследований рационального расстояния между лопастями, устраиваемыми на стволе винтовой сваи.....	68
2.3.5. Результаты исследований сил трения грунта по стволу винтовой сваи.....	70
2.3.6. Результаты полевых экспериментальных исследований несущей способности винтовых свай с одной и двумя лопастями, их анализ и обобщение.....	76
2.4. Выводы по главе 2.....	77
<b>ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ВИНТОВЫХ ДВУХЛОПАСТНЫХ СВАЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ И ОЦЕНКА ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ.....</b>	<b>80</b>
3.1. Характеристика программного комплекса, используемого для исследования работы винтовых двухлопастных свай.....	80
3.2. Методика численного исследования работы винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах.....	85
3.3. Результаты численных исследований работы винтовых свай в глинистых грунтах.....	91
3.3.1. Результаты исследования работы винтовых однолопастных свай.....	91
3.3.2. Результаты исследования работы винтовых двухлопастных свай.....	93
3.4. Сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований несущей способности винтовых свай, их анализ и обобщение.....	96
3.5. Выводы по главе 3.....	97
<b>ГЛАВА 4. ПРАКТИЧЕСКОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ И НАПРАВЛЕНИЯ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....</b>	<b>99</b>
4.1. Совершенствование метода расчета осадки винтовых двулопастных свай в глинистых грунтах.....	99

4.2. Разработка рекомендаций по расчету осадки винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах. Практический пример расчета .....	111
4.3. Внедрение результатов исследований.....	116
4.4. Направления дальнейших исследований по совершенствованию методов расчета несущей способности винтовых свай на основе данных о крутящем моменте при их ввинчивании.....	123
4.4.1. Методика измерения крутящего момента при устройстве винтовых свай.....	123
4.4.2. Основные результаты измерения крутящего момента при устройстве винтовых двухлопастных свай в лабораторных условиях.....	129
4.5. Выводы по главе 4.....	131
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....</b>	<b>133</b>
<b>СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....</b>	<b>135</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЯ.....</b>	<b>148</b>
<b>Приложение А</b> (Лицензионный сертификат на программный комплекс «MIDAS GTS NX»).....	149
<b>Приложение Б</b> (Справки о внедрении результатов исследований).....	151
<b>Приложение В</b> (Технические решения, выполненные при проектировании свайных фундаментов на объекте: «Комплекс сборно-разборных ангаров логистического центра»).....	155
<b>Приложение Г</b> (Исходные данные и технические решения при строительстве тепличного комплекса «АгроПарк»).....	158

## ВВЕДЕНИЕ

**Актуальность темы.** В последние годы все более приоритетным направлением в строительстве становится возведение быстровозводимых зданий, сооружений для объектов агропромышленного и промышленного назначения (логистические центры, склады, тепличные комплексы, летние павильоны и др.). Такие быстровозводимые здания часто классифицируются как временные, так как имеют небольшой срок службы (10 – 20 лет). Рассматриваемые здания легко и быстро монтируются благодаря особенностям конструктивных решений. На сегодняшний день во многих зарубежных странах на долю быстровозводимых зданий приходится до 30% от всего объема строительства. Быстровозводимые временные здания, выполненные с использованием новых технологий и современных конструкций, характеризуются низким удельным весом строительных конструкций, позволяющим значительно уменьшить нагрузки на основание. Применение традиционных фундаментов, например, ленточных или столбчатых в практике проектирования данного типа зданий (сооружений) приводит к нерациональному вложению материальных средств и повышению трудоемкости строительства и, как следствие, возведению экономически неэффективных фундаментов.

Для совершенствования конструктивных решений фундаментов быстровозводимых временных зданий в глинистых грунтах применяют, как правило, винтовые металлические сваи длиной до 3 м и диаметром лопастей до 0,4 м. Преимуществами фундаментов из винтовых свай являются: отсутствие земляных работ и минимальное нарушение структуры грунта при их ввинчивании (что позволяет выполнять работы по устройству свай в условиях плотной городской застройки), высокая производительность по сравнению с «традиционными» решениями, всесезонность производства работ и др. В глинистых грунтах эффективность винтовых свай возрастает, если в их конструктивном решении используются не одна, а две лопасти (винтовые

двухлопастные сваи). Такое решение позволяет достичь требуемой несущей способности, уменьшив их материалоемкость. Однако до настоящего времени исследований работы винтовых двухлопастных свай выполнено ограниченное количество. Поэтому тема диссертационной работы является **актуальной**.

**Цель работы** заключалась в совершенствовании конструкции и методов расчета винтовых двухлопастных свай для фундаментов быстровозводимых временных зданий, обеспечивающих эффективное их применение в глинистых грунтах.

**Методология и методы исследования.** При подготовке диссертации применялись в совокупности теоретические и экспериментальные методы исследований. В разделах теоретических исследований выполнялось численное моделирование работы винтовых двухлопастных свай в глинистом грунте и разрабатывался метод расчета их осадки для условий эксплуатации фундаментов быстровозводимых временных зданий. В разделе экспериментальных исследований проводились лабораторные и полевые испытания винтовых однолопастных и двухлопастных свай статическими вдавливающими нагрузками.

**Научная новизна работы** заключается в следующем:

1. Экспериментально установлена эффективность работы винтовых металлических двухлопастных свай в глинистых грунтах для фундаментов быстровозводимых временных зданий. Выявлено, что при длине натурных винтовых свай не более 3,0 м и диаметре лопасти 0,3 м рациональное расстояние между лопастями в глинистых грунтах составляет 2,0...2,5 диаметра лопасти.

2. Установлено, что в глинистых грунтах несущая способность винтовых двухлопастных свай длиной не более 3,0 м и диаметре лопасти 0,3 м до 30 % больше по сравнению с винтовыми однолопастными сваями с аналогичными геометрическими размерами.

3. Разработан метод расчета осадки одиночных винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах, позволяющий использовать данные о характеристиках грунтов, установленные на этапе инженерно-геологических изысканий. Метод базируется на применении запатентованного конструктивного решения винтовой

двухлопастной сваи и предусматривает нелинейную зависимость ее осадки от прикладываемой внешней нагрузки.

### **Практическая значимость работы и ее использование.**

1. Практическое значение работы состоит в том, что предложенная конструкция и метод расчета осадки винтовой двухлопастной сваи повышают надежность ее применения в глинистых грунтах для фундаментов быстровозводимых временных зданий. Конструктивные решения винтовой двухлопастной сваи обладают патентной новизной и защищены двумя патентами РФ на полезные модели.

2. Результаты исследований использованы:

- при разработке проектной документации на строительство тепличного комплекса в Курской области (2015 г.), комплекса сборно-разборных ангаров логистического центра в г. Челябинске (2016 г.);

- в Федеральном государственном автономном образовательном учреждении высшего образования «Южно-Уральский государственный университет (национальный исследовательский университет)» при выполнении выпускных квалификационных работ студентами-бакалаврами, обучающимися по направлению подготовки «Строительство» (профиль - Промышленное и гражданское строительство), а также чтении лекций для студентов-специалистов Архитектурно-строительного института в 2014–2017 гг.

### **Положения, выносимые на защиту:**

1. Конструктивное решение винтовой металлической двухлопастной сваи в глинистом грунте для фундаментов быстровозводимых временных зданий.

2. Экспериментальные и теоретические исследования работы винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах и оценка полученных результатов; сопоставление опытных и расчетных данных несущей способности винтовых свай, их анализ и обобщение.

3. Расчетная схема винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте и метод расчета ее осадки на действие внешней вертикальной статической нагрузки.

4. Практическое использование полученных результатов работы винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах и направления дальнейших исследований их работы в составе фундаментов быстровозводимых временных зданий.

**Степень достоверности и апробация результатов.** Степень достоверности результатов исследований и выводов диссертационной работы подтверждаются применением основных теоретических положений механики грунтов, механики твердого и деформируемого тела, математической статистики и подтверждена необходимым объемом экспериментальных исследований, выполненных на поверенном оборудовании, а также использованием сертифицированных и лицензионных программных комплексов при выполнении численного моделирования.

Основные теоретические положения и заключение диссертационной работы докладывались, обсуждались на трех научно-технических конференциях с международным участием по геотехнике, механике грунтов, основаниям и фундаментам в Санкт-Петербургском государственном архитектурно-строительном университете (СПбГАСУ, С-Петербург, 2013-2015 гг.), восьмой Всеукраинской научно-технической конференции «Механика грунтов, геотехника и фундаментостроение» (ПолтНТУ, Полтава, 2013 г.), VIII-й Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых "Научное обеспечение АПК", секция - Строительство и водное хозяйство (КубГАУ, Краснодар, 2014 г.), Международной научно-технической конференции "Строительство, архитектура и техносферная безопасность" (НИУ ЮУрГУ, Челябинск, 2017 г.), научных семинарах кафедры «Основания и фундаменты» Кубанского государственного аграрного университета им. И.Т. Трубилина (КубГАУ, Краснодар, 2014, 2016, 2017 гг.).

#### **Структура и объем работы.**

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы из 126 наименований и 4 приложений. Общий объем работы составляет 161 страницу, включает 69 рисунков и 11 таблиц.



**Специальность, которой соответствует диссертация.** Согласно сформулированной цели, научной новизне и практической значимости полученных результатов диссертация соответствует паспорту научной специальности 05.23.02 – Основания и фундаменты, подземные сооружения по пункту 3 – «Разработка новых методов расчета, высокоэффективных конструкций и способов устройства подземных сооружений промышленного и гражданского назначения» и пункту 7 – «Разработка новых методов расчета, конструирования и устройства оснований, фундаментов и подземных сооружений при реконструкции, усилении и ликвидации аварийных ситуаций».

Автор выражает искреннюю благодарность своему научному руководителю заслуженному строителю РФ, доктору технических наук, профессору Полищуку А.И. за постоянную поддержку, консультации и внимание к работе. Соискатель признателен всем сотрудникам кафедр «Основания и фундаменты» КубГАУ (г. Краснодар) и «Строительные конструкции и сооружения» ЮУрГУ (НИУ) (г. Челябинск) за внимание к работе и поддержку выбранного направления исследований.

## **ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА О ПРИМЕНЕНИИ ВИНТОВЫХ СВАЙ ДЛЯ УСТРОЙСТВА ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ**

### **1.1. Конструкции винтовых свай для фундаментов зданий**

В нашей стране винтовые сваи широко применялись в транспортном, промышленном и электросетевом строительстве, а также для строительства военных инженерных сооружений. С применением винтовых свай построены мосты, эстакады, опоры линий электропередач. Конструкции винтовых свай характеризовались значительной материалоемкостью, так как стволы выполнялись из стальных труб большого диаметра. В СССР известны случаи применения винтовых свай со стальным стволом диаметром 1,02 м и диаметром лопасти 2,2 м, длиной до 36 м в качестве фундаментов моста через Днестр [13].

В настоящее время в промышленном и транспортном строительстве область применения винтовых свай резко сократилась. Это связано с появлением современных машин и эффективных технологий по изготовлению свай в грунте. Сегодня винтовые сваи широко применяются только в электросетевом строительстве в качестве фундаментов опор линий электропередач, так как винтовые сваи более эффективно работают на выдергивающие нагрузки по сравнению с буровыми или забивными сваями.

Созданием конструкций винтовых свай, машин и механизмов для погружения их в грунт, исследованиями взаимодействия свай с основанием занимались Акопян В.Ф., Бартоломей А.А., Бахолдин Б.В., Богорад Л.Я., Готман А.Л., Железков В.Н., Ильичев В.А., Иродов М.Д., Лебедев С.В., Луга А.А., Мангушев Р.А., Мариупольский Л.Г., Нуждин Л.В., Пенчук В.А., Полищук А.И., Пономарев А.Б., Пономаренко Ю.Е., Трофименков Ю.Г., Murashev A.K., Perko H.A., Rao S.N., Prasad Y.V.S.N., Mitsch M.P., Clemence S.P., Hoyt R.M., Zhang D.J.Y, Weech C. N., Pack J. S. и другие.

Анализ работ отечественных специалистов показывает, что в основном исследования направлены на разработку конструкций винтовых свай, обеспечивающих снижение энергоемкости процесса их ввинчивания. Зачастую применение винтовых свай большого диаметра, используемых в качестве фундаментов опор мостов и промышленных сооружений, сопровождается проблемами, связанными с недостаточной мощностью гидровращателей, что увеличивает сроки производства работ и снижает эффективность применения данных конструкций.

Экспериментальными и теоретическими работами, связанными с исследованием влияния различных факторов на сопротивление погружению винтовых анкеров и свай в грунт занимались Богорад Л.Я., Железков В.Н., Лебедев С.В., Кравцов В.Н., Пенчук В.А., Clemence S.P., Perko H.A., Hoyt R.M. и другие. В большинстве работ [10, 21, 27, 28, 47, 70, 96, 105] приводятся теоретические зависимости для определения крутящего момента завинчивания винтовых анкеров и свай в грунт. Анализ данных зависимостей показывает, что на величину крутящего момента влияют геометрические параметры, в первую очередь, диаметр ствола и шаг винта лопасти сваи, а также физико-механические характеристики грунта.

Одними из первых отечественных конструкций, в которых более полно был реализован весь накопленный опыт по исследованию снижения энергоемкости процесса ввинчивания являются винтовые сваи, разработанные специалистами ОАО «Севзапэнергосетьпроект» под руководством В.Н. Железкова. Конструкция винтовой сваи представляет собой стальную трубу с приваренной лопастью диаметром от 0,5 до 0,8 м, начинающуюся на конусном наконечнике сваи и переходящую на цилиндрическую часть [21, 22, 61]. Заведение винтовой лопасти на конусную часть обеспечивает снижение величины необходимого вдавливающего усилия пригруза, возникающего при ее ввинчивании. Винтовая лопасть может быть одновитковой или двухвитковой, для увеличения жесткости конструкции сваи. Данная конструкция получила широкое распространение в виду своей эффективности при устройстве инженерных сооружений в военном деле, а

также в качестве фундаментов опор ЛЭП (рисунок 1.1). Для уменьшения требуемого осевого пригруза и повышения несущей способности, винтовая свая может изготавливаться с двумя близкорасположенными лопастями, при этом их ширина должна постепенно увеличиваться [23].

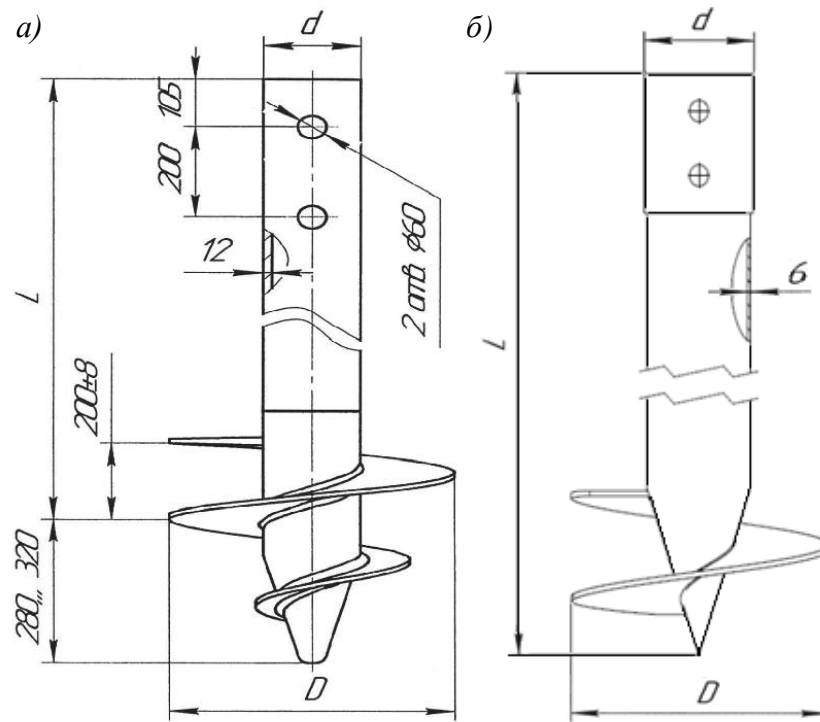


Рисунок 1.1 – Конструкции винтовых свай:

1- двухвитковая; 2- одновитковая

Согласно [61], конструирование металлических винтовых свай (анкеров) целесообразно выполнять в следующих диапазонах геометрических параметров:

- наружный диаметр металлической трубы ствола  $d_c$  от 0,168 м до 0,325 м при толщине стенки  $t = 8...16$  мм;
- наибольший диаметр винтовой лопасти  $D = (2,5...5,0) \cdot d_c$ ; причем рекомендуются винтовые анкера с диаметром лопастей 0,5 и 0,850 м;
- шаг винтовой лопасти: при  $D = 0,5-1,0$  м следует принимать  $a = (0,15...0,25) \cdot d_c$ , при  $D < 0,5$  м  $= (0,3...0,4) \cdot d_c$ ;

Лопастей свай рекомендуется изготавливать из углеродистой или низколегированной стали. Стволы свай рекомендуется изготавливать из стали

09Г2С или Ст20. Приварка лопасти к стволу сваи выполняется двухсторонним швом.

Для повышения долговечности винтовую сваю изготавливают из литого наконечника и приваренному к нему стволу сваи. Наконечники, представляющие собой ступицу с лопастью, выполнены литьем в формы из холоднотвердеющих смесей или по газифицируемым моделям. По сравнению со сварной лопастью, литые наконечники обладают более высокой эксплуатационной надежностью и повышенным сроком службы, менее подвержены деформациям при монтаже сваи. К недостаткам данной конструкции можно отнести высокую материалоемкость и стоимость, по сравнению с винтовыми сваями, имеющими сварные лопасти.

При устройстве винтовой сваи (анкера) в вечномерзлых (многолетнемерзлых) грунтах ее ввинчивают в предварительно пробуренную (лидерную) скважину того же диаметра что и ствол сваи (анкера), что позволяет значительно уменьшить погружающую силу и крутящий момент при погружении. Наиболее известная конструкция сваи для вечномерзлых грунтов состоит из цилиндрического полого ствола и наконечника, снабженного винтовой лопастью, с отношением диаметра лопасти к диаметру ствола сваи  $< 1,5$ , нижний торец сваи может быть снабжен зубьями (рисунок 1.2). Также наконечник может быть выполнен конической формы.

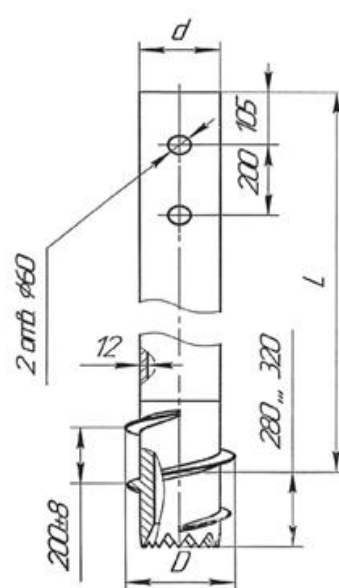


Рисунок 1.2 – Сваи, предназначенные для вечномерзлых грунтов

Ранее описанные конструкции винтовых свай используются для объектов капитального строительства. Их характеризует высокая материалоемкость и стоимость строительно-монтажных работ по их устройству. В настоящее время винтовые свай большого диаметра практически не применяются в транспортном и промышленном строительстве (за исключением электросетевого строительства), это связано с появлением строительных машин, позволяющих изготавливать буровые сваи по современным технологиям (*CFA*, *DDS* и др.).

В последние годы область применения винтовых свай существенно расширилась за счет их использования в составе фундаментов быстровозводимых зданий. В первую очередь это связано с появлением на строительном рынке импортных моделей машин, оснащенных легким и малогабаритным навесным оборудованием (гидровращателем) [53].

В малоэтажном и коттеджном строительстве, а также для зданий и сооружений третьего уровня ответственности, быстровозводимых зданий с небольшими нагрузками на основание широко применяются винтовые сваи с диаметром ствола не более 0,108–0,133 м, что делает возможным их погружение с небольшим значением крутящего момента. Конструктивные решения винтовых свай, получивших распространение для данного класса сооружений можно разделить на две группы:

- винтовые сваи, выполненные в форме «шурупа» с большим количеством витков по длине ствола сваи;
- винтовые сваи, с отношением диаметра лопасти  $D$ , м к диаметру ствола сваи  $d$ , м равному  $D = (2,5–3) \cdot d$ .

Наиболее известная конструкция винтовых свай в форме «шурупа» разработана специалистами немецкой компанией «KRINNER» [40]. Имеется несколько разновидностей таких свай, общим для них является то, что они состоят из кованного конусного корпуса и трубной заготовки с приваренной спиралью (рисунок 1.3). Защита свай от коррозии обеспечивается методом горячего оцинкования в заводских условиях. В верхней части ствол сваи переходит в оголовок, который необходим для ее монтажа, а также является опорным

элементом для надземных конструкций. Это позволяет сделать процесс сборки зданий более технологичным, так как сокращает время строительно-монтажных работ. Следует отметить большое количество конструктивных решений узлов их соединения с несущими конструкциями сооружений, как правило используется болтовое соединение.



Рисунок 1.3 – Конструкции винтовых свай в форме «шурупа»

За счет конструктивной формы, сваи легко устанавливаются не только в обычных грунтах, но также в грунтах, с большим содержанием включений щебня, а также техногенных грунтах с большим содержанием строительного мусора. Сваи в форме «шурупа», возможно, ввинчивать в условиях города, непосредственно в асфальтированные поверхности. Работа данной сваи в глинистом грунте оценивается по несущей способности ее боковой поверхности. Исследования, выполненные Акопяном В.Ф. [4, 5, 83] показали, что в процессе устройства винтовой сваи в форме «шурупа» происходит уплотнение окружающего грунта, что способствует увеличению ее несущей способности по боковой поверхности.

К недостаткам данной конструкции следует отнести недостаточную несущую способность в слабых глинистых грунтах. Кроме того, данные сваи



первоначально разрабатывались для эксплуатации в условиях, где отсутствуют процессы морозного пучения грунтов.

Одной из первых конструкций винтовых свай, появившихся на рынке малоэтажного и коттеджного строительства, а также быстровозводимых временных зданий являются сваи, созданные на основе эффективных конструктивных решений свай большого диаметра, в частности конструкции Железкова В.Н. («Севзапэнергопроект») (рисунок 1.4) [23]. Данные сваи быстро завоевали популярность на рынке малоэтажного и коттеджного строительства. Сваи имеют антикоррозионное покрытие, после установки сваи внутренняя полость сваи обычно заполняется бетонной смесью для повышения долговечности конструкции, на верхней части свай, как правило, устанавливается металлический опорный элемент (оголовок), изготовленный из стальной пластины с отверстиями, на который устанавливаются несущие конструкции здания. Из недостатков стоит выделить высокую трудоемкость процесса изготовления данных свай, которая включает в себя следующие этапы: нарезка заготовок лопастей, раскрой заострения ствола, гибка заготовок лопастей на кондукторе. Дополнительно, в процессе сборки лопасти необходимо сваривать на стволе сваи две заготовки.



Рисунок 1.4 – Конструкция свай для малонагруженных фундаментов



Анализ применяемых конструкций винтовых свай за рубежом [41, 43, 79, 81, 103] позволяет сказать, что отличительной особенностью практических всех иностранных винтовых свай является то, что винтовая лопасть представляет собой один полный виток, полученный из листовой заготовки лазерной резкой с последующей приваркой к стволу сваи. Получение винтовой лопасти из одной заготовки, путем разведения кромок, в отличие от отечественных конструкций, существенно упрощает технологический процесс их изготовления (рисунок 1.5).

Сваи могут изготавливаться полыми, со скошенным концом, состоять из отдельных стандартных секций (составные модульные конструкции). Широко распространены многолопастные сваи (анкеры) с постоянным шагом лопастей.

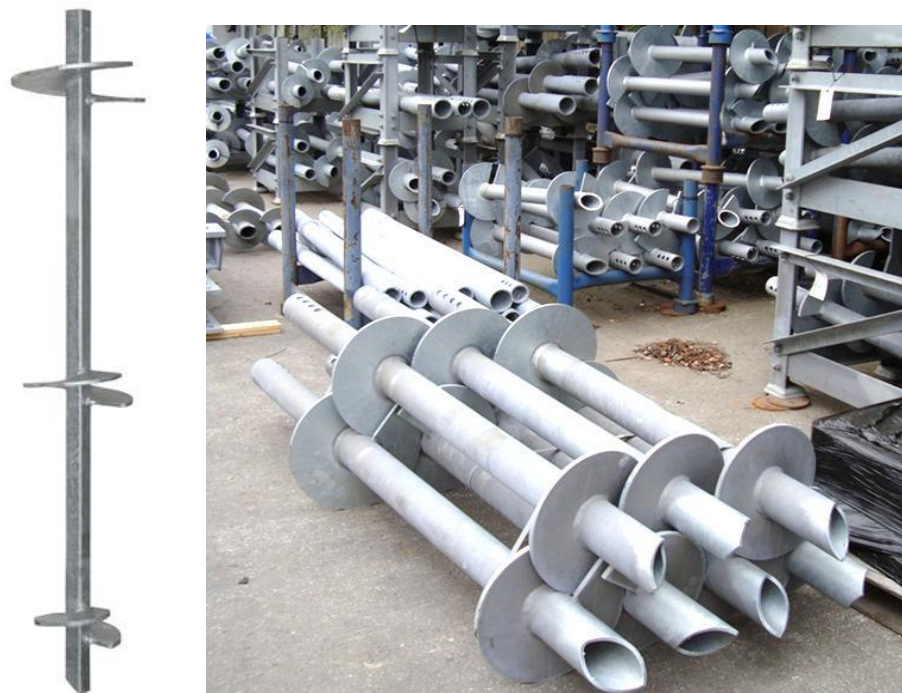


Рисунок 1.5 – Винтовые сваи с несколькими лопастями, применяемые за рубежом

Лопасты могут быть одного диаметра (сваи) или постепенно уменьшаться к низу сваи, в последнем случае их чаще используют в качестве анкеров.

На основании выполненного обзора отечественной и зарубежной литературы в области существующих конструктивных решений винтовых свай, можно привести классификацию конструкций винтовых свай по некоторым основным признакам [28]:

**а) по характеру передаваемой нагрузки:**

- винтовые сваи;
- винтовые анкера;

**б) по области применения:**

- для объектов транспортного, промышленного и гражданского назначения (повышенного и нормального уровня ответственности) - свая винтовая большого диаметра (диаметр ствола не менее 159 мм, диаметр лопасти свыше 500 мм);
- для быстровозводимых временных зданий, а также для малоэтажного и коттеджного строительства - свая винтовая с диаметром лопасти не более 0,4 м и диаметре ствола не более 0,133 м;

**в) от отношения диаметра лопасти к диаметру ствола:**

- свая винтовая широколопастная — свая винтовая с отношением диаметра лопасти к диаметру ствола сваи  $> 1.5$ ;
- свая винтовая узколопастная — свая винтовая с отношением диаметра лопасти к диаметру ствола сваи  $< 1.5$ ;

**г) по технологии изготовления винтовой лопасти:**

- сварные;
- с литой лопастью;

**д) по типу наконечника ствола:**

- без наконечника (с полым стволом, погружаются в лидерную скважину);
- с конусным наконечником (как правило, погружаются в цельный грунтовый массив; винтовая лопасть может размещаться целиком на цилиндрической части ствола или свая изготавливается с заведением лопасти на конусный наконечник);

**е) в зависимости от метода погружения в грунт:**

- погружаемый в цельный массив грунта

- погружаемые предварительно пробуренную лидерную скважину (для мерзлых грунтов);
- ж) по форме сечения ствола:**
  - со стволом круглого сечения (сплошной или полый);
  - со стволом квадратного сечения;
- з) по количеству лопастей:**
  - однолопастные;
  - две лопасти и более.

## **1.2. Существующие методы проектирования винтовых свай для фундаментов зданий**

Основным документом для проектирования фундаментов из винтовых свай является СП 24.13330.2011, который разрешает применение винтовых свай глубокого заложения (при условии, что глубина заложения лопасти от уровня планировки должна быть не менее  $h = 5 \cdot D$  в глинистых грунтах и не менее  $h = 6 \cdot D$  в песках). Данное ограничение связано с работой винтовых свай на выдергивающие нагрузки. В соответствии с исследованиями Мариупольского [34] при меньшем заглублении анкеров при действии выдергивающих нагрузок, растягивающие напряжения не погашаются весом вышележащих слоев, что приводит к разрушению в виде отрыва некоторого объема грунта в форме конуса с криволинейной образующей. Первоначально винтовые сваи массово применялись в качестве фундаментов мачт и башен линий передач, где возникают знакопеременные нагрузки, поэтому это ограничение и было обобщено.

Опираясь на требования норм к расчету винтовых однолопастных свай, ее несущая способность представляется как сумма сопротивлений грунта под лопастью и по боковой поверхности (рисунок 1.6 а):

$$F_d = \gamma_c \cdot [F_{d0} + F_{df}], \quad (1.1)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы сваи, зависящий от вида нагрузки, действующей на сваю, и грунтовых условий и определяемый по таблице 7.9 (СП 24.13330.2011);

$F_{d0}$  – несущая способность лопасти, кН;

$F_{df}$  - несущая способность ствола, кН.

Несущая способность лопасти винтовой сваи определяется по формуле

$$F_{d0} = (\alpha_1 \cdot c_1 + \alpha_2 \cdot \gamma_1 \cdot h_1) \cdot A, \quad (1.2)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2$  - безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблице 10 (СП 24.13330.2011) в зависимости от расчетного значения угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне  $\varphi_l$  (под рабочей зоной понимается прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной  $d$ );

$c_1$  - расчетное значение удельного сцепления грунта в рабочей зоне, кПа;

$\gamma_1$  - осредненное расчетное значение удельного веса грунтов, залегающих выше лопасти сваи (при водонасыщенных грунтах с учетом взвешивающего действия воды), кН/м<sup>3</sup>;

$h_1$  - глубина залегания лопасти сваи от природного рельефа, а при планировке территории срезкой - от уровня планировки, м;

$A$  - проекция площади лопасти, м<sup>2</sup>, считая по наружному диаметру, при работе винтовой сваи на сжимающую нагрузку;

Коэффициенты  $\gamma_c, \alpha_1, \alpha_2$  были определены на основании обобщения результатов многочисленных результатов испытаний винтовых свай, проведенные в начале 60-х годов под руководством Трофименкова Ю.Г. и Мариупольского Л.Г. [63,120] в различных грунтовых условиях. Авторами было проведено свыше 200 статических испытаний на вдавливающие и выдергивающие нагрузки винтовыми сваями длиной от 5 до 7 метров, диаметром ствола от 0,22 до 0,35 м и диаметром лопасти от 0,55 до 1,0 м. Значения коэффициентов первоначально вошли в СНиП II-Б.5-67, а затем с некоторыми уточнениями перенесены в действующий в настоящее время СП 24.13330.2011.

Несущая способность ствола винтовой сваи определяется по формуле:

$$F_{df} = \gamma_c u \cdot f_i \cdot (h - d), \quad (1.3)$$

где  $\gamma_c$  - коэффициент условий работы свай, зависящий от вида нагрузки, действующей на сваю, и грунтовых условий и определяемый по таблице 7.9 СП 24.13330.2011;

$u$  - периметр поперечного сечения ствола свай, м;

$f_i$  - расчетное сопротивление грунта на боковой поверхности ствола винтовой свай, кПа, принимаемое по таблице 7.3 СП 24.13330.2011;

$h$  - длина ствола свай, погруженной в грунт, м;

$d$  - диаметр лопасти свай, м.

Основываясь на исследованиях [109, 110, 120] по изучению работы ствола винтовых свай установлено, что при вдавливающих нагрузках, действующих на сваю, сопротивление по ее стволу не может быть достигнуто по всей длине свай из-за эффекта «разуплотнения» грунта над верхней лопастью. Поэтому для расчета принимается, что длина ствола свай, которая участвует в работе составляет величину  $(h - d)$ , где  $d$  - диаметр лопасти свай, м.

Расчет несущей способности ствола винтовых свай базируется на табличных значениях (табл. 7.3 СП 24.13330.2011) расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности. Данная таблица была разработана Лугой А.А. и была включена в отечественные нормы по проектированию свайных фундаментов (СНиП II-Б. 5-62) [8].

Расчет несущей способности по грунту на вдавливающие и выдергивающие нагрузки ведется, по сути, по одной и той же формуле, отличающейся значением коэффициентов условий работы, предложенной на основе проведенных испытаний винтовых свай на вдавливающую и выдергивающую нагрузки, описанной в работе [63]. По результатам исследований Трофименкова Ю.Г. и Мариупольского Л.Г. [63] соотношение между несущей способностью на вдавливание и выдергивание составляет  $F_d = 1,3F_u$ . Несущая способность винтовых однолопастных свай складывается из несущей способности грунта вдоль ствола  $F_{df}$  и несущей способности грунта в основании нижней лопасти свай  $F_{d0}$  (рисунок 1.6 а).

На основе исследований работы многолопастных свай и анкеров установлено, что расстояние между лопастями является важным параметром,

характеризующим их работу [102, 109, 110, 126]. По результатам проведенных лабораторных исследований работы винтовых свай - анкеров в слабых глинистых грунтах [102, 109, 110] было предложено две схемы для описания поведения свай в зависимости от расстояния между лопастями. При изучении работы винтовых анкеров длиной от 5 м более, установлено, что при близком расстоянии между лопастями (менее двух диаметров лопасти) грунт, заключенный между лопастями, начинает работать совместно со стволом сваи, мобилизуя силы трения по боковой поверхности образованного таким образом «грунтового цилиндра» (*cylindrical shear surface*) (рисунок 1.6 б). На основе выполненных исследований, была предложена формула для определения несущей способности винтовых свай при действии вдавливающих нагрузок для идеально связных грунтов ( $\varphi=0$ ) по схеме «грунтового цилиндра» [126], которая записывается в следующем виде:

$$P_u = q_{ult} \cdot A + c_u \cdot (n - 1) \cdot s\pi D + c_u \cdot H_f \cdot \pi \cdot d, \quad (1.4)$$

где  $q_{ult}$  – предельное сопротивление грунта в основании нижней лопасти, кПа;

$A$  – проекция площади лопасти, м<sup>2</sup>;

$c_u$  – недренированная прочность глинистого грунта, кПа;

$n$  – число лопастей;

$s$  – расстояние между соседними лопастями, м;

$d$  – диаметр ствола сваи, м;

$H_f$  – длина ствола сваи от верхней лопасти до поверхности земли, м.

Первое слагаемой данной формулы отражает несущую способность нижней лопасти, второе слагаемое – несущую способность «грунтового цилиндра», а третье – несущую способность грунта вдоль ствола сваи.

Для глинистых грунтов, обладающих внутренним трением и удельным сцеплением, предельное сопротивление нижней лопасти  $q_{ult}$  может быть определено в соответствии с известной формулой Терцаги [117, 126]:

$$q_{ult} = 0,6 \cdot N_\gamma \cdot D \cdot \gamma + N_q \cdot \gamma' \cdot H + 1,3 \cdot N_c \cdot c, \quad (1.5)$$

где  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  – безразмерные коэффициенты несущей способности грунта под нижней лопастью сваи, принимаемые в зависимости от угла внутреннего трения  $\varphi_1$  грунта;

$\gamma_1$ ,  $\gamma_1'$  – удельный вес грунта ниже нижней лопасти винтовой сваи, кН/м<sup>3</sup>;

$c_1$  – удельное сцепление грунта слоя, кПа.

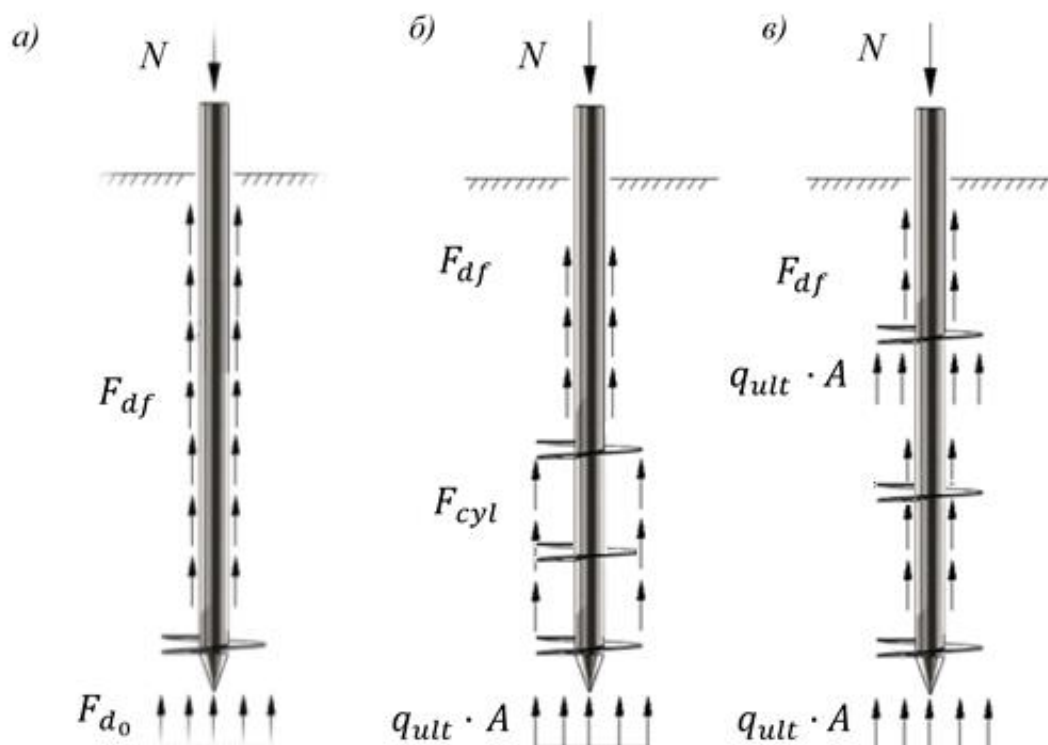


Рисунок 1.6 – Расчетные схемы к определению несущей способности многолопастных винтовых свай

Предельное сопротивление грунта по боковой поверхности «грунтового цилиндра» может быть определено по условию прочности Мора-Кулона:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (1.6)$$

где  $\sigma = K_0 \cdot \sigma_{zq}$  – горизонтальная составляющая напряжения от собственного веса грунта, кПа;

$K_0$  – коэффициент бокового давления грунта.

При увеличении расстояния между лопастями, меняется характер работы винтовой сваи, так как лопасти начинают работать независимо друг от друга [126].

Несущая способность винтовой многолопастной сваи может быть определена как сумма несущей способности по грунту каждой лопасти в отдельности (*individual plate method*) (рисунок 1.6 в). Оценка несущей способности по данному методу производится по формуле [106]:

$$P_u = \sum q_{ult} \cdot A + \tau \cdot H \cdot \pi \cdot d, \quad (1.7)$$

где  $q_{ult}$ ,  $\tau$ ,  $A$ ,  $d$  – обозначения, что и в формулах (1.4, 1.6);

$H$  – глубина погружения винтовой сваи.

Необходимо отметить, что предельное сопротивление (давления) грунта в основании лопастей  $q_{ult}$  может быть определено по другим известным решениям теории предельного равновесия грунтов, например, по расчетным схемам В.Г. Березанцева, Мейергофа (G.G. Meyerhof), Весича (A.S. Vesic) и др.

Влияние расстояния между лопастями на несущую способность винтовых многолопастных свай на выдергивание и вдавливание исследовано в работах [102, 109, 110, 117, 118, 125, 126]. В результате проведенных статических испытаний натуральных многолопастных винтовых свай (анкеров), погруженных в грунт на глубину от 5 до 7 м, было установлено [102, 126], что при вдавливающих нагрузках в несвязных грунтах при снижении параметра  $L/D$  от 3 до 1,5 происходит повышение несущей способности винтовых свай примерно на 20 %. В слабых глинистых грунтах, напротив, отмечено некоторое снижение несущей способности свай (до 17%) [126]. Уменьшение несущей способности многолопастных свай можно объяснить проявлением негативного влияния близкого расположения лопастей на прочность слабых глинистых грунтов.

Другой группой методов, позволяющих определить несущую способность винтовых свай являются зависимости, связывающие величину крутящего момента, необходимого для ввинчивания сваи с ее несущей способностью по грунту. Величина крутящего момента  $M_{кр}$  при ввинчивании сваи может быть использована для оценки ее несущей способности по грунту, так как между этими величинами существует корреляционная зависимость, отмеченная многими исследователями [22, 27, 91, 92, 96, 105]. Наибольшую популярность для оценки несущей способности винтовых свай приобрело соотношение, предложенное Hoyt R.M. and



Clemence [96]:

$$F_d = K_t \cdot M_{кр}, \quad (1.8)$$

где  $F_d$  – несущая способность сваи по грунту, кН;

$M_{кр}$  – крутящий момент, измеренный на проектной отметке нижней лопасти при ввинчивании, кН·м;

$K_t$  – коэффициент пропорциональности, который зависит от диаметра ствола сваи.

Соотношение (1.8) было установлено на основе проведения многочисленных статических испытаний винтовых свай на опытных площадках, сложенных различными грунтами. Согласно модели, величина несущей способности винтовой сваи прямо пропорциональна величине крутящего момента, мобилизуемого при ввинчивании сваи. В модели принято, что коэффициент пропорциональности зависит от диаметра ствола сваи и не зависит от физико-механических свойств грунта основания.

Авторы работы [96] приводят следующие значения коэффициентов:

$K_t = 33 \text{ м}^{-1}$  – для свай, диаметром ствола менее 89 мм

$K_t = 23 \text{ м}^{-1}$  – для свай, диаметром ствола 89 мм

$K_t = 9,8 \text{ м}^{-1}$  – для свай, диаметром 219 мм

Основным достоинством расчета несущей способности по величине крутящего момента является оперативность и высокая достоверность полученных результатов. Установив значение коэффициента для конструкции винтовой сваи  $K_t$  и выполнив измерение крутящего момента  $M$ , по формуле (1.8) отыскивается величина несущей способности.

Расчет винтовых свай по деформациям в отечественной литературе сводится к ограничению расчетной величины сжимающей нагрузки, действующей на сваю от сооружения. Согласно [15, 56] условие записывается в следующем виде:

$$N_{d,du}^s \leq r \cdot F_{d,du}, \quad (1.9)$$

где  $N_{d,du}^s$  – расчетная сжимающая или выдергивающая нагрузка, передаваемая на сваю от сооружения, кН;

$r$  – безразмерный коэффициент, зависящий от отношения предельно допустимого перемещения винтовой сваи  $s_u$ , м, к диаметру лопасти сваи  $D$ , м, и определяемый по графику на рисунке 1.7 [19];

$N_{d,du}^S$  – несущая способность винтовой сваи при действии сжимающей или выдергивающей нагрузки, определяемая в соответствии с разделом 7 СП 24.13330.2011.

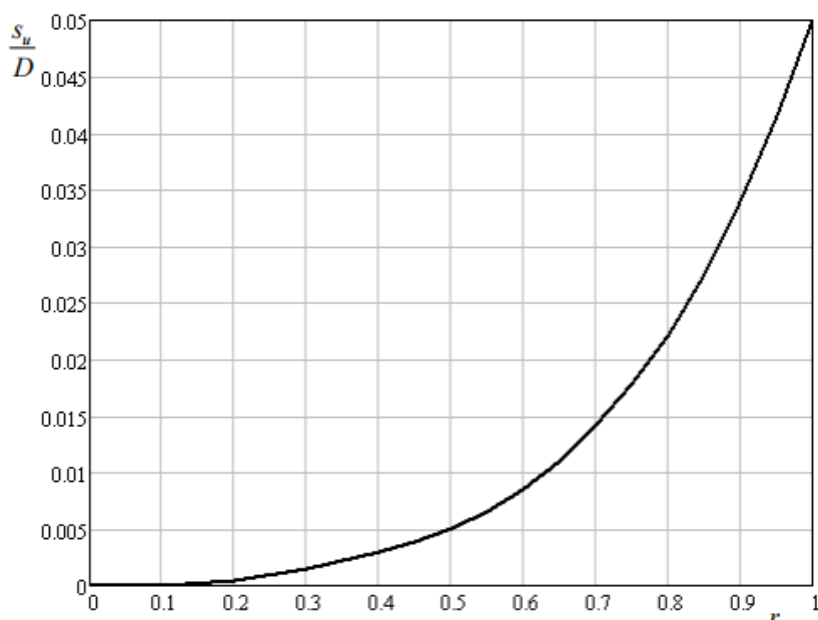


Рисунок 1.7 – Зависимость коэффициента  $r$  от отношения предельно допустимого перемещения винтовой сваи  $s_u$  к диаметру лопасти сваи  $D$

Однако, методы расчета осадок одиночных винтовых свай отсутствуют в отечественной нормативной литературе.

### 1.3. Обзор литературы по оценке долговечности винтовых свай в условиях коррозионного воздействия грунтовой среды

Задачи, связанные с оценкой долговечности винтовых свай, применяемых в качестве фундаментов зданий и сооружений с небольшими нагрузками на основание, являются особенно актуальными. Это связано с малым диаметром стволов и незначительными толщинами элементов. Зачастую, конструкции свай выполняются сварными, из обычной малоуглеродистой стали. Увеличение

толщины элементов увеличивает долговечность с одновременным снижением их экономической эффективности. В этой связи должна производиться оценка долговечности винтовых свай для требуемого срока службы. Согласно табл. 1 (ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения») для капитальных зданий срок службы должен составлять не менее 50 лет, для временных не менее 10 лет.

Если для применения в электросетевом строительстве чаще всего используются литые наконечники и стволы, изготовленные из труб большого диаметра выполненных из низколегированной стали, с толщиной стенки не менее 8 мм. (Долговечность данных конструкций значительно повышается).

В данном параграфе выполнен обзор, который содержит в себе информацию о факторах, влияющих на скорость коррозии, рассмотрен механизм протекания коррозии в грунтовой среде, а также выполнено сравнение различных защитных покрытий. Также приведены данные скоростей коррозии и расчетные формулы для оценки долговечности винтовых свай.

Подземная коррозия стали имеет в основном электрохимический характер, продукты коррозии обычно остаются в контакте с металлом.

Для протекания процесса электрохимической коррозии необходимы следующие условия:

- а) Наличие областей с различным электрическим потенциалом (анод и катод);
- б) Анод и катод должны быть электрически соединены, т.е. погружены в среду, проводящую электрический ток (электролит).

Электрический потенциал может быть вызван различиями в ориентации зерен в структуре стали, наличие неметаллические включений, дефектов на поверхности металла также создает разность потенциалов, который запускает процесс коррозии. На аноде происходит процесс окисления, на катоде процесс восстановления. Электролитом в условиях подземной коррозии выступает водный раствор, находящийся в грунте. Содержание растворимых солей и ионов определяет электропроводность, выражаемую через электрическое сопротивление.

От электрохимического состава водного раствора зависит скорость коррозии и состав ржавчины.

Реакция на аноде выражается следующей формулой:



Катодная реакция в присутствии кислорода и водных растворов



Приведем общую формулу, описывающую процесс протекания химической реакции коррозии стали в присутствии ионов водорода и воды с достаточным количеством растворенного кислорода [62]:



Ионы водорода и воды сохраняются на обеих сторонах химической реакции, эти компоненты являются важными участниками коррозионной реакции.

Ионы  $\text{OH}^-$  взаимодействуют с ионами  $\text{Fe}_2^{+}$  с образованием гидрата закиси железа, последний окисляется до бурой ржавчины -  $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ , имеющей несколько модификаций, наиболее распространенной из которых является  $\alpha$  – гетит.

Коррозия металлов в различных средах описана в работах [2, 3, 17, 39, 121, 122], в работах [35, 67, 68, 79] рассмотрены вопросы не только коррозии, но и защиты от нее.

При изучении коррозионного воздействия грунтовой среды большинство авторов уделяли основное внимание наиболее распространенному случаю коррозии, каковым по данным, опубликованным в [79], является общая (сплошная) коррозия, предполагающая достаточно равномерное разрушение или растворение поверхности металлических конструкций в агрессивной среде. Поэтому подавляющее большинство работ и отечественных, и зарубежных исследователей, таких как Гутман Э.М., Долинский В.М., Овчинников И.Г., Шрайер Л.Л., Romanoff М., King R. и других, посвящено исследованию влияния общей коррозии на долговечность различных конструкций [16, 17, 19, 20, 35, 67, 68, 79, 122].

Справочные данные о влиянии агрессивных сред на металлы пока еще представляют собой средние значения скорости коррозии [26, 77]. Поэтому в

нормативных методах расчета коррозионный износ обычно предлагается учитывать увеличением толщины конструкций на величину, равную произведению средней скорости коррозии на срок службы конструкции [39, 84, 93, 94].

Большую часть информации о подземной коррозии представляют долгосрочные испытания, которые были проведены Национальным Бюро стандартов в период 1910 и 1955 [112]. За это время было испытано более 300 образцов малоуглеродистых и низколегированных сталей на 54 площадках в 15 типах грунтов, наиболее характерных для США.

На основе проведенных исследований [112, 113] установлено, что скорость коррозии есть функция удельного сопротивления грунта. При низких значениях сопротивления грунта (высокая электрическая проводимость) отмечалась высокая скорость коррозии. Для образцов, помещенных в торф, наблюдались наибольшие скорости коррозии. По категории коррозионной активности илистые грунты относятся к агрессивной среде. В песчаных и крупнообломочных грунтах скорость коррозии значительно ниже, по степени коррозионной активности относятся слабоагрессивной и неагрессивной средой. В глинистых грунтах отсутствует общая тенденция. В целом, в глинистых грунтах с высокой влажностью, имеющей достаточный запас растворенного кислорода, значительным содержанием солей и высокой кислотностью имеют наименьшее сопротивление и являются наиболее агрессивными.

Марченко А.Ф. [35] на примере исследования коррозионная активность трубопроводной стали также отмечает, что механизмом коррозионного процесса является наличие кислорода и воды. Наличия этих двух компонентов вполне достаточно для совершения коррозионного процесса. И механизм коррозии металлов состоит не столько в работе микро- и макропар, а в адсорбционных процессах. Автор справедливо утверждает, что движущей силой коррозионного процесса является энергия. По этой причине скорость коррозии металлов с повышением температуры обычно увеличивается, а при понижении - уменьшается; температура также является одним из основных факторов, определяющим в каждом конкретном случае скорость коррозионного процесса.

В результате долгосрочных испытаний, проведенных *Romanoff M.* установлено снижение скорости коррозии со временем [112, 113]. Это связано с появлением защитного слоя, состоящего из продуктов коррозии, оставшихся на месте своего образования. Данный слой является своего рода «барьером», замедляющим процессы окисления металла.

Многими исследователями отмечено [13, 35, 112, 113, 121], что в водонасыщенных глинистых грунтах интенсивность коррозии стальных конструкций меньше, чем в грунтах естественной влажности. В грунтах нарушенного сложения скорость больше по сравнению с грунтами ненарушенной структуры, где из-за дефицита кислорода (особенно в твердых глинистых грунтах) процессы коррозии замедляются. Наибольшая интенсивность коррозии стали отмечается в зоне попеременного смачивания и высыхания, за счет образования тонкой пленки воды в условиях свободного доступа к поверхности металла кислорода из атмосферы. Скорость коррозии в данных условиях увеличивается в 2-3 раза [79].

Глотов Н.М., Луга А.А. [13] приводят следующие значения интенсивности коррозии стальных конструкций, представленные в таблице 1.1:

Таблица 1.1 – Данные о скорости коррозии стальных конструкций

Вид грунта	Скорость коррозии, мм/год
Песок с илом с гравием	0.0031 – 0.049 0.0141 – 0.0315
Глина с включениями щебня и гравия	0.0318 – 0.0409 0.0125 – 0.0422

В настоящее время трудами отечественных и зарубежных ученых накоплен большой теоретический и экспериментальный материал по вопросам скорости коррозии металлических конструкций в грунтовой среде.

Результаты исследований отражены в стандартах и нормативных документах многих зарубежных стран [78, 80, 84, 93, 94].

По нашему мнению, наиболее полная классификация по оценке степени агрессивности грунтов по отношению к металлическим конструкциям приведена в

отечественной нормативной литературе. В соответствии с СП 28.13330.2017 «Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85», наибольшая степень агрессивности грунтов наблюдается в среде с высоким содержанием влаги, значительным суммарным содержанием сульфатов и хлоридов, высокой кислотностью (низким значением  $pH$ ), также положительной температурой грунта.

В общем можно сделать вывод, что коррозионная активность грунтовой среды является функцией содержания влаги, растворенных солей, доступа кислорода, кислотности, температуры, удельного электрического сопротивления.

В табл. 4.1. Еврокода Часть 5 1997 [94] скорость коррозии в зависимости от типа грунта составляет 0.012-0.050 мм в год. Наименьшие значения относятся к песчаным и крупнообломочным грунтам, наибольшие для торфа, золы, шлаков.

В соответствии с классификацией австралийских норм [84] грунтовая среда по отношению к стали является агрессивной, если удельное значение электрического сопротивления грунта менее 2000 Ом·см.

В соответствии с американскими нормами [78, 93] исключаются случаи применения винтовых свай без специальных мероприятий по защите от коррозии в агрессивных грунтах. Согласно [93], грунт является агрессивным к стали при удельном электрическом сопротивлении грунта менее 1000 Ом·см,  $pH$  менее 5,5, высоким содержанием органических веществ, процентное содержание сульфатов и хлоридов более 0.1%. Проектирование винтовых свай в агрессивных грунтах не допускается без применения дополнительных мероприятий по защите от коррозии (катодная защита). Во всех остальных случаях, скорость коррозии винтовой сваи составляет 0.012 мм в год. Perko H.A. [106] на основе обобщения результатов исследований, проведенных Национальным бюро стандартов приводит следующие значения скорости коррозии малоуглеродистой стали в зависимости от удельного электрического сопротивления (таблица 1.2).

Таблица 1.2 – Данные скорости коррозии малоуглеродистой стали  
в зависимости от удельного электрического  
сопротивления

Значение сопротивления грунта	Скорость, мм/год
Высокое (<2,000_ -см)	0.071
Умеренное (2,000-30,000_ -см)	0.033
Слабое (>30,000_ -см)	0.008

Как известно, отечественными нормами предусмотрено обязательное выполнение антикоррозионной защиты металлоконструкций в зависимости от степени агрессивности эксплуатационной среды. Для повышения долговечности винтовых свай широко применяется метод горячего оцинкования свай. Толщина покрытия винтовых свай, как правило, составляет от 40 до 100 мкм [41, 43, 95, 106].

По результатам крупномасштабных исследований по оценке скорости коррозии незащищенной и оцинкованной стали проведенных на 20 площадках по всей территории США [121, 122] установлено, что применение технологии горячего оцинкования повышает долговечность металлических образцов от 50 до 98 процентов.

Для винтовых свай оцинкованных «горячим» способом Американским институтом стали и сплавов совместно с AGA (American Galvanized Association) [82] предложена формула для определения времени «истлевания» оцинкованного металла 3.0 мм и 40-50 мкм цинкового покрытия :

$$L = 35,85 \cdot (\log 10R - \log 10(2160 - 2490 \cdot \log 10(pH))) \quad (1.13)$$

где  $R$  - сопротивление грунта в Ом·см.

На основе данной зависимости построены номограммы для металлических конструкций с различной толщиной покрытия.

Согласно [93] скорость коррозии для оцинкованной винтовой сваи в грунтах, кроме агрессивных, составляет:

- 0.015 мм/год в течение первых двух лет;
- 0.004 мм/год, в последующее время.



Снижение скорость коррозии оцинкованной стали связано с образованием карбоната цинка, при взаимодействии с углекислым газом. Карбонат цинка представляет собой вещество молочно-белого цвета, который является практически нерастворимым. Продукты коррозии цинка препятствуют протеканию электрического тока и значительно снижают скорость протекания коррозии. Метод горячего оцинкования обеспечивает наилучшую стойкость к истиранию и повреждению в процессе установки свай, особенно это актуально при устройстве в песчаных и крупнообломочных грунтах. В процессе реакции расплавленного цинка с металлом создается ряд сплавов. С внешней стороны образуется относительно чистый слой цинка, это слой обладает невысокой адгезией и может истираться в процессе установки. Как показали исследования [82], залегающие сплавы железа (zeta, delta и gamma) имеют более высокую стойкость к истиранию чем основной металл. Дельта (delta) и гамма (gamma) слои обладают устойчивостью к коррозии и могут создавать барьерную защиту. Другие методы оцинкования (гальванический, порошковый) не производят эти сплавы. Из-за высокой абразивостойкости, метод горячего оцинкования является более предпочтительным, по сравнению с другими методами защиты от коррозии.

Другим методом защиты конструкций от коррозии является применения лакокрасочных и порошковых покрытий. Порошковые покрытия начинают появляться более часто в производстве винтовых свай. Полимерное порошковое покрытие сначала напыляют на изделие, а затем при температуре 150-250°C подвергают оплавлению, в результате чего образуется защитная пленка. Порошковое покрытие является более износостойким, чем обычное лакокрасочное покрытие. Основными недостатками данной группы покрытий являются: высокая истираемость, потеря адгезии между защитным покрытием и поверхностью защищаемой конструкции, а также нарушения сплошности покрытия в процессе установки свай, вследствие чего происходит потеря работоспособности покрытия. Анализ экспериментальных данных и исследований по работе защитных покрытий [39] показывает, что коррозионные процессы под слоем покрытия не только не отсутствуют, но наоборот, происходят с возрастающей во времени скоростью, что

связано с повышением проницаемости антикоррозионного материала из-за его деструкции.

#### **1.4. Основные способы устройства винтовых свай для фундаментов зданий, сооружений и область их применения**

Погружение свай в грунт осуществляется строительными машинами с установленным специальным оборудованием (рисунки 1.8 и 1.9) [41, 43, 44].



Рисунок 1.8 – Машины для устройства винтовых свай на базе гидравлических экскаваторов различной мощности (гидровращатель на шарнирно-сочлененной стреле)



Рисунок 1.9 – Машины для устройства винтовых свай на базе крана-манипулятора (гидровращатель закреплен на телескопической стреле)

Механизмы завинчивания представляют собой серийно выпускаемые навесные гидровращатели различной мощности, которые состоят из гидромотора и планетарного редуктора с большим передаточным отношением, а также комплектуются специальными механизмами, позволяющими устанавливать их на базовые машины различных типов [28, 88, 100]. Гидравлические вращатели могут быть смонтированы как на телескопической стреле, так и на сочлененной стреле.

Как правило, машины с телескопической стрелой (краны-манипуляторы) характеризуются более высокой точностью установки винтовых свай, большой рабочей зоной стрелы. Однако, на машины с шарнирно-сочлененной стрелой (как правило, экскаваторы) можно устанавливать более мощные гидровращатели, так как такие машины характеризуются большим значением максимального гидротока, а также самой конструкцией сочлененной стрелы, которая эффективней работает на скручивание, возникающее при ввинчивании свай, по сравнению с телескопической стрелой. Также, машины, имеющие гидровращатель на шарнирно-сочлененной стреле, способны производить работы в стесненных условиях. Например, известны практические способы усиления фундаментов в подвале существующих зданий путем ввинчивания свай установками на базе мини-погрузчиков [43, 44]. Все это обуславливает наибольшее распространение данного типа машин (как правило, экскаваторов), оснащенных навесным гидравлическим оборудованием за рубежом, это связано с тем, что винтовые сваи широко применяются в различных областях строительства.

Опыт применения машин, осуществляющих погружение винтовых свай, в нашей стране, связан с устройством свай большого диаметра в качестве опор ЛЭП, а также в инженерных войсках. Начиная с 60-х годов XX века в СССР разрабатывались машины, позволяющие ввинчивать сваи большого диаметра с лопастями диаметром до 1,2 м [10, 28]. Для возможности погружения винтовых свай большого диаметра необходимо обеспечить высокий крутящий момент, поэтому существующие отечественные машины и оборудование характеризуются большими габаритами и массой [1, 11, 36]. В настоящее время большинство машин не выпускаются, так как резко сократился объем применения винтовых свай

большого диаметра.

Наиболее совершенной на сегодняшний день приходится считать универсальную бурильную машину УБМ-85 Алапаевского завода ОАО «Стройдормаш», предназначенную как для бурения скважин, так и для погружения винтовых анкеров и свай (рисунок 1.10) [1].

Машина УБМ-85 создана на базе гидравлического кран-манипулятора, в базовой комплектации смонтированного на шасси бортового автомобиля Урал-4320 (6х6).



Рисунок 1.10 – Универсальная бурильная машина УБМ-85, снабженная гидравлическим краном-манипулятором с закрепленным редуктором

Основным преимуществом данной машины является наличие телескопической четырехсекционной стрелы с рабочим вылетом в пределах от 1,8 до 12 м, шарнирно закрепленной на опорно-поворотной платформе, что обеспечивает возможность погружать несколько свай с одной стоянки. Навесной механизм, предназначенный для ввинчивания, закреплен на последнем вылете телескопической стрелы и представляет собой редуктор с большим передаточным отношением, обеспечивающий при погружении свай максимальный крутящий момент 85 кН·м. Номинальная скорость вращения редуктора составляет 10 об/мин, масса механизма составляет 1500 кг [1, 33, 57].

Несмотря на высокую производительность и возможность устанавливать сваи на различном вылете, использование же данной техники в целях устройства свай под проектируемые малонагруженные быстровозводимые здания является экономически неэффективно, из-за высокой стоимости процесса ввинчивания. Пономаренко Ю.Е. и др. отмечает [53], что применение винтовых свай в качестве фундаментов малонагруженных зданий стало возможным, во многом, за счет появления на строительном рынке зарубежного оборудования.

Наибольшее распространение для устройства винтовых свай в качестве фундаментов быстровозводимых временных зданий получили краны - манипуляторы, снабженные навесным гидровращателем, закрепленном на телескопической стреле (рисунок 1.11). Стоимость устройства с применением данной установки значительно ниже, по сравнению с использованием машин, применяемых для устройства свай большого диаметра.



Рисунок 1.11 – Общий вид ввинчивания сваи с помощью навесного гидровращателя, устроенного на телескопической стреле установки *Isuzu Forward*

Работы по устройству свай с помощью строительных машин включают в себя следующие этапы:

- определение минимально количества стоянок и размещение машины, обеспечение ее устойчивости;
- фиксация сваи через переходник на редукторе;
- установка сваи с помощью стрелы на место установки;
- ввинчивания сваи на проектную глубину.

Винтовые сваи имеют монтажные отверстия заводского изготовления, при помощи которых осуществляется процесс установки. Соединение между механизмом вращения и винтовой свай обеспечивается с помощью «переходника», выполненного из массивной стальной отливки состоящей из ответной части, как правило, квадратного или круглого сечения, закрепляемого на редукторе, а вторая часть, выполнена диаметром, меньшим диаметра сваи (рисунок 1.12).

а)



б)



Рисунок 1.12 – а) - общий вид устройства для передачи крутящего момента к свае;  
б) – переходник для передачи крутящего момента от гидровращателя к винтовой свае

Существуют различные конструкторские решения узлов соединения винтовых свай и несущих конструкций. Винтовые сваи могут быть объединены монолитным железобетонным ростверком, для чего к сваям привариваются арматурные стержни (рисунок 1.13) [103]. Преимуществом данного решения является обеспечение защиты в зоне «грунт-воздух», где, как правило, наблюдается

наибольшая скорость протекания коррозионных процессов.

В случае металлического каркаса, установка колонн возможна непосредственно на сваю, имеющую металлическую пластину («оголовок») через болтовое соединение, если в качестве несущих конструкций предусмотрены стеновые панели, то винтовые сваи объединяются металлическим ростверком.



Рисунок 1.13 – а) – общий вид винтовой сваи с арматурными стержнями; б) – соединение винтовых свай через выпуски арматуры с рабочей арматурой монолитного ростверка

В качестве ростверка применяются балки из швеллера или двутавр (рисунок 1.14).



Рисунок 1.14 – Винтовые сваи, объединенные металлическим ростверком под здание склада

В стесненных условиях производства строительных работ, винтовые сваи могут быть ввинчены с помощью редуктора, установленного вручную на сваю, как показано на рисунке 1.15 [106]. Установка состоит из двигателя, маслососа, редуктора с высоким передаточным отношением. Высокий крутящий момент, создаваемый гидровращателем, требует устройства упорных балок, воспринимающих реакцию, возникающую при действии момента, что делает данное оборудование малоприспособленным для ввинчивания свай для объектов «нового» строительства. По нашему мнению, наиболее рациональное применение данного метода связано с решением задач, связанных с усилением существующего фундамента, т.к. есть возможность производить работы в непосредственной близости от существующего фундамента, а в качестве упора используется неподвижные несущие стены или колонны здания.



Рисунок 1.15 – Использование винтовых свай для усиления фундаментов  
удалить

Винтовые сваи должны быть установлены с высоким значением момента и с небольшой скоростью вращения (10-30 об/мин). Многими исследователями установлено [21, 22, 27, 28, 92, 105 и др.], что для обеспечения процесса погружения



свай с минимальным нарушением структуры грунта необходимо выполнение следующих условий:

- перемещение свай в грунте за один оборот должно соответствовать геометрическому шагу винтовой лопасти, в противном случае наблюдается эффект «буксования» винтовой свай;
- отсутствие процессов «ввинчивания-вывинчивания», что часто наблюдается, когда оборудование не развивает необходимый для погружения крутящий момент.

В соответствии с п.5.3.5 ГОСТ 20276-2012 «Грунты. Методы полевого определения характеристик прочности и деформируемости» в процессе завинчивания винтового штампа необходимо обеспечить синхронность его вращения с погружением, также отмечается, что глубина погружения за один оборот должна соответствовать шагу винтовой лопасти.

В зарубежных рекомендациях [41, 43, 80], за каждый оборот, свая должна погрузиться в грунт на глубину, составляющую не менее 80 процентов от шага винтовой лопасти. В противном случае, крутящий момент значительно снижается и корреляция между крутящим моментом и несущей способностью не выполняется, также возникает нарушение структуры грунта винтовой лопастью, что приводит к снижению несущей способности винтовой свай. Многими отечественными и зарубежными исследователями отмечено [25, 28, 63, 92, 105], что, для исключения эффекта «буксования» необходимо прикладывать осевую вдавливающую силу, развиваемую машиной.

Обеспечение синхронного погружения зависит от выбора шага винтовой лопасти свай, а также машин и оборудования, обеспечивающих ввинчивание их в грунт, и создающий необходимый крутящий момент. Исследователями отмечено [13, 15, 18, 22, 91], что чем меньше шаг винтовой лопасти, тем плавнее свая внедряется, особенно в плотные грунты, однако для свай, погружаемых в грунт с включениями, шаг лопасти должен превышать наибольшие размеры включений. С увеличением шага лопасти происходит повышение сопротивления при ввинчивании свай, а следовательно и мощности погружающего оборудования.

Данные положения нашли отражение в требованиях, предъявляемых к конструкциям винтовых штампов. Для винтовых штампов, ниже забоя скважины – 50 мм, без предварительного бурения (самоввинчивающийся штамп) – 80 мм.

Для соблюдения условия синхронного погружения при ввинчивании свай в глинистых грунтах твердой консистенции, а также в плотных песках, предварительно устраивают лидерные скважины, диаметром, не превышающим диаметр ствола винтовой сваи, для уменьшения энергоемкости процесса погружения свай.

### **1.5. Выводы по главе 1. Задачи исследований**

1. В настоящее время существует большое количество конструктивных решений винтовых свай, однако данные конструкции разрабатывались для восприятия больших вдавливающих и выдергивающих нагрузок. Развитие рынка быстровозводимых временных зданий требует создания эффективных конструкций винтовых свай. Для совершенствования конструктивных решений фундаментов быстровозводимых временных зданий в глинистых грунтах применяют, как правило, винтовые металлические сваи длиной до 3 м и диаметром лопастей до 0,4 м. В глинистых грунтах эффективность винтовых свай возрастает, если в их конструктивном решении используются не одна, а две лопасти (винтовые двухлопастные сваи). Такое решение позволяет достичь требуемой несущей способности, уменьшив их материалоемкость.

2. Большая часть исследований посвящена изучению работы винтовых свай с одной лопастью, меньшую долю составляют экспериментальные и теоретические работы, посвященные изучению взаимодействия винтовых свай с несколькими лопастями (в частности двухлопастных свай) с грунтом. Однако, нет единого мнения по вопросу определения конечной осадки винтовых двухлопастных свай. Требуется проведение дополнительных исследований характера работы винтовых двухлопастных свай.

3. Выполненный в данной главе обзор и анализ теоретических и экспериментальных исследований свидетельствует об актуальности выбранного направления научно-практических работ для фундаментов быстровозводимых временных зданий.

**Задачи исследований:**

1. Обосновать конструкцию винтовых двухлопастных свай для фундаментов быстровозводимых временных зданий; выявить влияние конструктивных параметров на их работу в глинистых грунтах.

2. На основе экспериментальных и теоретических исследований установить несущую способность винтовых двухлопастных свай и напряженно-деформированное состояния глинистого грунта вокруг свай. Сопоставить результаты исследований с данными для винтовых однолопастных свай.

3. Обосновать расчетную схему работы винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте и усовершенствовать метод расчета ее осадки при действии внешней вертикальной нагрузки.

4. Выполнить опытно-промышленную апробацию результатов исследований работы винтовых двухлопастных свай при устройстве фундаментов быстровозводимых временных зданий на глинистых грунтах.

## **ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ДВУХЛОПАСТНЫХ ВИНТОВЫХ СВАЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ**

### **2.1. Конструкции винтовых двухлопастных и однолопастных свай, используемых для проведения экспериментальных исследований в глинистых грунтах**

На основе выполненного обзора, изложенного в главе 1, установлено, что несмотря на значительный вклад в исследования работы винтовых свай отечественных ученых (Богорад Л.Я., Железков В.Н., Мариупольский Л.Г., Пенчук В.А., Трофименков Ю.Г и др.) разработка конструкции винтовых свай для фундаментов быстровозводимых временных зданий является актуальной. В качестве свай чаще применяют металлические винтовые сваи с одной лопастью. Сваи могут изготавливаться полыми, со скошенным нижним концом, состоять из отдельных стандартных секций. Применяются также многолопастные сваи с постоянным шагом лопастей. Лопасти могут быть одного диаметра или постепенно уменьшаться к низу ствола свай, в последнем случае их чаще используют в качестве анкеров. Учитывая большое разнообразие конструктивных решений вопрос о повышении эффективности конструкций винтовых свай является актуальным. Одним из путей решения задачи о повышении эффективности винтовой сваи является введение в ее конструктивное решение второй лопасти. Такое решение позволяет достичь требуемой несущей способности винтовой сваи без резкого увеличения ее геометрических размеров по сравнению со свайей, имеющей одну лопасть [29, 48].

В Кубанском государственном аграрном университете имени И.Т. Трубилина (Кубанском ГАУ) совместно с ЮУрГУ (НИУ, г. Челябинск) были проведены экспериментальные исследования в полевых и лабораторных условиях работы двухлопастных винтовых свай различной конструкции. Эксперименты в лабораторных условиях проводились для трех видов (вариантов) конструктивных

решений винтовых двухлопастных свай, которые применяются при строительстве зданий, сооружений [23, 41, 44, 56, 61, 80] (рисунок 2.1).

Все рассматриваемые модели свай имели одинаковые геометрические параметры (диаметр ствола и лопастей, длина моделей свай, расстояние между лопастями). Винтовая лопасть свай представляла собой один полный виток постоянной ширины. Такая конструкция лопастей являлась более предпочтительной по сравнению с другими решениями, так как при массовом изготовлении существенно упрощается технология производства работ.

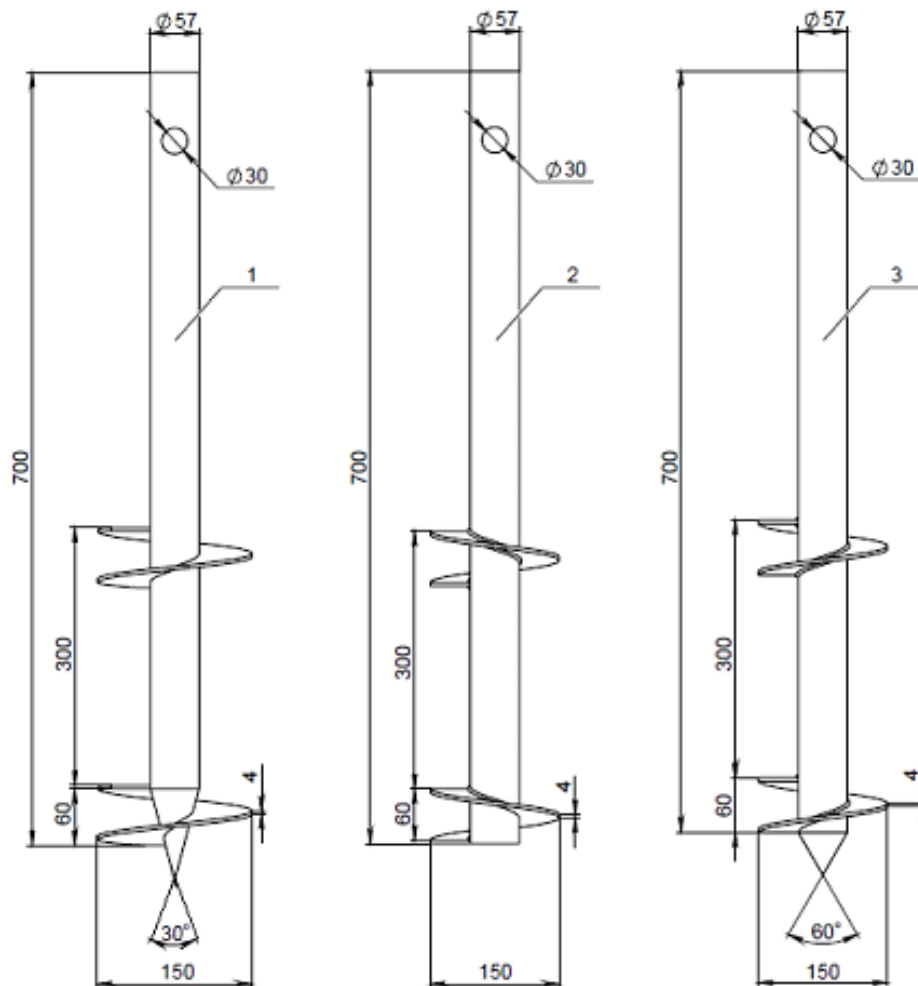


Рисунок 2.1 – Модели винтовых двухлопастных свай для лабораторных экспериментальных исследований

Модели двухлопастных винтовых свай были изготовлены из углеродистой стали С245 и имели следующие геометрические параметры: длина свай 0,7 м, диаметр ствола и лопастей 0,057 м и 0,15 м соответственно.

Расстояние между лопастями было принято 0,3 м, равное двум диаметрам лопасти сваи. Данное расстояние (300 мм) выполнено кратно шагу винтовой лопасти (60 мм), с тем, чтобы последующая лопасть ввинчивалась по пути, пройденному нижней лопастью, тем самым не нарушая структуру грунта. Для всех свай шаг винтовой лопасти принят равным 60 мм. Углы при вершине конуса для варианта 1 и варианта 3 составляли 30° и 60° соответственно.

Для проведения натурных испытаний были изготовлены винтовые двухлопастные и однолопастные сваи длиной 2,0 м, диаметром ствола 108 мм (рисунок 2.2).

Толщина несущих лопастей в соответствии с [80] должна обеспечивать соответствующую жесткость при устройстве и работе винтовых свай, и назначалась из условия возникновения малых прогибов в случае свободно опертой тонкой пластины  $h/r \geq 0,025$ , где  $r$  – радиус лопасти сваи [24].



Рисунок 2.2 – Конструкции винтовых свай

Таким образом, вышеизложенное дает общее представление о конструктивных решениях винтовых свай (с одной и двумя лопастями),

используемых для проведения лабораторных и натурных (полевых) экспериментальных исследований в глинистых грунтах.

## **2.2. Лабораторные экспериментальные исследования несущей способности винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах**

### **2.2.1. Методика проведения лабораторных экспериментальных исследований**

В лабораторных условиях оценивалось влияние конструктивного решения нижней части двухлопастной сваи (участок примыкания нижней лопасти к острию ствола сваи) на ее несущую способность в глинистом грунте (рисунок 2.3):

1 - винтовая двухлопастная свая с нижней лопастью на конической части ствола (вариант 1);

2 - винтовая двухлопастная свая с нижней лопастью на цилиндрической части ствола без конуса (вариант 2);

3 – винтовая двухлопастная свая с нижней лопастью на цилиндрической части ствола с конусом (вариант 3).



Рисунок 2.3 – Общий вид фрагментов нижней части винтовых свай

Лабораторные экспериментальные исследования проводились на искусственно приготовленном глинистом грунте – глине текучепластичной и полутвердой консистенции. Глинистый грунт, отобранный из котлована, высушивали до воздушно-сухого состояния, затем его измельчали в шаровой мельнице до порошкообразного состояния. Исходя из задаваемой консистенции грунта, рассчитывали соответствующие значения его влажности. Расчет

количества воды, требуемой для получения необходимого состояния глинистого грунта, производился по методике ГОСТ 22733—2002. Физико-механические характеристики глинистого грунта приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Физико-механические характеристики глинистого грунта

Грунт	Физико-механические характеристики глинистого грунта								
	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$w$	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$e$	$W_L$	$W_P$	$I_L$	$\varphi$ , °	$c$ , кПа
Глина полутвердая	2,76	0,24	1,88	0,820	0,41	0,20	0,19	16	22
Глина текучепластичная	2,76	0,36	1,87	1,01	0,41	0,20	0,76	5	11

Экспериментальные исследования проводились в металлическом лотке размером в плане 1000х700 мм и высотой 1100 мм. Лоток был оборудован анкерной системой, состоящей из металлической рамы, воспринимающей реактивное усилие в процессе проведения статических испытаний моделей свай. Между домкратом и балкой устанавливался образцовый динамометр ДОСМ 3-10У для регистрации сжимающего усилия (рисунок 2.4). Наибольший предел измерения усилия данным динамометром составляет 10 кН. Динамометр обеспечивал погрешность измерения с точностью не более 0,5% от значения наибольшего предела измерения. Осадка свай замерялась двумя прогибомерами ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм (рисунок 2.4).

Размеры лотка должны минимизировать влияние его стенок и дна на процесс деформирования грунта в основании штампа, а потому возникла необходимость исследования этого вопроса. Сначала оценивание условия достаточности размеров лотка в плане. С этой целью использованы результаты экспериментальных исследований по изучению деформации грунтового массива вокруг одиночных свай, погружаемых забивкой. Согласно исследованиям Бартоломея А.А. [7], в глинистых грунтах граница деформированной зоны в горизонтальном направлении не превышает 6 диаметров для одиночных забивных свай, а в плоскости острия свай образуются уплотненные зоны на глубину 2,5 - 3 диаметра под одиночными сваями. Проверим условие достаточности ширины лотка:  $\frac{b}{2} > 6d$ , где  $b$  – ширина лотка,  $d$  – диаметр ствола винтовой сваи. Получаем следующую оценку:



$$\frac{0,7 \text{ м}}{2} > 6 \cdot 0,057 \text{ м} = 0,342 \text{ м, условие выполняется.}$$

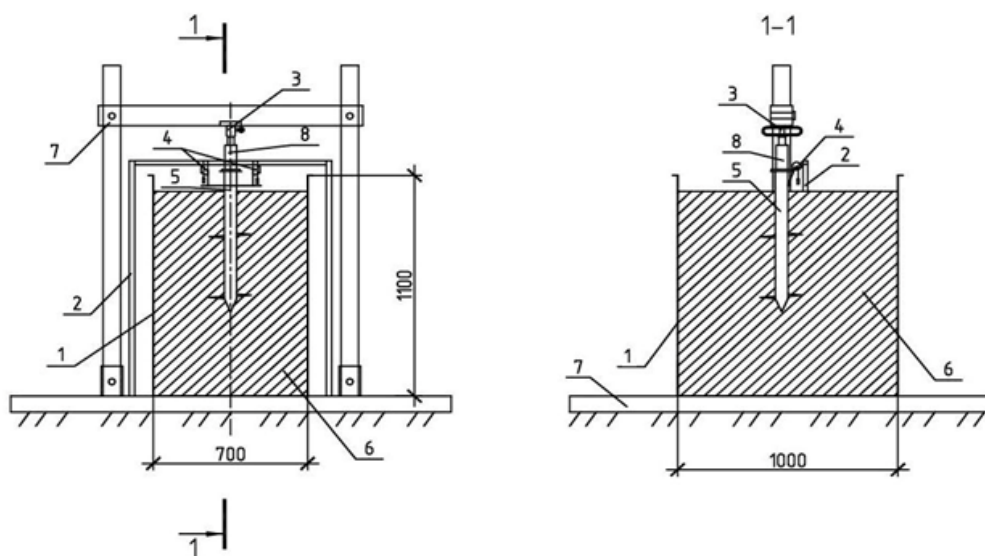


Рисунок 2.4 – Схема проведения лабораторных экспериментальных исследований работы винтовых двухлопастных моделей свай в металлическом лотке: 1 – металлический лоток; 2 – реперная система; 3 – динамометр ДОСМ-3-10у; 4 – прогибомеры конструкции Н.Н. Максимова (тип 6-ПАО (ПМ) -0,1); 5 – модель винтовой сваи; 6 – глинистый грунт; 7 –металлическая упорная рама; 8 – домкрат гидравлический ДГТЗ, 3тс

Проверим условие достаточности глубины лотка при ввинчивании сваи на глубину на глубину 0,6 м. При высоте лотка 1,1 м и диаметре лопасти сваи 0,15 м имеем:  $3d = 3 \cdot 0,15 \text{ м} = 0,450 \text{ м} < (1,1 - 0,6) \text{ м}$ , условие выполняется.

Данную оценку следует признать весьма удовлетворительной, поскольку при ввинчивании сваи размеры зон деформаций грунта значительно меньше, чем при вдавливания или забивке. Следовательно, размеры лотка достаточные для корректного проведения испытаний моделей винтовых свай заданных размеров.

Каждый слой высотой 150 – 200 мм уплотнялся постоянным давлением, равным 0,015 Мпа для создания требуемого значения плотности. Для увеличения скорости консолидации глинистого грунта на дно лотка укладывали слой песка средней крупности толщиной 150 мм, поверх которого формировалось глинистое основание. Нагрузка прикладывалась к грунту через металлическую пластину (штамп) размерами 980x680x12 (мм), на которую

укладывался тарированный груз. Принятое значение давления было установлено при предварительных опытах, посвященных отработке и технике испытаний. Значение плотности при послойном уплотнении контролировали микропенетрометром МВ-2 [37], который был отградуирован для полутвердой и текучепластичной консистенции глинистой пасты. Расстояние между точками пенетрации было принято 0,15-0,2 м.

Модели винтовых двухлопастных свай ввинчивались на глубину 0,6 м вручную (рисунок 2.5). При установке контролировалась вертикальность и глубина погружения за один оборот, которая должна быть не менее межвиткового расстояния лопасти, чтобы предотвратить буксование винтовой лопасти в грунте. Модели винтовых двухлопастных свай ввинчивались на глубину 0,6 м вручную через динамометрическое устройство специальной конструкции (рисунок 2.4), позволяющее регистрировать крутящий момент [46].

Нагрузку к винтовой свае прикладывали ступенями, величиной не более 1/10 от ожидаемой предельной нагрузки. Каждую ступень выдерживали до условной стабилизации деформации грунта. За критерий условной стабилизации принимали значение осадки сваи не более 0,1 мм за последние 2 часа наблюдений. Фиксацию вертикальных перемещений проводили сразу после приложения нагрузки, затем последовательно снимали четыре отчета через 1 мин, 5 мин, 10 мин, 15 мин и далее через каждые 15 мин после приложения ступени нагрузки. Экспериментальные данные заносили в журналы испытаний. За частное значение предельного сопротивления сваи принимали нагрузку, предшествующую срыву свай, который характеризовался интенсивным ростом осадки, не затухающей во времени, при прикладывании последней ступени.

В экспериментах выделялись основные определяемые величины: осадка сваи  $S$ , мм, при заданной ступени нагрузки и частное значение предельного сопротивления сваи  $F_u$ , кН. Минимальная повторяемость испытаний для каждого опыта – два (если относительная разница в их результатах не превышала 10%). Если разница в результатах превышала 10%, то проводилось по три испытания. В дальнейшем при оценке результатов испытаний принимались их средние значения. Общий вид контрольно-измерительного оборудования для проведения испытаний

и общий вид ввинчивания их в глинистый грунт в лотке представлены на рисунках 2.5 и 2.6.



Рисунок 2.5 – Общий вид ввинчивания моделей винтовых двулопастных свай в глинистый грунт нарушенной структуры (подготовка испытаний винтовых свай в лотке)



Рисунок 2.6 – Общий вид контрольно-измерительного оборудования для проведения статических испытаний моделей винтовых двухлопастных свай в лабораторных условиях

Таким образом, рассмотренная выше методика позволила выполнить лабораторные экспериментальные исследования несущей способности винтовых двухлопастных моделей свай в глинистых грунтах.

### **2.2.2. Результаты лабораторных экспериментальных исследований несущей способности винтовых двухлопастных свай и их анализ**

По результатам испытаний были построены графики «осадка-нагрузка» для грунтов полутвердой и текучепластичной консистенции соответственно (рисунок 2.7).

Из анализа графиков испытаний установлено, что наибольшей несущей способностью обладают модели винтовых двухлопастных свай с нижней лопастью, расположенной на цилиндрической части ствола (вариант 3). Такая закономерность наблюдается как для глинистых грунтов полутвердых, так и текучепластичных. При этом выявлено, что несущая способность модели винтовой двухлопастной сваи, изготовленной по 3 варианту, примерно на 10 – 12 % больше по сравнению с моделью сваи, изготовленной по варианту 1 (рисунок 2.1). Отмеченное увеличение несущей способности сваи по варианту 3 связано с лучшими условиями уплотнения грунта в уровне нижней лопасти винтовой сваи при вершине конуса ствола, равном  $60^\circ$ . При угле конуса в  $30^\circ$  уплотненное ядро не образуется, вследствие чего происходит снижение несущей способности сваи, выполненной по варианту 1. Исследования специалистов [85, 104, 123] свидетельствуют о том, что при вдавливании конуса с углом при вершине менее 30 % уплотненное ядро практически не образуется, а разрушение основания происходит вследствие сдвига частиц грунта при продавливании.

Наименьшее значение несущей способности во всех опытах отмечено у модели винтовой двухлопастной сваи с нижней лопастью на цилиндрической части ствола без конуса – ствол винтовой сваи полый (вариант 2). Несущая способность в глине полутвердой консистенции примерно на 15 % меньше по сравнению с моделью, изготовленной по варианту 3. Наибольшее снижение (до 20 %) отмечено в грунте текучепластичной консистенции по сравнению с моделью сваи, выполненной по варианту 3.

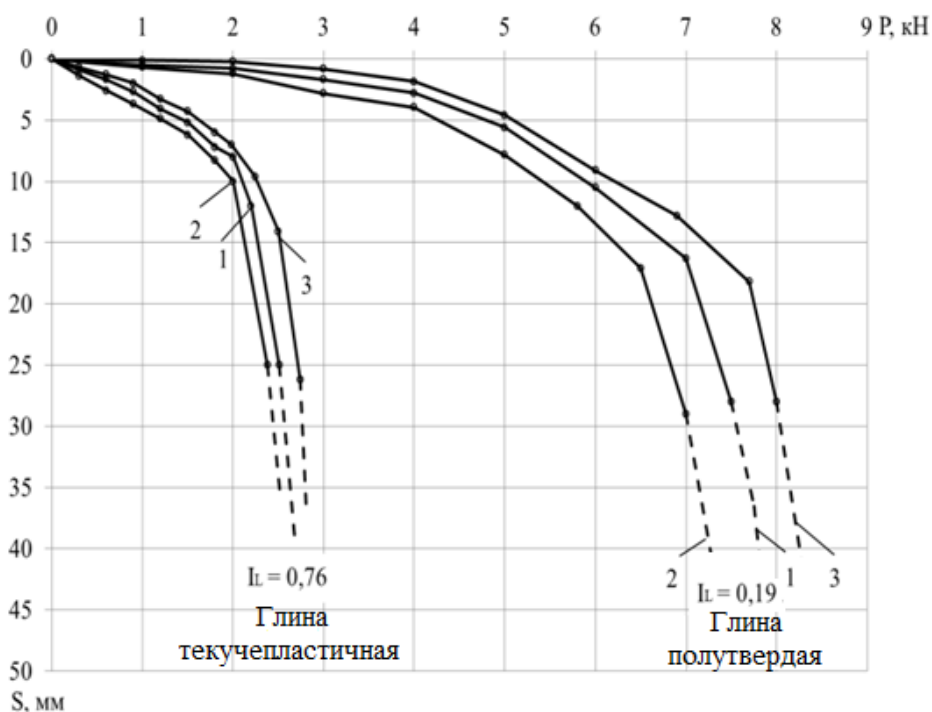


Рисунок 2.7 – Графики зависимости «нагрузка - осадка» в глинистом грунте текучепластичной и полутвердой консистенции, установленным по данным лабораторных испытаний: 1-винтовая двухлопастная свая с нижней лопастью на конической части ствола (вариант 1); 2- то же с нижней лопастью на цилиндрической части ствола без конуса – ствол сваи полый (вариант 2); 3- то же с нижней лопастью на цилиндрической части ствола с конусом (вариант 3)

Проведенные исследования в лабораторных условиях позволили выявить эффективное конструктивное решение нижней части винтовой двухлопастной сваи (вариант 3 – с нижней лопастью, расположенной на цилиндрической части ствола сваи с конусом). Результаты лабораторных исследований работы моделей винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах легли в основу постановки экспериментов в полевых условиях.

Наблюдаемому в эксперименте явлению резкого снижения несущей способности полых свай (вариант 2) в глинистом грунте можно дать следующее объяснение. В процессе ввинчивания полых свай происходит образование «грунтовой пробки», объема грунта, поступившего внутрь полости ствола сваи. Измеренная высота «грунтовой пробки» до и после ввинчивания сваи изменилась более чем на 7 % в грунте полутвердой и на 14 % в текучепластичном грунте. Это

позволяет сделать вывод о том, что наступление предельного состояния сваи в текучепластичном и полутвердом грунте произошло вследствие выдавливания грунта в полость сваи. Готман А. Л. [14] при исследовании зоны уплотнения грунтов околосвайного пространства сделал вывод, что при погружении полых круглых свай с открытым нижним концом часть грунта попадает в полость сваи, это приводит к снижению зоны уплотнения по сравнению со сваем сплошного сечения.

Проведенные исследования в лабораторных условиях позволили выявить эффективное конструктивное решение нижней части винтовой двухлопастной сваи (вариант 3 - с нижней лопастью, расположенной на цилиндрической части ствола сваи с конусом). Результаты лабораторных исследований работы моделей винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах легли в основу постановки экспериментов в полевых условиях [49].

### **2.3. Полевые экспериментальные исследования несущей способности винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах**

#### **2.3.1. Характеристика грунтовых условий опытной площадки**

Экспериментальная площадка для проведения исследований несущей способности винтовых двухлопастных свай в полевых условиях была расположена в 2,2 км от пос. Красное Поле, Сосновского района, Челябинской области.

По данным ООО ИФ «ЮжУралТИСИЗ», в геологическом строении рассматриваемой площадки до глубины 10,0 м принимают участие мезозойские структурные глинистые грунты (элювий), которые являются продуктом физико-химического выветривания скальных пород (гранита). Установившийся уровень грунтовых вод в скважинах зафиксирован на глубине 4,0 м.

Инженерно-геологический разрез по скважинам приведен на рисунке 2.8.

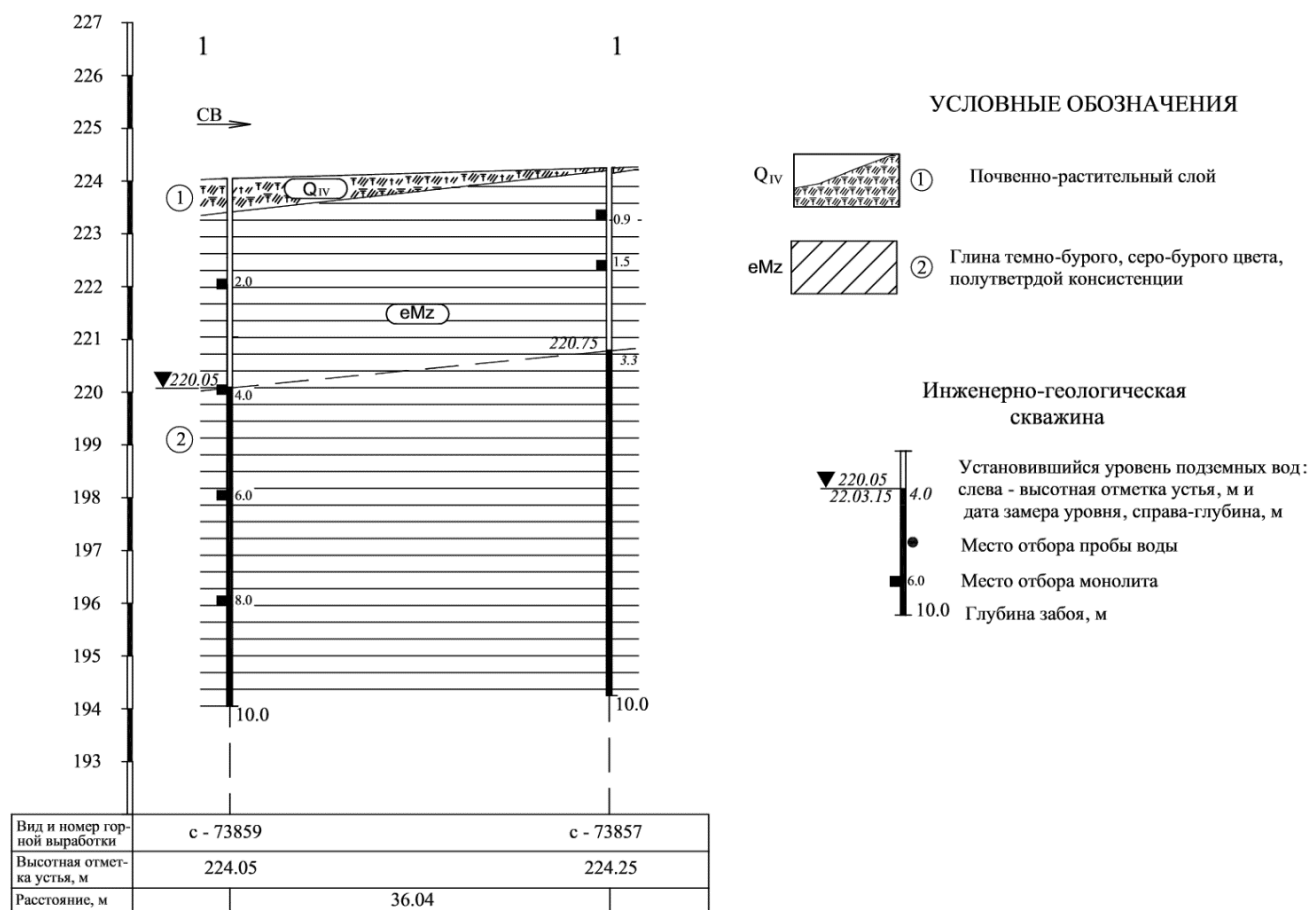


Рисунок 2.8 – Инженерно-геологический разрез 1-1

На участке проведения испытаний винтовых свай экспериментальная площадка имела следующее инженерно-геологическое строение:

1. почвенно-растительный слой мощностью до 0,4 м;
2. глина элювиальная ( $eM_z$ ) – темно-бурого, серо-бурого цвета, с бежевыми включениями, полутвердой консистенции, ненабухающая, непросадочная. Мощность слоя составляет более 10,0 м.

В качестве грунта основания для проведения натурных испытаний винтовых свай был принят глинистый грунт (ИГЭ - 2) полутвердой консистенции, залегающий от уровня природного рельефа до глубины 10 м, и имеющий коэффициент водонасыщения (степень влажности)  $S_r > 0,8$ . Такое решение было принято по следующим соображениям:

- во-первых, при степени влажности  $S_r > 0,8$  глинистый грунт находится в состоянии, близком к полному водонасыщению; грунт в таком состоянии обладает

повышенной сжимаемостью и меньшей прочностью [72];

- во-вторых, в процессе эксплуатации зданий и сооружений грунты оснований могут быть дополнительно увлажнены, приведет к ухудшению их свойств.

Физико-механические характеристики глинистого грунта (нормативные значения) приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Физико-механические характеристики грунтов (по данным ООО «МГСП» [60])

№ ИГЭ	ИГЭ-2 Глина элювиальная, полутвердая
Плотность грунта $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	1,94
Плотность частиц грунта $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	2,73
Плотность сухого грунта $\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	1,58
Естественная влажность $w$ , д.ед.	0,23
Число пластичности $I_p$ , д.ед.	0,26
Показатель текучести расчетным способом $I_l$	0,12
Коэффициент пористости $e$ , д.ед.	0,731
Коэффициент водонасыщения $S_r$ , д.ед.	0,871
Угол внутреннего трения $\varphi$ , град.	18
Удельное сцепление $c$ , МПа	0,047
Модуль общей деформации $E$ , МПа	14

Характерной особенностью глинистых грунтов Среднего и Южного Урала является то, что даже в состоянии, близком к полному водонасыщению глинистые грунты в большинстве случаев имеют твердую консистенцию. Данное положение подтверждается проведенными исследованиями, в ходе которых установлено, что пластичное состояние для данных грунтов, даже при полном водонасыщении не характерно [72]. Как отмечает Швец В.Б. [72], данная особенность вызвана наличием остаточных связей (спаянности) от материнской породы, которые создают жесткий скелет. Наличием структурных связей и обусловлены высокие значения пористости этих грунтов. Влажность таких грунтов определяется содержанием заземленной воды, находящейся в порах, а не пленочной водой, окружающие минеральные частицы и придающей грунту пластичное состояние.

Анализ паспортов лабораторных и полевых испытаний выполненных для



наиболее характерных для Урала глинистых грунтов твердой консистенции, находящихся в состоянии полного водонасыщения, показал, что значения расчетных характеристик прочности и сжимаемости близки по значениям с характеристиками водонасыщенных глинистых грунтов в пластичном состоянии [72]. Это обстоятельство позволяет распространить результаты исследований на пластичные глинистые грунты.

### **2.3.2. Методика проведения полевых экспериментальных исследований**

Экспериментальные исследования в полевых условиях включали в себя оценку работы натурных винтовых металлических свай. Важным этапом при этом были их испытания вертикальной статической вдавливающей нагрузкой (статические испытания свай). В экспериментах использовались винтовые металлические сваи длиной 2,0 м с диаметром ствола 0,108 м и диаметром лопастей 0,3 м (рисунок 2.9). Нижняя лопасть у обеих конструкций свай (однолопастной и двухлопастной) устраивались на нижнем конце цилиндрической части ствола, а верхняя лопасть (для двухлопастной сваи) на расстоянии  $L = 2,0 \cdot D$  от нижней лопасти ( $D$  - диаметр лопасти).

Натурные двухлопастных и однолопастные винтовых свай для экспериментальных исследований были изготовлены из стали С245. Сваи были изготовлены на заводе металлоконструкций, все технологические операции, включая сварку, производились в соответствии с операционной картой.

Методика проведения испытаний натурных винтовых свай предусматривала две серии экспериментов. В первой серии экспериментальных исследований выяснялся вопрос о рациональном расстоянии  $L$  между лопастями. Вторая серия экспериментов была посвящена оценке несущей способности натурных винтовых двухлопастных свай по сравнению с винтовыми сваями, имеющими одну лопасть.

Натурные металлические винтовые сваи в обеих сериях экспериментов погружались в грунт ввинчиванием на одинаковую глубину, равную 1,9 м от поверхности земли. Для этого использовался навесной гидровращатель, состоящий из гидромотора с планетарным редуктором, который крепился на телескопической

стреле установки *Isuzu Forward* (рисунок 2.10). При устройстве винтовых свай контролировалась вертикальность их положения, а также условие погружения свай за один оборот ствола ввинчиванием, при котором ее перемещение  $U$  составляло  $U = (0,8-1,0) \cdot a$ , где  $a$ —шаг винта лопасти

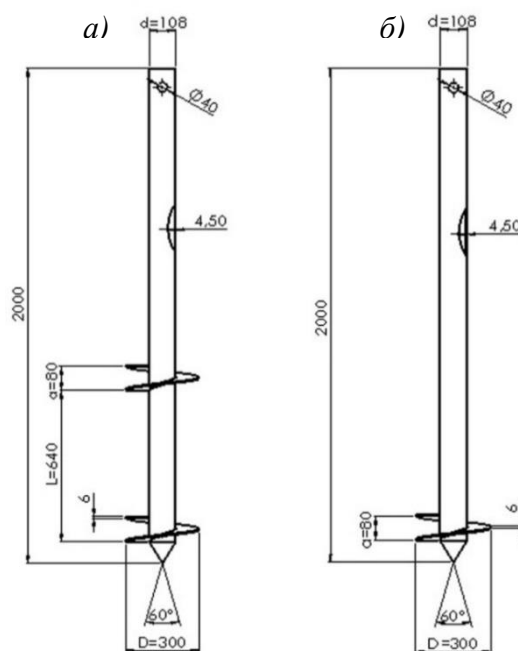


Рисунок 2.9 – Схемы конструкций натуральных винтовых металлических свай, используемых в экспериментах: *а, б* – соответственно однолопастная и двухлопастная сваи



Рисунок 2.10 – Общий вид ввинчивания натурной винтовой двухлопастной сваи с помощью навесного гидровращателя, устроенного на телескопической стреле установки *Isuzu Forward*

Винтовые сваи имели монтажные отверстия заводского изготовления, при помощи которых через переходник осуществлялся процесс их установки. Работы по устройству свай включали в себя следующие этапы:

- фиксация сваи через переходник на редукторе;
- монтаж сваи с помощью стрелы на проектное место;
- ввинчивание сваи на проектную глубину.

После устройства винтовых свай выделялось время до начала проведения испытаний («отдых» свай), продолжительность которого составляла 7–10 суток в соответствии с ГОСТ 5686–2012. Для проведения испытаний натурных винтовых свай использовалось приспособление, в котором упором для гидравлического домкрата служила распределительная балка специальной конструкции, закрепленная на анкерных сваях. Нагрузка на винтовые сваи передавалась центрально и соосно; их нагружение осуществлялось ступенями, равными 1/10 от ожидаемой предельной нагрузки. Вертикальные перемещения винтовых свай измеряли прогибомерами Н. Н. Максимова (тип 6-ПАО (ПМ)-0,1) (заводские номера № 491, 434, свидетельство о поверке № 3/3821 и №3/1718) с ценой деления 0,1 мм. На каждой ступени нагрузки снимали отсчеты с прогибомеров в следующей последовательности: нулевой отсчет - перед нагружением сваи, первый отсчет - сразу после приложения нагрузки, затем последовательно три отсчета с интервалом 30 мин и далее через каждый час до условной стабилизации деформации. За критерий условной стабилизации деформаций, принято приращение осадки не более 0,1 мм за 1 час наблюдений [49].

Реперная система для измерения перемещений винтовых свай выполнялась из стальных уголков 50х5. Стойки реперной системы устанавливались на расстоянии не менее 1,5 м от нагружаемой винтовой сваи. При проведении испытаний натурных винтовых свай за условную стабилизацию принималась скорость их осадки (перемещения) в грунте, не более 0,1 мм за последний час наблюдений. Программой испытаний было предусмотрено доводить нагрузку в каждом опыте до величины, вызывающей осадку свай  $S$  не менее 30 мм, либо до их

срыва. Значение осадки  $S = 30$  мм было установлено по формуле (7.17) СП 24.13330.2011 – Свайные фундаменты, как для быстровозводимых зданий с полным стальным каркасом. На рисунке 2.11 приведен общий вид проведения статических испытаний вдавливающей нагрузкой.



Рисунок 2.11 – Общий вид статических испытаний грунтов винтовыми сваями

В первой серии экспериментальных исследований, где выяснялся вопрос о влиянии расстояния  $L$  между лопастями винтовых двухлопастных свай на их несущую способность  $F_d$ , использовались сваи, имеющие различные значения параметра  $L/D$ : 1,5, 2,0, 2,5 и 3,0 ( $L$ ,  $D$  – соответственно, расстояние между лопастями и их диаметр) (рисунок 2.12). Испытания каждой конструкции свай (с различным расстоянием  $L$  между лопастями, а также с одной лопастью и двумя лопастями) проводились с двух-трехкратной повторностью.

Для экспериментального исследования несущей способности винтовых однолопастных свай по боковой поверхности ствола была разработана конструкция тензометрической винтовой сваи (тензосваи) с последующим проведением ее статических испытаний в глинистом грунте [31]. Тензосвая представляла собой винтовую однолопастную сваю длиной 2,5 м с диаметрами ствола и лопасти 0,108 м и 0,3 м соответственно.



Рисунок 2.12 – Конструкции натуральных винтовых двухлопастных свай с различным шагом  $L$  между лопастями: 1 -  $1,5 D$ ; 2 -  $2,0 D$ ; 3 -  $2,5 D$ ; 4 -  $3,0 D$ , где  $D$  - диаметр лопасти

Для преобразования механических деформаций ствола сваи в электрический сигнал использовались тензорезисторы марки ПКБ-10-100ХА, которые наклеивались на наружную поверхность ствола тензосвай. Для снижения уровня погрешности измерений, повышения чувствительности измерительной схемы, уменьшения влияния температурной погрешности и компенсации деформации изгиба при регистрации усилий, возникающих при работе металлической винтовой сваи на вдавливающие нагрузки, тензорезисторы подключались к измерительной системе по схеме полного моста. Измерительный мост представляет собой электрическую схему, состоящую из четырех тензорезисторов, симметрично

расположенных относительно оси поперечного сечения ствола винтовой сваи. Всего было смонтировано пять тензомостов ( $M-I - M-V$ ) с шагом 0,5 м, обеспечивающих измерение вдавливающих усилий в пяти поперечных сечениях по длине ствола тензосваи. Схема конструктивного решения и общий вид тензосваи изображены на рисунках 2.13 и 2.14.

Ствол имел углубления под тензорезисторы, которые были изолированы составом на основе эпоксидной смолы. Для защиты тензорезисторов от механических повреждений в процессе ввинчивания тензосваи их закрывали металлическими пластинами, которые крепили к металлическому стволу сваи винтами.

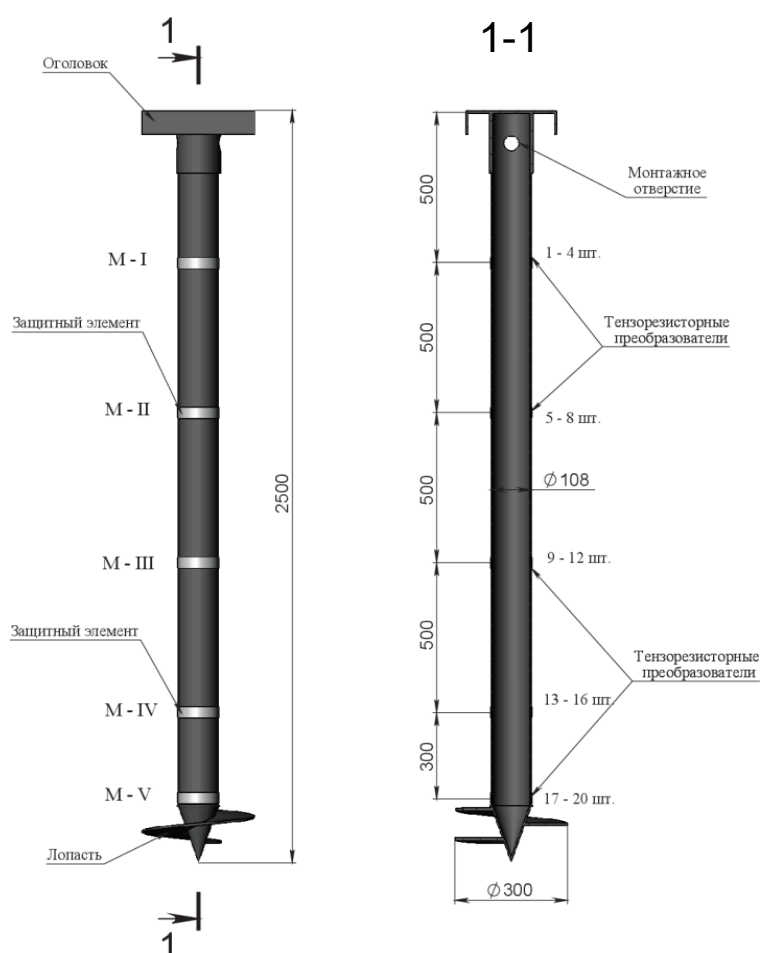


Рисунок 2.13 – Схема конструктивного решения винтовой тензометрической сваи:  $M-I$  – тензомост, состоящий из 4-х тензорезисторов, расположенный в верхнем сечении ствола;  $M-V$  – то же, расположенный в нижнем сечении ствола тензосваи



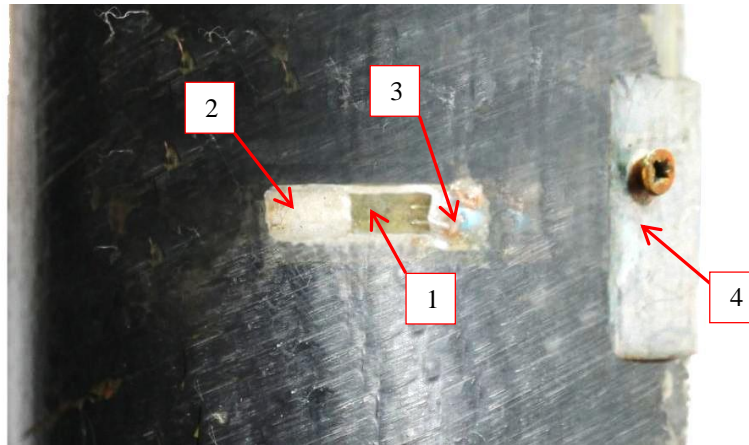


Рисунок 2.14 – Общий вид винтовой тензосваи с цифровым тензометрическим измерителем

Провода от тензорезисторов проходили через специально выполненные в стволе отверстия и размещались с его внутренней стороны (рисунок 2.15).

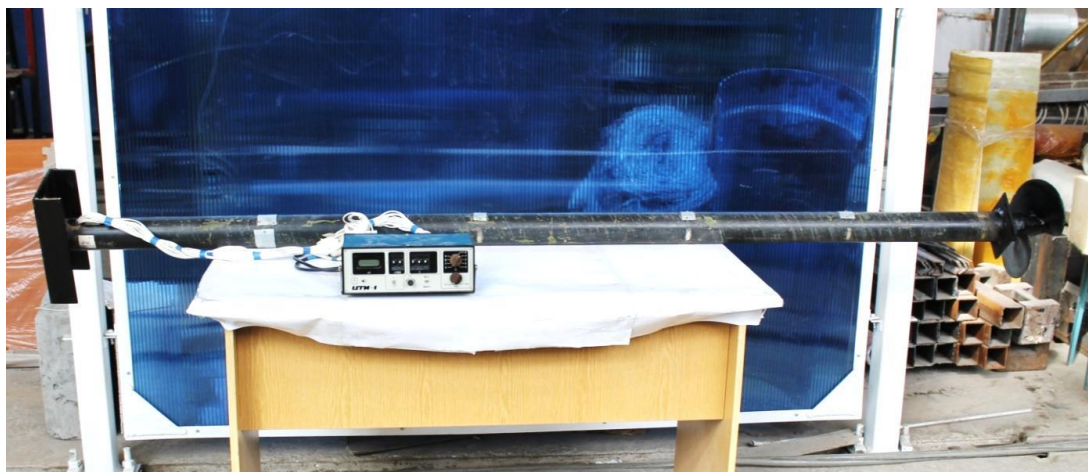


Рисунок 2.15 – Устройство тензорезисторов на стволе тензосваи: 1- тензорезистор ПКБ-10-100ХА, 2- эпоксидный состав, 3- провода, выведенные через ствол сваи, 4-защитный кожух

Для более достоверной оценки результатов экспериментальных исследований по оценке несущей способности по боковой поверхности ствола, автором была проведена градуировка (тарировка) тензосваи. С этой целью была собрана измерительная схема, соответствующая условиям нагружения винтовых свай в натурных условиях и заключалась в обжатии ствола сваи вдавливающей нагрузкой, которая прикладывалась ступенями. Продольный прогиб ствола сваи компенсировался работой тензорезисторов по схеме полного моста. Деформацию

каждого из пяти тензомостов регистрировали цифровым тензометрическим измерителем *ЦТИ-1* на каждой ступени. Максимальная нагрузка в процессе градуировки тензосвай не превышала 75 кН, что обеспечивало работу тензорезисторов в упругой области.

Винтовая тензосвая погружалась в грунт ввинчиванием на глубину, равную 2,4 м от поверхности земли. При устройстве винтовой тензометрической сваи контролировалась вертикальность ее положения.

После устройства винтовой тензометрической сваи выделялось время до начала проведения испытаний («отдых» свай), продолжительность которого составляла 10 суток в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2012-Грунты. Методы полевых испытаний сваями. Программой испытаний было предусмотрено доводить нагрузку в каждом опыте до «срыва» сваи, который характеризовался быстрым ростом осадки, не затухающей во времени. Испытания рассматриваемой конструкции винтовой тензометрической сваи проводились с трехкратной повторностью. В экспериментах с винтовой тензометрической сваем за несущую способность (частное значение предельного сопротивления)  $F_d$  принималась нагрузка, предшествующая ее срыву, который характеризовался обычно интенсивным ростом осадки  $S$ , не затухающей во времени.

### **2.3.3. Результаты взаимодействия винтовой двухлопастной сваи при ее ввинчивании с глинистым грунтом основания**

Одним из преимуществ применения винтовых свай является минимальное нарушение структуры грунта при их устройстве. Однако, исследования выполненные Lutenegeger A.J., Vyazmenky, A.M. и др. [100, 101, 124] показывают, что винтовые сваи оказывают некоторое влияние на грунт. На основе проведенных испытаний по оценке показателя недренированной прочности грунта ( $c_u$ ) до и после ввинчивания свай установлено некоторое его снижение. Было выявлено, что снижение недренированной прочности зависит от консистенции глинистого грунта, а также от качества установки свай. Наибольшее снижение прочности



отмечено для слабых глинистых грунтов.

Изучение процессов развития деформаций глинистых грунтов, окружающих натурные винтовые сваи, позволят учесть параметры, характеризующие условия их совместной работы с основанием. В частности, это позволит моделировать процесс установки винтовой сваи в глинистый грунт учетом заданных параметров модели. Для этого было выполнено исследование физических характеристик грунта вокруг натурной винтовой сваи. Экспериментальные исследования проводились в следующей последовательности:

1. ввинчивалась натурная винтовая двухлопастная свая до заданной отметки;
2. после «отдыха» винтовой сваи производилось ее откопка на всю глубину и ниже отметки нижней лопасти на 1,0 м. В горизонтальном направлении свая откапывалась на величину 0,8 м от ее оси в обе стороны;
3. отбирались пробы грунта под нижней лопастью и на участке между лопастями согласно подготовленной схемы.

Натурные металлические сваи погружались в глинистый грунт ввинчиванием на глубину 1,9 м от поверхности земли. Для этого использовался навесной гидровращатель, состоящий из гидромотора с планетарным редуктором, который крепился на телескопической стреле буровой установки. Методика погружения свай и характеристика грунтовых условий строительной площадки описана в параграфе 2.3.2.

Образцы и пробы глинистого грунта для определения его плотности, других физических характеристик отбирались на различном расстоянии от оси винтовой сваи. Для определения плотности грунта использовался метод режущего кольца. Пробоотборники имели диаметр 69 мм, высоту 53 мм и толщину стенки 2 мм. Влажность грунта определялась методом высушивания до постоянной массы в тех же точках, что и плотность, в лабораторных условиях. Для оценки деформируемости глинистого грунта вокруг ствола винтовой сваи в экспериментах на опытной площадке использовался микропенетрометром MB-2 (рисунок 2.16), который был отградуирован для рассматриваемых грунтовых условий. Граница

деформируемой зоны определялась по совпадению значений плотности грунта с ее природным значением. Изменение плотности в околосвайном массиве грунта представлено на рисунке 2.17. По результатам исследований выявлено незначительное уплотнение глинистого грунта вдоль ствола винтовой сваи на расстояние не более  $0,5 d$  ( $d$  – диаметр ствола сваи). Значение плотности уплотненного глинистого грунта вокруг ствола винтовой сваи составляет  $\rho = 2,00 - 2,05 \text{ г/см}^3$ , а значение плотности для грунта природного сложения равно  $\rho = 1,90 - 1,95 \text{ г/см}^3$ .

Результаты исследований плотности глинистого грунта микропенетрометром на участке между лопастями винтовой сваи показали, что эта характеристики практически не отличаются от характеристик плотности для глинистого грунта природного сложения. В области под нижней лопастью сваи не наблюдается уплотнения грунта и нарушение структурных связей. Это связано с тем, что в процессе погружение к свае прикладывается крутящий момент, а величина вдавливающего усилия незначительна.

Некоторый разброс значений плотности можно объяснить известной неоднородностью глинистых грунтов для территорий Южного Урала.



Рисунок 2.16 – Исследование околосвайного массива грунта вокруг ствола винтовой сваи микропенетрометром MB-2

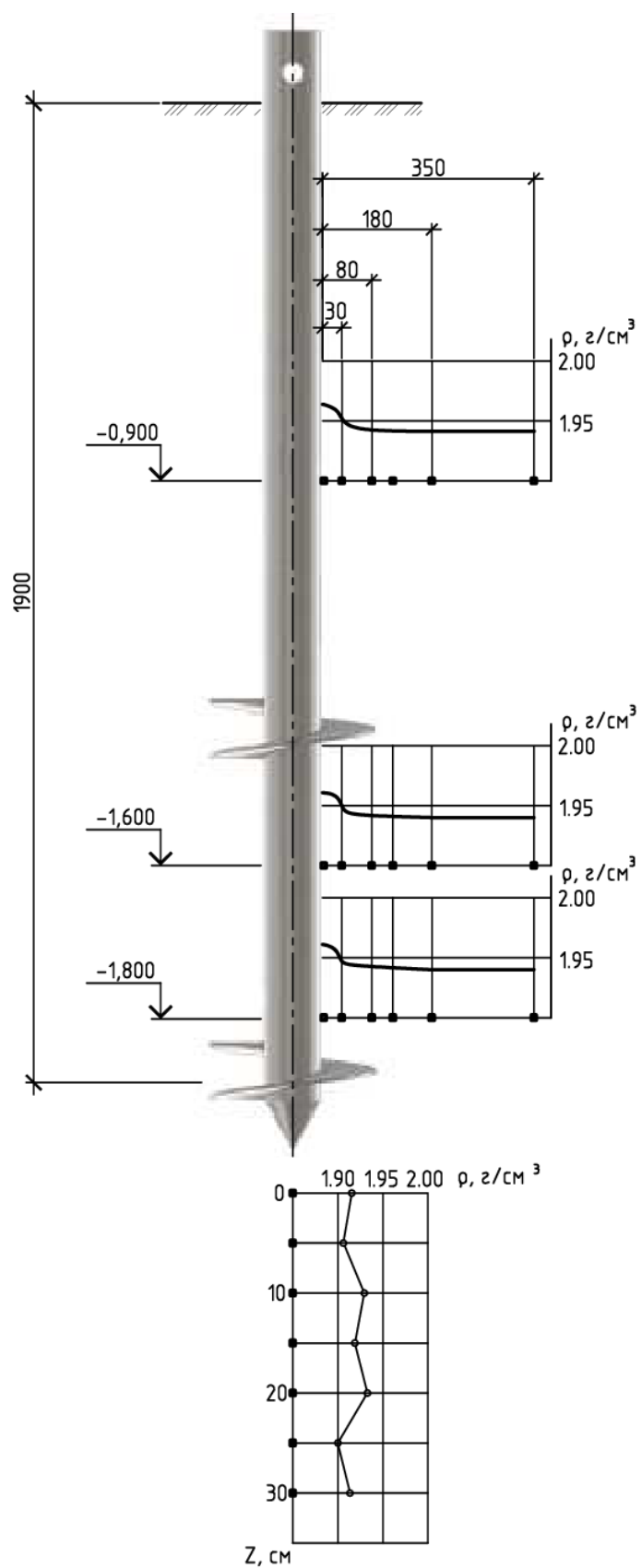


Рисунок 2.17 – Изменение плотности глинистого грунта  $\rho$ , г/см<sup>3</sup> вокруг винтовой сваи

#### **2.3.4. Результаты исследований рационального расстояния между лопастями, устраиваемыми на стволе винтовой сваи**

Из анализа исследований работы многолопастных винтовых анкеров, выполненных зарубежными специалистами [89, 103, 106, 109, 117] следует, что расстояние между лопастями является важным параметром, характеризующим работу свай (анкеров) при действии внешней нагрузки. Особенно актуальным является вопрос о назначении расстояния между лопастями для свай, длиной 2,0 – 3,0 м, как наиболее часто применяемые для малонагруженных быстровозводимых зданий.

Рациональным шагом лопастей является тот, при котором обеспечивается наибольшее включение лопастей в работу и обеспечивает максимальную несущую способность в глинистых грунтах. Если расстояние между лопастями достаточно большое, это приведет к увеличению длины сваи, чтобы избежать устройства лопасти в слое сезонного промерзания, напротив, при меньшем интервале, лопасть будет работать неэффективно, т.к. возможно возникновение «взаимовлияния» лопастей.

Результаты испытаний (первая серия экспериментов) показали, что при расстоянии  $L$  между лопастями  $2,0\text{--}2,5 \cdot D$  обеспечивается наибольшая несущая способность винтовых двухлопастных свай  $F_d$  по грунту. После откапывания винтовых двухлопастных свай и их извлечения было выявлено, что грунт, заключенный между лопастями, приобретает форму «грунтового цилиндра» и начинает работать как единый цельный элемент совместно со стволом сваи, взаимодействуя с окружающим грунтом (рисунок 2.18). Опыты свидетельствуют, что наиболее качественно «грунтовой цилиндр» формируется для свай, имеющих расстояние между лопастями  $L = 2,0\text{--}2,5 D$ . Наличие «грунтового цилиндра» приводит к увеличению площади боковой поверхности винтовой двухлопастной сваи на участке между лопастями и повышению ее несущей способности в целом. При увеличении расстояния  $L$  между лопастями более  $2,5 \cdot D$  меняется характер работы винтовой двухлопастной сваи. Это проявляется в том, что обе лопасти

винтовой двухлопастной сваи начинают работать независимо друг от друга. Грунт на участке между лопастями в этом случае уже не формируется в «грунтовой цилиндр» и не работает как единый цельный элемент совместно со стволом сваи.

По результатам экспериментальных исследований (первая серия экспериментов) был построен график, характеризующий зависимость геометрического параметра  $L/D$  и несущей способности винтовых двухлопастных свай  $F_d$ . При этом экспериментально было выявлено, что наибольшая несущая способность  $F_d$ , равная  $F_d = 63\text{--}64$  кН соответствует параметру  $L/D = 2,0\text{--}2,5$  (рисунок 2.19). Таким образом, было подтверждено, что шаг  $L$  (расстояние  $L$ ) между лопастями является одним из основных геометрических параметров, который характеризует работу винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах [51].



Рисунок 2.18 – Образование грунтового цилиндра в глинистом грунте для сваи с расстоянием  $L = 2,5 D$ , где  $D$  – диаметр лопасти винтовой сваи, м

Снижение несущей способности при интервале, более 2.5 диаметров связано с тем, что «цилиндр» грунта теряет жесткость и утрачивает возможность работать

совместно. Ввиду того, что верхняя лопасть имеет незначительно заглубление (менее  $4D$ ), происходит снижение величины несущей способности сваи в целом. Уменьшение несущей способности по грунту для свай с шагом менее  $2D$  связано, скорее всего, с меньшей площадью боковой поверхности грунта, заключенного между лопастями и некотором взаимовлиянии лопастей в процессе работы. По результатам исследований получен патент на полезную модель [45].

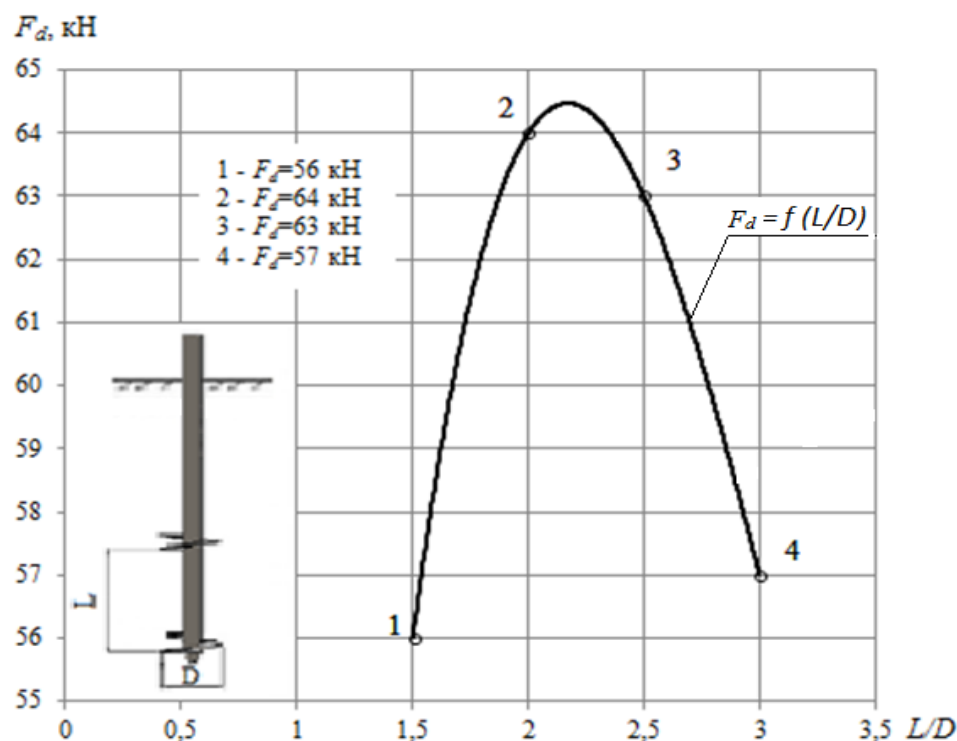


Рисунок 2.19 – Зависимость несущей способности винтовой двухлопастной сваи от параметра  $L/D$  ( $L$ ,  $D$  – соответственно шаг между лопастями и среднее значение их диаметра)

### 2.3.5. Результаты исследований сил трения грунта по стволу винтовой сваи

При строительстве временных и быстровозводимых зданий все большее распространение находят свайные фундаменты на винтовых металлических сваях, изготавливаемых из стальных труб диаметром 0,108 - 0,133 м. Расчеты их несущей способности по боковой поверхности ствола, выполняемых согласно действующим нормам (табл. 7.3 СП 24.13330.2011), базируются на табличных значениях расчетных характеристик. Эти данные табличных значений были получены

профессором Лугой А.А. (1950-1960 гг.) на основании обработки многочисленных результатов испытаний натуральных свай статической вдавливающей нагрузкой (деревянных, железобетонных и др.) с несущей способностью в пределах от 200 до 2500 кН в разнообразных грунтовых условиях [8].

По результатам испытаний винтовой тензосваи в глинистом грунте были построены графические зависимости: осадки (перемещения) сваи  $S$ , мм от прикладываемой нагрузки  $N$ , кН; изменение вдавливающих усилий по длине ствола сваи; изменение сопротивления грунта по боковой поверхности вдоль ствола сваи  $f$  (рисунки 2.20-2.22).

Экспериментально установлено, что несущая способность тензосваи по грунту в рассматриваемых грунтовых условиях составляет  $F_d = 52$  кН (рисунок 2.20). При этом выявлено, что при передаче на сваю внешней нагрузки, вдавливающие усилия в сечениях ствола сваи уменьшаются с глубиной. Например, при вертикальной нагрузке на тензосваю в пределах от 41 до 44 кН усилие в стволе сваи на глубине 0,4 м составляет 42 кН, а на глубине 1,9 м – 37,8 кН. Если же нагрузка на тензосваю составляет 52 кН, то усилие в стволе сваи на глубине 0,4 м составляет 52 кН, а на глубине 1,9 м – 47,8 кН (рисунок 2.20).

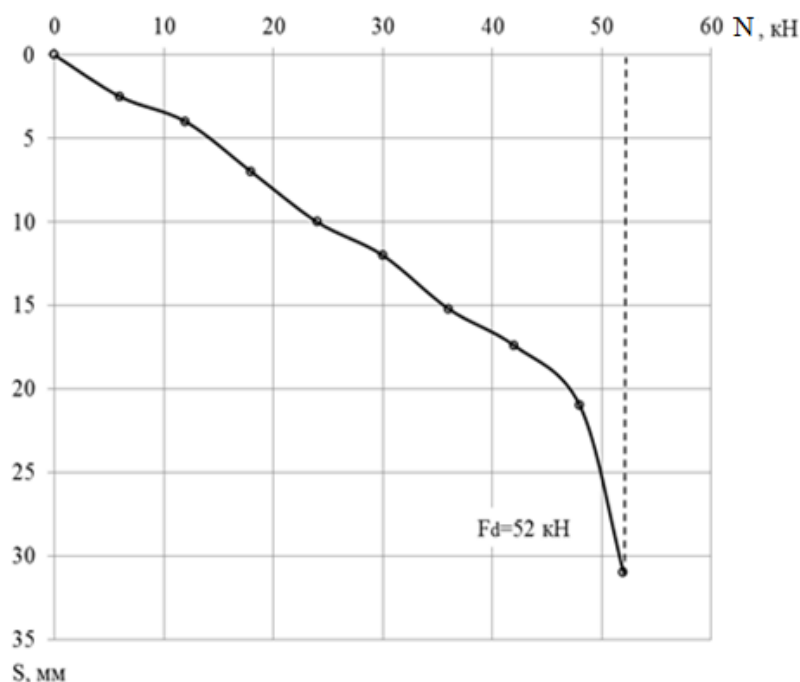


Рисунок 2.20 – Зависимость осадки тензосваи  $S$  от прикладываемой внешней нагрузки  $N$  (данные полевых экспериментальных исследований)

Среднюю величину сопротивления грунта по боковой поверхности на участках между тензомостами  $f_i$  определяли расчетом, как отношение усилий в стволе сваи к площади его боковой поверхности на рассматриваемом участке по методике, описанной в работах [7, 14, 54].

Полученные данные свидетельствуют о том, что максимальное сопротивление грунта по боковой поверхности сваи ( $f=13,8-14,0$  кПа) возникает примерно на глубине от 1,0 до 1,2 м от поверхности и наступает после осадки тензосваи на величину от 1,5 до 2,0 мм.

При дальнейшем увеличении нагрузки, наступает исчерпание несущей способности по боковой поверхности, наблюдается некоторое снижение достигнутых максимальных значений сопротивления грунта по боковой поверхности, что свидетельствует о «проскальзывании» (срезе) грунта (графики № 5-9, рисунок 2.21). Нагрузка, передаваемая через боковую поверхность ствола тензосваи в момент исчерпания ее несущей способности составляет  $N_f=4,8$  кН при общей нагрузке на сваю  $N=24$  кН. Общий характер перераспределения нагрузки между боковой поверхностью и лопастью винтовой тензосваи при возрастании внешней нагрузки  $N$  представлен в таблице 2.3. Часть нагрузки, передающуюся через лопасть сваи  $N_R$ , определялась как разница между величиной общей нагрузки  $N$ , прикладываемой к свае и нагрузкой, воспринимаемой грунтом по боковой поверхности ствола винтовой сваи  $N_f$ .

Анализируя полученные данные, можно отметить, что на начальном этапе нагружения сваи, нагрузка перераспределяется между стволом сваи и лопастью практически равномерно, однако при возрастании нагрузки отношение  $N/N_f$  резко снижается, что говорит о включении в работу лопасти сваи и исчерпании несущей способности тензосваи по боковой поверхности  $F_{df}$  уже на первых ступенях нагрузки (при  $N=24$  кН), дальнейшее увеличение нагрузки происходит только за счет работы нижней лопасти сваи. При достижении сваей нагрузки, соответствующей ее несущей способности по грунту  $N=F_d$ , доля нагрузки  $N_f/N$ , воспринимаемая боковой поверхностью сваи, составляет не более 10%. Таким образом, для винтовых металлических однолопастных свай экспериментально установлено, что при вдавливающих нагрузках роль работы ствола сваи не



оказывает существенного влияния на величину ее несущей способности в глинистых грунтах [31].

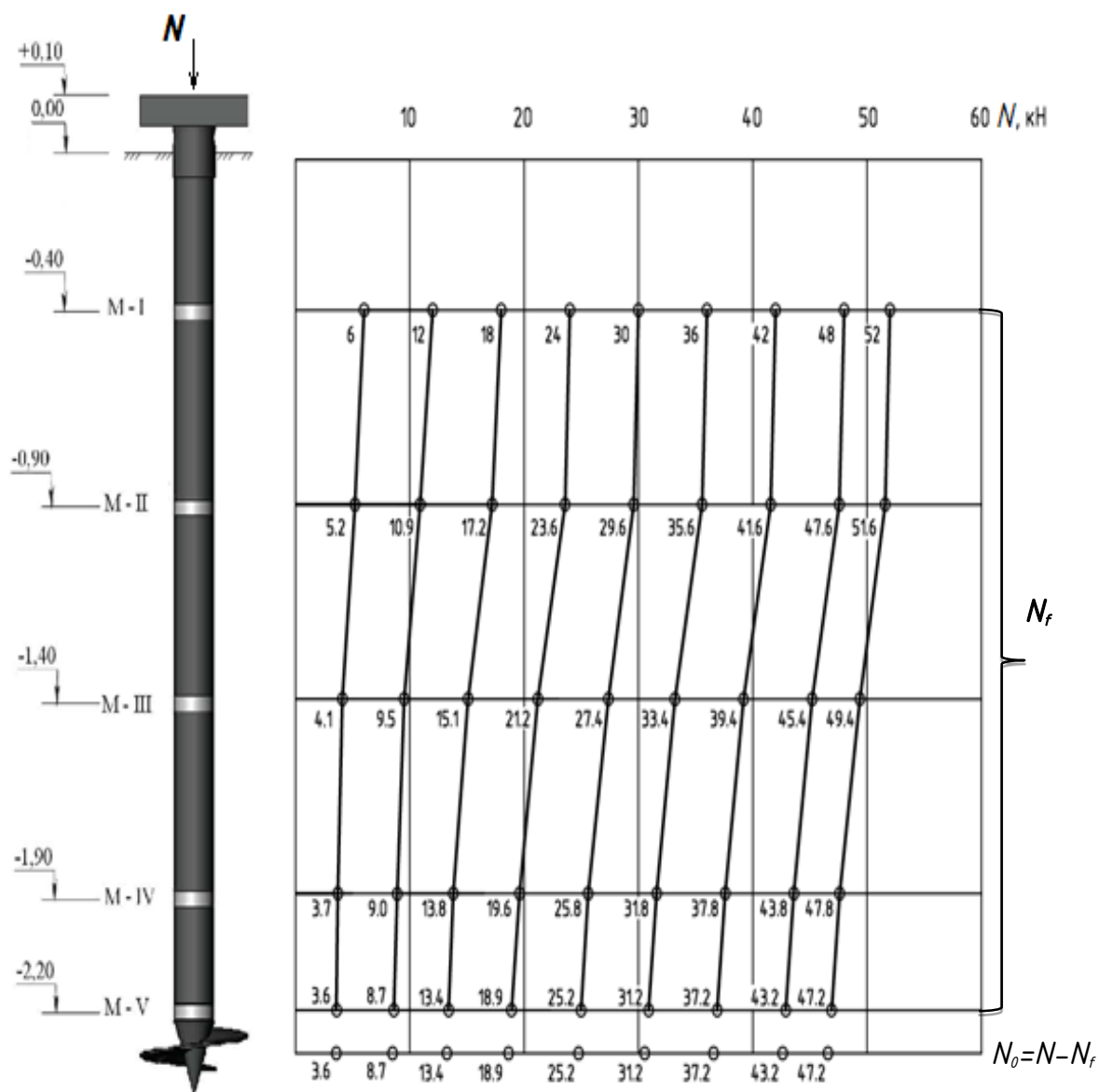


Рисунок 2.21 – Распределение вдавливающих усилий по длине ствола тензосваи при ее нагружении

Необходимо отметить, что при нарушении технологии при устройстве винтовых свай, особенно в глинистых грунтах полутвердой, твердой консистенции, при отклонениях сваи в горизонтальном направлении в процессе установки происходит образование полостей и зазоров что дополнительно снижает несущую способность винтовой сваи по ее боковой поверхности.

Если оценить несущую способность по боковой поверхности ствола тензосваи  $F_{df}$  расчетом, согласно действующим нормативным документам (СП

24.13330.2011), получим значение, равное 16,0-16,5 кН, которое превышает примерно в 3,3 раза значение, установленное экспериментальным путем ( $N_f = F_{df} = 4,8$  кН). Из расчета по нормам следует, что вклад работы ствола составляет 30–40 % от значения несущей способности сваи по грунту, что существенно завышает роль сопротивления грунта по ее боковой поверхности в формировании общей несущей способности.

Таблица 2.3 – Общий характер перераспределения нагрузки  $N$  между боковой поверхностью ствола сваи и лопастью в процессе работы тензосваи

Внешняя нагрузка $N$ , кН	6,0	12,0	18,0	24,0	$N = F_d = 52,0$
$N_f/N$ , где $N_f$ – нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью ствола тензосваи	0,4	0,28	0,26	0,21	0,09
$N_R/N$ , где $N_R$ – нагрузка, воспринимаемая нижней лопастью тензосваи	0,6	0,72	0,74	0,79	0,91

Несоответствие экспериментальных и расчетных значений сил сопротивления грунта, на наш взгляд связано с тем, что в отечественной нормативной литературе расчетные значения, которые применяются для определения сопротивления грунта по стволу винтовых свай малых диаметров, основаны на табличных значениях (табл. 7.3 СП24.13330.2011), полученных для железобетонных свай, погружаемых забивкой. Известно, что на боковой поверхности железобетонных свай, изготавливаемых на бетонах из щебня крупной фракции, в процессе забивки в глинистый грунт образуется слой из сильно уплотненного грунта («грунтовая рубашка»), который начинает работать совместно со свайей [55]. Сопротивление сдвигу сильно уплотненного грунта «рубашки» гораздо выше сопротивления грунта природного сложения, за счет значительных радиальных напряжений, возникающих в процессе установки. Очевидно, что в случае погружения металлических свай небольшого диаметра ввинчиванием, условия формирования значительных радиальных напряжений вокруг ствола сваи отсутствуют (внедрение ствола сваи небольшого диаметра не

вызывает значительного вытеснения грунта в стороны), что и определяет низкие значения сил сопротивления грунта по боковой поверхности ствола винтовых металлических свай, отмеченные в экспериментах [31].

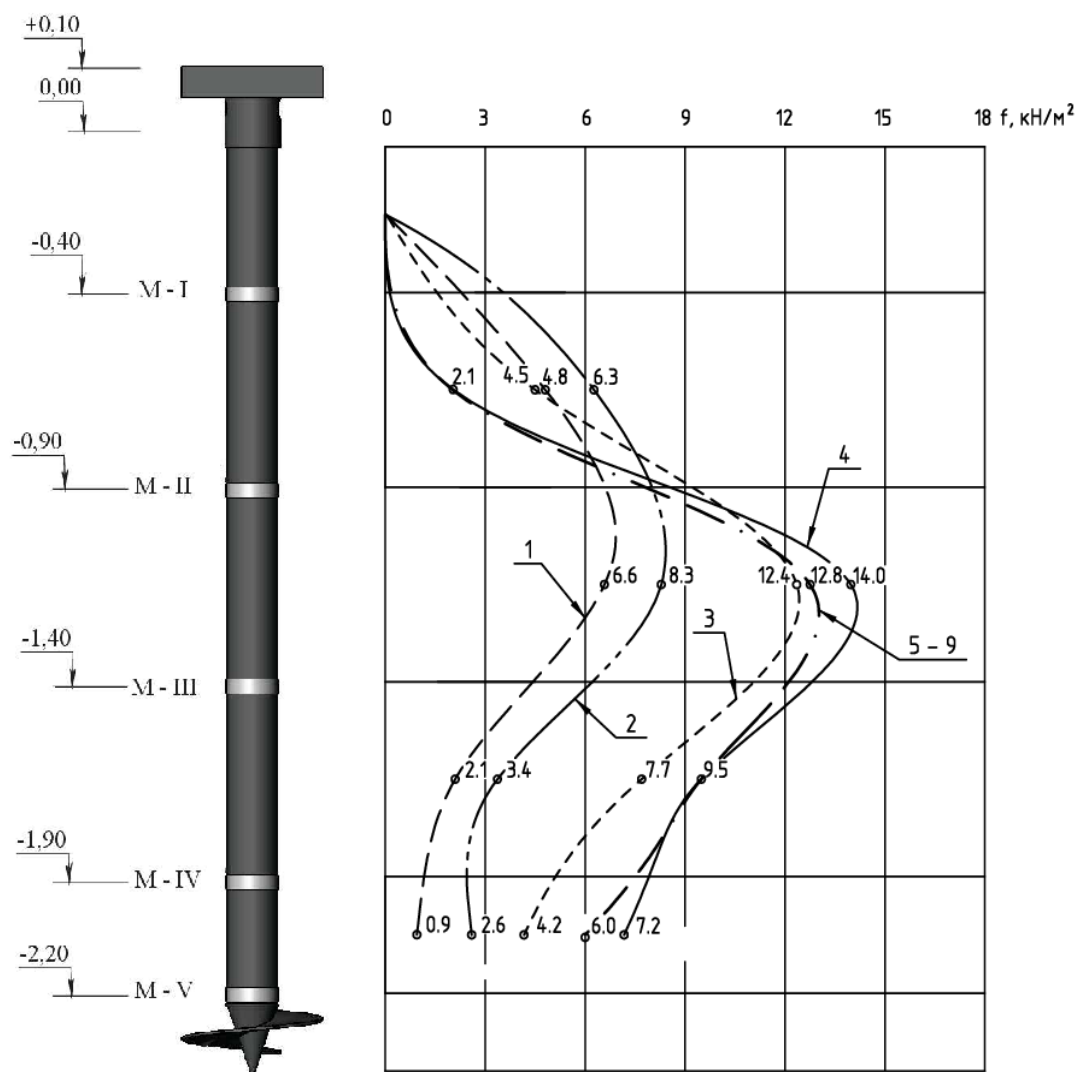


Рисунок 2.22 – Распределение сопротивления грунта  $f$  по боковой поверхности ствола тензосвай: 1- при нагрузке 6 кН; 2- при нагрузке 12 кН; 3- при нагрузке 18 кН; 4- при нагрузке 24 кН; 5-9 - для последующих ступеней нагрузок

Многие зарубежные исследователи при оценке несущей способности ствола свай различных конструкций [106, 117, 119] предлагают учитывать понижающий коэффициент (коэффициент адгезии  $\alpha < 1$ ), учитывающий снижение сил сопротивления по боковой поверхности в диапазоне значений от 0,3 для грунтов твердой до 0,8 – текучей консистенции. Коэффициент  $\alpha$  зависит также от числа

пластичности и коэффициента переуплотнения грунта ( $OCR$ ), а также материала ствола свай.

### **2.3.6. Результаты полевых экспериментальных исследований несущей способности винтовых свай с одной и двумя лопастями, их анализ и обобщение**

Конструктивное решение винтовой двухлопастной свай, обеспечивающее наибольшее значение несущей способности (с расстоянием  $L$  между лопастями, равным  $2,0 D$ ), было использовано в серии экспериментов, где одновременно (параллельно) проводились испытания винтовой однолопастной свай.

По результатам параллельных испытаний (вторая серия экспериментов) натурных винтовых свай (однолопастной и двухлопастной) в глинистом грунте и их обобщения были построены графические зависимости осадки (перемещения) от прикладываемой нагрузки («осадка-нагрузка»). В экспериментах с винтовой однолопастной сваей за несущую способность (частное значение предельного сопротивления)  $F_d$  принимали нагрузку, предшествующую ее срыву, который характеризовался интенсивным ростом осадки  $S$ , не затухающей во времени. В экспериментах с винтовой двухлопастной сваей за несущую способность свай  $F_d$  принимали нагрузку, под действием которой свая получала осадку  $S$ , равную 30 мм (как было предусмотрено программой испытаний). Как показали проведенные экспериментальные исследования (вторая серия экспериментов) для винтовых однолопастных свай в глинистом грунте значение несущей способности составило  $F_d = 48$  кН, а для двухлопастных свай  $F_d = 64$  кН (рисунок 2.23). Таким образом, полученные результаты свидетельствуют, что в глинистых грунтах при устройстве второй лопасти ( $L/D = 2,0-2,5$ ) происходит увеличение несущей способности винтовой двухлопастной свай на 25 - 30% по сравнению с несущей способностью свай с одной лопастью [52].

Как отмечает Пономарев А.Б. [54] несущая способность свайных фундаментов должна определяться на основе данных о предельно допустимых осадках оснований и фундаментов для соответствующих зданий и сооружений. Поэтому, если бы несущая способность винтовой двухлопастной сваи оценивалась при достижении осадки равной 40 мм (например для зданий, в которых не возникают усилия от неравномерных осадок), то нагрузка на сваю при этом была бы близка к 70 кН (рисунок 2.23). Соответственно, несущая способность двухлопастной сваи оценивалась бы на 42 % больше, по сравнению с однолопастной сваей.

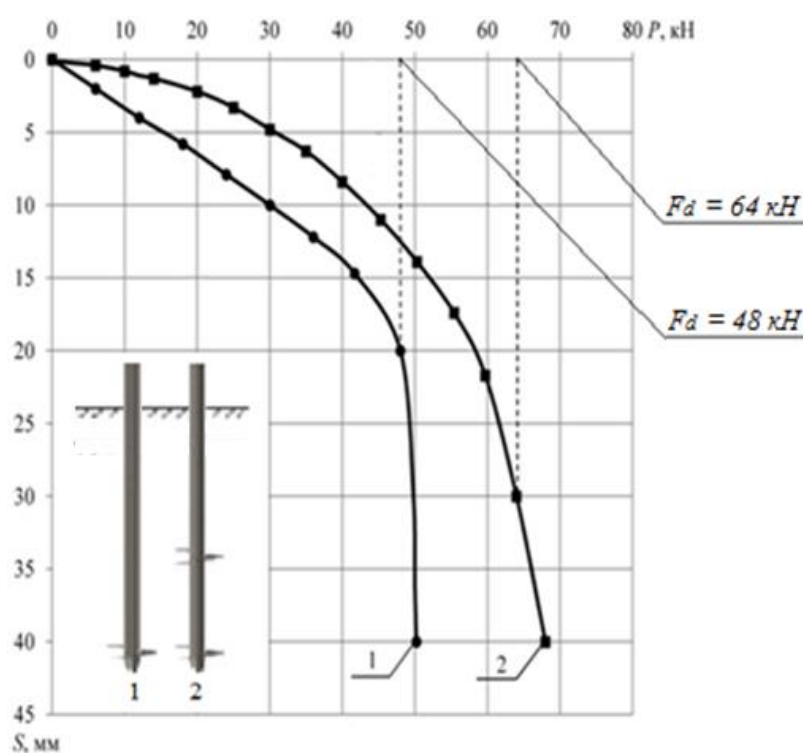


Рисунок 2.23 – Графики осадок винтовых металлических натурных свай, установленные по результатам полевых экспериментальных исследований: 1, 2 – соответственно, для свай с одной и двумя лопастями

## 2.4. Выводы по главе 2

1. Экспериментально подтверждено, что конструктивное решение двухлопастной винтовой сваи (вариант 3), с расположением нижней лопасти на

цилиндрическом стволе является наиболее рациональной конструкцией в глинистом грунте.

2. Экспериментальные исследования свидетельствуют об эффективности работы винтовых металлических двухлопастных свай в глинистых грунтах, используемых для устройства фундаментов быстровозводимых временных зданий. При этом подтверждено, что одним из основных геометрических параметров, характеризующих работу винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах, является расстояние  $L$  между лопастями. При длине натуральных винтовых свай не более 3,0 м, диаметре ствола 0,108 м и диаметре лопастей 0,3 м рациональное расстояние  $L$  между лопастями в глинистых грунтах составляет 2,0-2,5 диаметра лопасти.

3. Из результатов полевых экспериментальных исследований установлено, что в глинистых грунтах несущая способность винтовых двухлопастных свай длиной 2,0 м и диаметром лопасти 0,3 м на 25 - 30% больше по сравнению с винтовыми однолопастными сваями с аналогичными геометрическими размерами.

4. Установлено, что в глинистом грунте при испытании натуральных винтовых однолопастных свай уже при осадках более 15-20 мм наблюдается увеличение интенсивности роста осадок, что характерно для их «срыва». При испытании аналогичных винтовых двухлопастных свай в глинистом грунте признаки их «срыва» не наблюдаются до нагрузок, соответствующих осадкам свай  $S=30\text{мм}$  и более.

5. Результаты экспериментальных исследований показали, что в глинистых грунтах несущая способность винтовой однолопастной сваи по боковой поверхности ствола  $F_{df}$  не превышает 10% от величины ее общей несущей способности  $F_d$ . Из этого следует, что повышение несущей способности винтовой однолопастной сваи за счет увеличения диаметра ее ствола нельзя считать эффективным способом. Наиболее эффективным способом повышения  $F_d$  является устройство на стволе винтовой сваи второй дополнительной лопасти.

6. Расчеты несущей способности винтовой однолопастной сваи по ее боковой поверхности  $F_{df}$  в глинистом грунте показывают, что их расчетные

значения по СП 24.13330-2011 в 3–4 раза больше данных, установленных экспериментально. Поэтому существующие инженерные методы расчета несущей способности винтовых однолопастных свай нуждается в совершенствовании.

7. Процесс установки винтовых двухлопастных свай не приводит к нарушению структурных связей, а незначительное изменение плотности отмечено только вдоль ствола сваи и вызвано действием радиальных напряжений при внедрении ствола винтовой сваи. Установлено, что на боковой поверхности винтовой металлической сваи практически не образуется слой из уплотненного грунта.

8. Выявлено, что в глинистом грунте при ввинчивании и нагружении винтовой двухлопастной металлической сваи на участке между лопастями нарушения структуры грунта не происходит (не отмечено снижения  $\rho$ , г/см<sup>3</sup>). Это связано с рациональным конструктивным решением винтовых двухлопастных свай и технологией их ввинчивания. Шаг лопастей при этом кратен расстоянию между ними и при ввинчивании верхняя лопасть повторяет траекторию ввинчивания нижней лопасти, не разрыхляя грунт между ними.

### **ГЛАВА 3. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ВИНТОВЫХ ДВУХЛОПАСТНЫХ СВАЙ В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ И ОЦЕНКА ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ**

#### **3.1. Характеристика программного комплекса, используемого для исследования работы винтовых двухлопастных свай**

Для численного исследования работы винтовых свай был использован лицензионный программный комплекс MIDAS GTS NX, который разработан специалистами компании MIDAS IT (*MIDAS Information Technology Co., Ltd.*), основанной в 1989 г. в Республике Корея [42] (лицензионное соглашение приведено в приложении А). Программный комплекс MIDAS GTS NX (далее ПК *Midas*) разработан специально для применения в области геотехники и тоннелестроения. В настоящее время данный ПК широко применяется в странах средней Азии, Японии и Европе при проектировании уникальных объектов гражданского, промышленного и транспортного строительства. Комплекс позволяет моделировать плоские, осесимметричные и трехмерные задачи взаимодействия сооружений с грунтовым массивом. Программный комплекс реализует метод конечных элементов и состоит из информационной и вычислительной частей. С мая 2011 года по декабрь 2012 года специалистами предприятия ООО "Подземпроект" (г. Москва) под руководством академика РААСН Ильичева В.А. выполнена его верификация [12].

Информационная часть ПК – содержит описания используемых типов элементов, моделей материалов, справочную систему. Вычислительная часть ПК представляет собой набор модулей (процессоров), среди которых выделяют препроцессор – модуль подготовки исходных данных, вычислительный процессор – *solver*, постпроцессор – средство визуализации и анализ результатов расчета.



ПК *Midas* поддерживает все основные типы расчетов оснований и геотехнических объектов, включая статический (линейный и нелинейный расчеты), динамический (модальный анализ, расчеты на сейсмические воздействия) расчеты, а также расчеты установившейся и неуставившейся фильтрации.

Расчет в ПК практически полностью автоматизирован и основан на устойчивых численных методах [12, 42]. Комплекс отличается быстроедействием и удобным интерфейсом при вводе информации и чтении результатов. При подготовке исходных данных в *Midas* предусмотрены следующие возможности:

1) совместимость с пакетами *САПР* (*AutoCad*, *SolidWorks*, - системами), а также наличие встроенных функций по автоматизации процессов и созданию сложной геометрии. Это позволяет существенно сократить время на подготовку сложных (с геометрической точки зрения) расчетных схем, так как геометрическая модель может быть построена с помощью встроенного инструментария или передана из внешнего *CAD*-пакета;

2) автоматизация при генерации сеток конечных элементов (КЭ) на областях любой формы, а также наличие функций автоматической проверки качества сетки КЭ, позволяющие выполнять детальные геотехнические расчеты в трехмерной постановке;

3) обширная библиотека КЭ включающая множество различных типов элементов, имеющих практическую классификацию для моделирования оснований, конструкций, свай, связей, интерфейсов;

4) автоматическое задание основных граничных условий.

К достоинствам рассматриваемого программного комплекса можно отнести большой выбор моделей грунта, позволяющих моделировать поведение песчаных, глинистых и скальных грунтов.

Наибольшее распространение на сегодняшний день получили упругопластические модели грунтов ввиду того, что теория пластического течения дает наиболее простое описание процесса деформирования при сложных путях нагружения. Уравнения, описывающие поведения грунта записываются в

дифференциальной форме. Полное приращение деформации складывается из упругих и пластических приращений:  $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon^e_{ij} + d\varepsilon^p_{ij}$ . Независимые от времени, упругие и пластические приращения деформаций действуют независимо друг от друга. Эта предпосылка является общепринятой в теории пластичности.

В работах, посвященных обзору упругопластических моделей грунтов [66, 71, 76] отмечается, что наиболее совершенный класс упругопластических моделей грунта для описания пластических деформаций на различных траекториях нагружения представляют модели, в которых вводятся два независимых механизма пластической деформации. Первый механизм приводит к пластическому сдвигу и дилатантному изменению объема, а второй – к пластическому изменению объема при гидростатическом сжатии.

К данному классу моделей относится – упругопластическая модель с изотропным упрочнением. Рассматриваемая модель разработана профессором Вермейером (*Vermeer P.A.*) и впервые реализована в ПК *PLAXIS* под названием «модель упрочняющегося грунта» (*Hardening Soil*) [64]. В ПК *Midas* данная модель вошла под названием «модифицированная модель Мора – Кулона» (*Modified Mohr-Coulomb Model*) (рисунок 3.1).

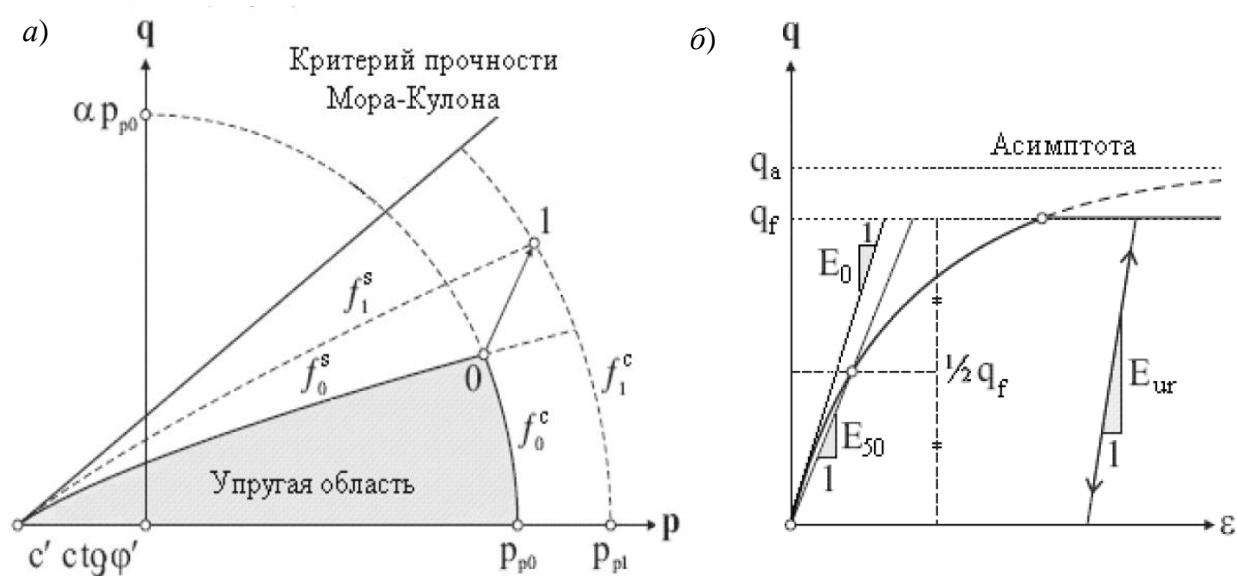


Рисунок 3.1 – Поверхность текучести модели упрочняющегося грунта (а) и гиперболическое отношение между напряжениями и деформациями при первичном нагружении (б)

В отличие от идеальной упругопластической модели, поверхность текучести не зафиксирована в пространстве главных напряжений и может расширяться в ходе пластического деформирования. Модель более точно, по сравнению с моделями идеальной пластичности, описывает деформации грунтового массива, за счет того, что вводится несколько параметров жесткости грунта, зависящие от уровня действующего напряжения и траектории нагружения. Модель широко применяется в практических расчетах для моделирования поведения грунта при его экскавации, при устройстве подпорных стен и проходке туннелей, а также для расчета свайных фундаментов. Ограничения модели: неспособность учесть явления анизотропии прочности и жесткости, ползучести и длительной прочности, непригодность для моделирования динамических процессов [58]. Ввиду указанных преимуществ, связанных с возможностью более достоверно моделировать поведение песчаных и глинистых грунтов при сложных траекториях нагружения, рассматриваемая модель принята в дальнейших численных исследованиях.

Модифицированная модель грунта Мора – Кулона (*Modified Mohr-Coulomb*) для описания пластических сдвиговых и объемных деформаций включает две функции текучести для девиаторного  $f^s$  и изотропного  $f^c$  нагружений, соответственно (рисунок 3.1 а). В модели реализовано два независимых механизма описания упрочнения при сдвиге и упрочнения при сжатии. Деформирование грунта по траектории девиаторного нагружения аппроксимируют гиперболой (рисунок 3.1 б), уравнение которой имеет вид:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q / q_a}, \text{ для } q < q_f, \quad (3.1)$$

где  $\varepsilon_1$  – вертикальная деформация;

$E_i$  – модуль жесткости по результатам трехосных испытаний;

$q$  – девиаторное напряжение;

$q_a$  – асимптотическое значение прочности при сдвиге (рисунок 3.1 б);

$R_f$  – коэффициент разрушения;  $q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \cdot \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$  –

предельное девиаторное напряжение.

Упрочнение при сдвиге характеризуется возрастанием прочностных показателей в результате первичного девиаторного деформирования. Последовательное положение поверхности текучести в ходе сдвигового упрочнения изображено на рисунке 3.2. [86]. Поверхность текучести по мере деформирования расширяется до предельной поверхности Мора-Кулона. Упрочнение при сжатии характеризуется возрастанием жесткости грунта по мере его объемного уплотнения.

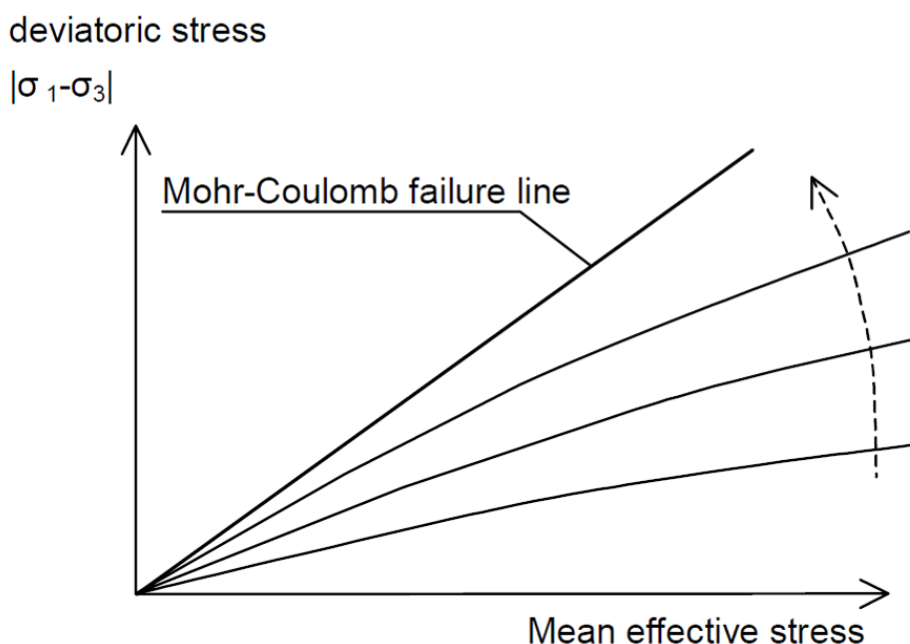


Рисунок 3.2 – Положение поверхности текучести при сдвиговом упрочнении

Область, ограниченная на рисунке 3.1 *a* поверхностями текучести двух типов, представляет собой зону упругого поведения грунта, независимо от направления изменения напряженного состояния. При выходе напряжений на тот или иной участок поверхности текучести возникают пластические деформации.

Рассматриваемая модель упрочняющегося грунта описывается большим числом параметров, чем, например, хорошо известная модель Мора-Кулона. Экспериментальное определение модели грунта с упрочнением требует применения приборов трехосного сжатия, что на практике не всегда возможно. Однако в научно-технической литературе [58, 64, 86, 87, 115] уже накоплен

определенный опыт экспериментального определения этих параметров для различных грунтов.

По умолчанию в ПК *Midas* для некоторых параметров модели приводятся типовые их значения. Таким образом, для работы с рассматриваемой моделью грунта достаточно иметь их характеристики, которые определены в компрессионных и сдвиговых приборах. Параметры грунта, необходимые для описания модели сведены в табличную форму (таблица 3.1).

Таблица 3.1 – Перечень параметров для модели Modified Mohr-Coulomb

Обозначение	Название	Единицы измерения
<b>Параметры прочности:</b>		
$c$	Сцепление	кН/м <sup>2</sup>
$\varphi$	Угол внутреннего трения	град.
$\psi$	Угол дилатансии (по умолчанию $\psi=0$ )	град.
<b>Параметры жесткости:</b>		
$E_{50}^{ref}$	Секущий модуль трехосного испытания в консолидированно-дренированных условиях	кН/м <sup>2</sup>
$E_{oed}^{ref}$	Касательный модуль первичной компрессии (по умолчанию $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ )	кН/м <sup>2</sup>
$E_{ur}^{ref}$	Модуль упругости при разгрузке	кН/м <sup>2</sup>
$m$	Показатель степенной зависимости жесткости от уровня напряжений	-
$\nu$	Коэффициент Пуассона	-
<b>Дополнительные параметры:</b>		
OCR	Коэффициент переуплотнения	-
KNC	Коэффициент бокового давления грунта	-
$R_f$	Предельное соотношение $q_f/q_a$ (по умолчанию $R_f=0,9$ );	-
$\sigma_{tension}$	Прочность на растяжение (по умолчанию $\sigma_{tension}=0$ )	кН/м <sup>2</sup>
$p^{ref}$	Опорный уровень давления (по умолчанию 100 КПа)	кН/м <sup>2</sup>

### 3.2. Методика численных исследований работы винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах

Основной задачей проведения численного моделирования являлось сопоставление несущей способности винтовых свай, полученных по результатам полевых экспериментальных исследований и изложенных во второй главе с результатами численных исследований. Работ по изучению напряженно-деформированного состояния винтовых свай в глинистых грунтах выполнено ограниченное количество, большинство работ посвящено оценке несущей

способности винтовых свай (анкеров) в несвязных грунтах [97, 98, 99, 111, 114, 118]. Характер распределения напряжений и перемещений в грунтовом массиве позволяет установить или подтвердить схему взаимодействия винтовой сваи с глинистым грунтом, поэтому данные численные исследования являются актуальными.

Для создания расчетной схемы в ПК *Midas* были использованы исходные данные и параметры, соответствующие реальным условиям статических испытаний винтовых свай. Процесс установления параметров грунта для численного моделирования является важнейшей составляющей обеспечения качества оценки напряженно деформированного состояния грунтового массива.

Расчетные параметры грунта принимались на основе геологических данных для слоя глины полутвердой консистенции взаимодействующей с винтовыми сваями. Для назначения параметров жесткости (касательного модуля первичной компрессии  $E_{oed}^{ref}$ , модуля при разгрузке  $E_{ur}$ , показателя степени  $m$ ,  $OCR$ ) была проведена расширенная обработка данных лабораторных определений деформируемости глинистых грунтов по результатам компрессионных испытаний в соответствии с методикой, изложенной в работе [59].

На рисунке 3.3 приведен пример определения характеристик  $E_{oed}^{ref}$  и  $E_{ur}^{ref}$  при компрессионных испытаниях, а в таблице 3.2 представлен результат вычисления параметра  $m$ .

Таблица 3.2 – Определение параметра  $m$  по результатам компрессионных испытаний

Напряжение $\sigma_1'$ , кН/м <sup>2</sup>	Модуль упругости $E_{oed}^{ref}$ = $\Delta\sigma/\Delta\varepsilon$ , МПа	Параметр $m$
100	0,05/0,006=8,33	$E = E^{ref} \left( \frac{c' \cos \varphi' + \sigma_1' \sin \varphi}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$
250	0,05/0,0043=11,62	$11,62 = 8,33 \left( \frac{64 \cos 18^\circ + 250 \sin 18^\circ}{64 \cos 18^\circ + 100 \sin 18^\circ} \right)^m$ <b><math>m \sim 0,8</math></b>

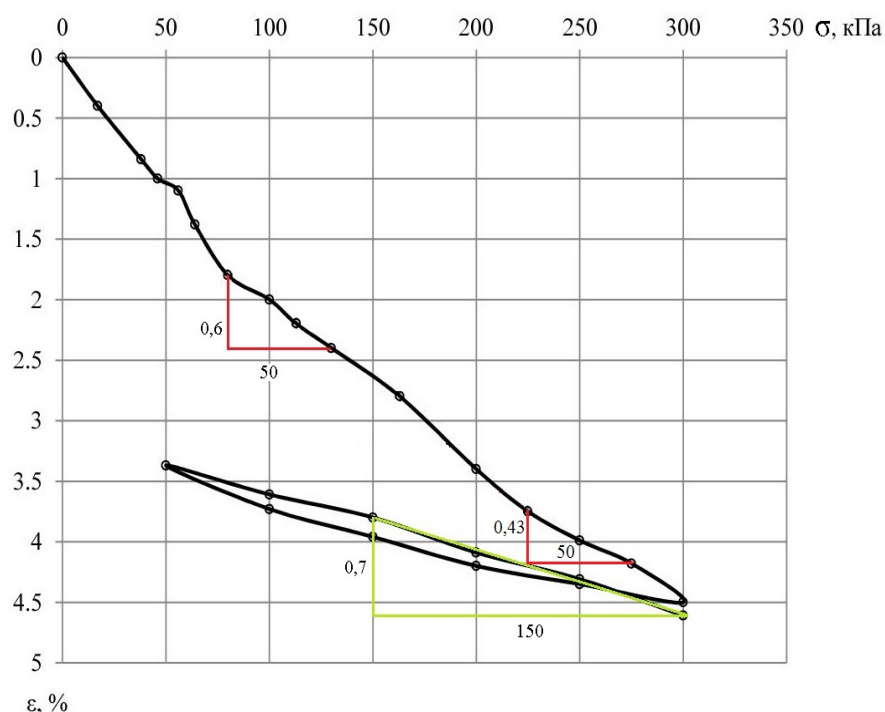


Рисунок 3.3 – К определению параметров жесткости модели упрочняющегося грунта

Секущий модуль стандартного трехосного дренированного испытания  $E_{50}^{ref}$  принимался равным  $E_{oed}^{ref}$  в соответствии с рекомендациями авторов модели. Коэффициент переуплотнения грунтов ( $OCR$ ) определялся как отношение давления предварительного уплотнения  $\sigma_p$  к природному (бытовому) давлению  $\sigma_{zq}$ , испытываемому в данный момент времени:

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{zq}} = \frac{0,057 \text{ МПа}}{0,038 \text{ МПа}} = 1,5 \quad (3.2)$$

Многими исследователями [38, 58, 64, 73, 74, 75, 87] отмечается, что характеристика предварительного уплотнения грунтов играет важную роль при оценке напряженно-деформированного состояния грунтового массива. Не учет этого фактора может приводить к ошибкам при определении перемещений и деформаций.

Давление предуплотнения или структурная прочность  $\sigma_p$  – максимальное давление, которое испытал грунт при предыдущем нагружении (*preconsolidation stress*) определялось по известному методу *Казагранде А.* на компрессионной кривой, перестроенной в полулогарифмической шкале.

Коэффициент Пуассона  $\mu$ , принимался по рекомендациям Н.А. Цытовича [69], как для глин и суглинков равным 0,1–0,15. Такой диапазон значений  $\mu$  также подтверждается экспериментальными данными, приведенными в работах для глинистых элювиальных грунтов [74–76].

Для определения коэффициента бокового давления грунта ( $K_0$ ) (отношение горизонтального эффективного напряжения  $\sigma_{xq}$  к вертикальному  $\sigma'_{zq}$  при отсутствии горизонтальных деформаций  $\varepsilon_h=0$ ) нами использовано эмпирическое уравнение, предложенное Широковым В.Н. [76], учитывающее увеличение горизонтальных напряжений для переуплотненных глинистых грунтов Челябинской области:

$$K_0 = 1,2 \cdot (1 - \sin \varphi), \quad (3.3)$$

где  $\varphi$  – значение угла внутреннего трения.

Параметры прочности грунта ( $\varphi$  и  $c$ ) приняты по результатам испытаний грунта методом одноплоскостного среза.

Таким образом, установлены следующие значения параметров модели: удельный вес  $19,4 \text{ кН/м}^3$ ; касательный модуль первичной компрессии  $E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} = 8,3 \text{ МПа}$ , модуль упругости при разгрузке - вторичном нагружении  $E_{ur}^{ref} = 21 \text{ МПа}$ , степень нелинейности кривой  $m=0,8$ ,  $OCR=1,5$ , коэффициент Пуассона  $\mu=0,15$ ,  $K_0=0,8$ ; сцепление  $c_{ref}=0,041 \text{ МПа}$ , угол внутреннего трения  $\varphi$  ( $\phi$ ) =  $16,7^\circ$ ; угол дилатансии  $\psi=0^\circ$ .

Оставшиеся значения дополнительных параметров модели ( $R_f$ ,  $\sigma_{tension}$ ,  $p^{ref}$ ) были приняты в программе по умолчанию.

Геометрия расчетных моделей винтовых свай создавалась в среде *SolidWorks* с последующим импортом в расчетную схему ПК *Midas* при помощи *CAD*-интерфейсов, что позволяет учесть геометрию лопастей (шаг лопастей) для повышения точности расчета (рисунок 3.4). В зарубежных работах, посвященных численному исследованию работы винтовых свай и анкеров [90, 98, 99, 111, 114] лопасти принимаются в виде плоских дисков, что, на наш взгляд, несколько снижает качество расчетов.

Параметры свай приведены в таблице 3.3. В качестве модели материала сваи



принималась упругая модель. Моделирование выполнялось в трехмерной постановке в ПК *Midas* для двухлопастных и однолопастных свай. Для моделирования массива грунта была составлена геометрическая модель размерами  $3 \times 3 \times 6(h)$ , которая разбивалась на трехмерные шестигранные конечные элементы с линейной функцией формы.

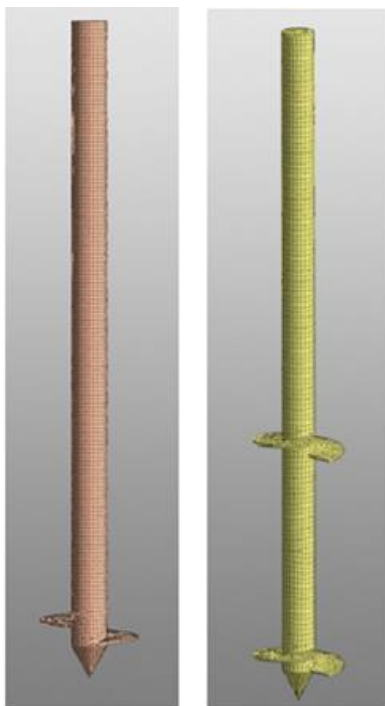


Рисунок 3.4 – Компьютерные 3d-модели винтовых свай: 1 – с одной; 2 – с двумя лопастями

Таблица 3.3 – Геометрические и физические параметры винтовых свай

№ п/п	Параметры свай	Значение
1	Длина свай	2,0 м
2	Диаметр ствола	$d=0,108$ м
3	Диаметр лопасти	$D=0,3$ м
4	Расстояние между лопастями (для двухлопастной свай)	$2D = 0,6$ м
4	Материал	сталь
5	Модуль упругости стали	$2,1 \text{ E}+005$ МПа
6	Плотность стали	$7,85 \text{ т/м}^3$
7	Коэффициент Пуассона стали	0,3

В работе [12] отмечается, что использование данных элементов является

более предпочтительным, так как обеспечивает получение более точных результаты для напряжений и перемещений, чем при использовании тетраэдров.

На рисунках 3.5 и 3.6 изображена расчетная схема с разбиением на конечные элементы. Модель сваи заглублена в полутвердую глину на 1,9 м, как было и при реальном статическом испытании. В местах максимальной концентрации напряжений и значительных перемещений, сетка конечных элементов имела более мелкое разбиение, для повышения точности расчета (рисунок 3.5 и 3.6).

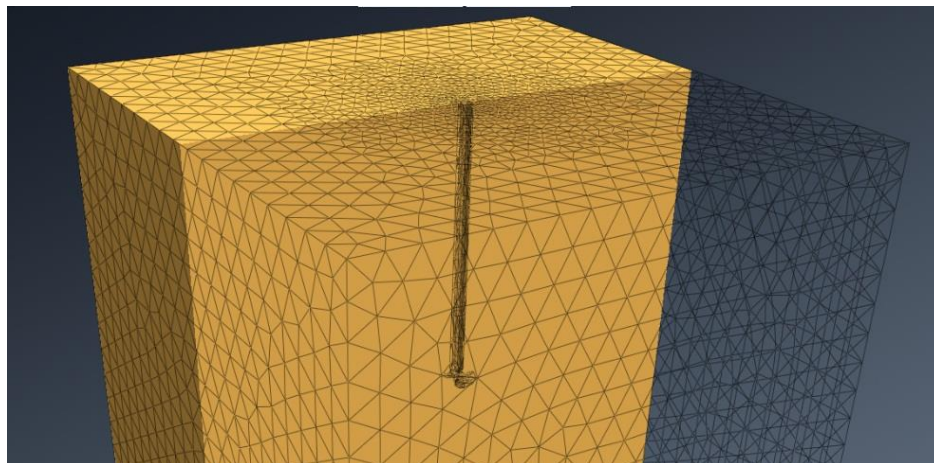


Рисунок 3.5 – Расчетная конечно-элементная схема для исследования работы винтовой однолопастной сваи

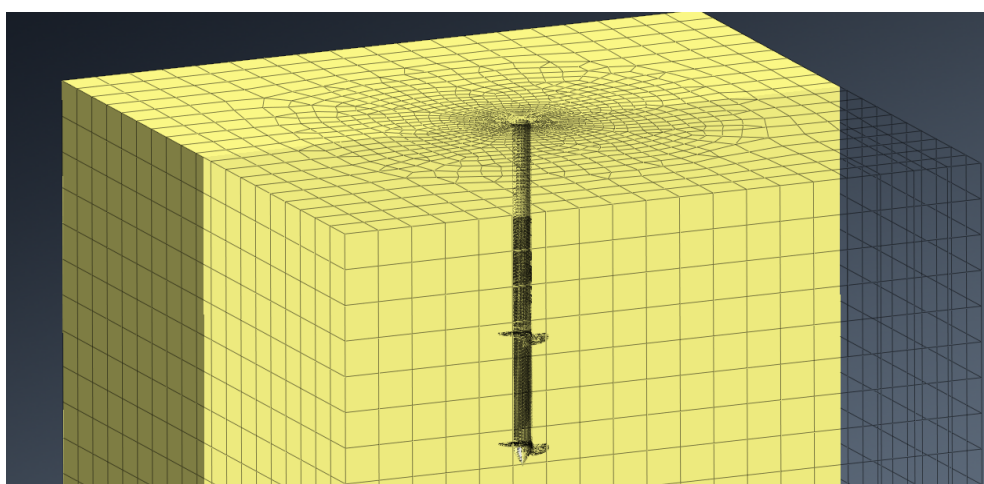


Рисунок 3.6 – Расчетная конечно-элементная схема для исследования работы винтовой двухлопастной сваи

Граничные условия для перемещений были следующие:

- скользящая заделка для всех вертикальных граней, ограничивающих

расчетную область ( $x=0, y=0$ );

- заделка ( $x=0, y=0, z=0$ ) нижней части конечно-элементной сетки

Для задания контактной поверхности между стволом винтовой сваи и грунтом использовались интерфейсные конечные элементы. Для задания контактного трения, необходимо указать коэффициент  $R$  (*strength reduction factor*), учитывающий снижение прочностных характеристик грунта на контактной поверхности. Данный коэффициент был установлен экспериментально на основе результатов оценки сил трения по боковой поверхности ствола винтовой сваи [31] и принимался равным  $R = 0,01$  (гладкая поверхность).

Моделировались следующие виды воздействий:

1. формирование природных напряжений, обусловленных силами гравитации (формирование начального напряженного состояния)
2. пошаговое приложение к винтовой свае вертикального перемещения в 45 мм. Задание внешнего воздействия в виде перемещения более предпочтительно, так как позволяет избежать высокой концентрации напряжений в элементах вблизи сваи.

В процессе формирования модели были выбраны точки сетки КЭ, соответствующие центру свай на уровне оголовка. Для этих точек в результате расчета были построены кривые «нагрузка-осадка».

### **3.3. Результаты численных исследований работы винтовых свай в глинистых грунтах**

#### **3.3.1. Результаты численного исследования работы винтовых однолопастных свай**

Выполненные исследования в ПК *Midas* позволили установить особенности работы винтовой однолопастной сваи, а также напряженно-деформированное состояние грунта в околосвайном пространстве.

На рисунке 3.7 приведен график «нагрузка – осадка», построенный по

результатам численного моделирования нагружения винтовой однолопастной сваи в глинистом грунте.

Анализируя полученный результат, можно отметить, что график при осадке сваи более 20-25 мм резко увеличивает крутизну, практически моделируя момент срыва сваи, который наблюдался в эксперименте.

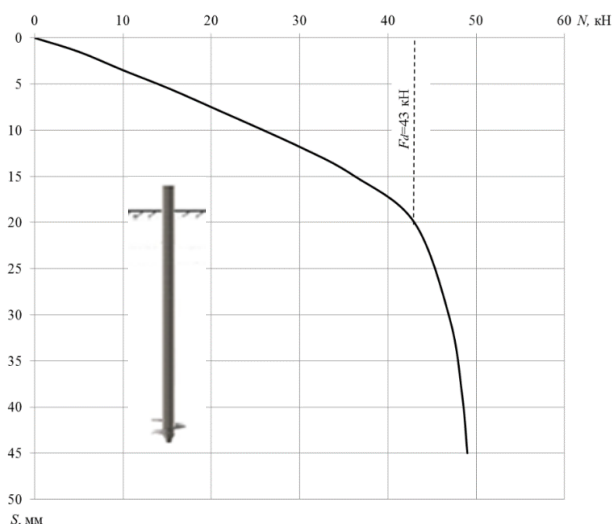


Рисунок 3.7 – График зависимости «осадка-нагрузка» (решение МКЭ) для однолопастной сваи с лопастью на стволе

За критерий несущей способности сваи  $F_d$  по результатам расчета принимали осадку сваи  $S$  равную 20 мм как и при натурных испытаниях. Несущая способность винтовой однолопастной сваи составила 43 кН. На рисунках 3.8 и 3.9 представлено распределение вертикальных перемещений  $U_z$  и касательных напряжений  $\tau_{yz}$  в грунтовом массиве для однолопастной сваи.

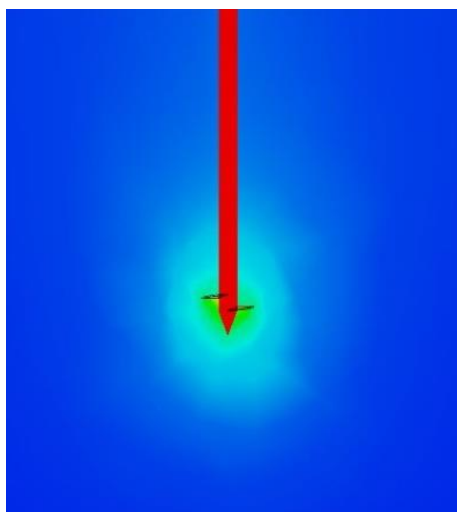


Рисунок 3.8 – Распределение вертикальных перемещений вокруг винтовой сваи

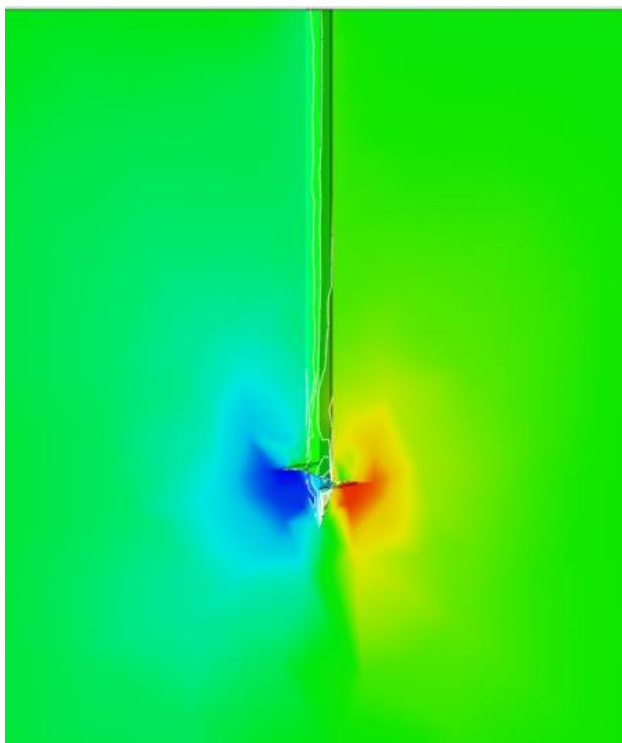


Рисунок 3.9 – Распределение касательных напряжений вокруг винтовой сваи

Наступление предельного состояния для однолопастной сваи происходит за счет пластических деформаций, возникающих за счет развития касательных напряжений  $\tau_{yz}$  от лопасти в стороны и вверх. По мере увеличения внешней нагрузки происходит «смыкание» зоны пластических деформаций в массиве грунта на некотором расстоянии над лопастью сваи (рисунок 3.9). Такой механизм развития касательных напряжений  $\tau_{yz}$  объясняет эффект срыва сваи, наблюдаемый в экспериментах уже при осадках в 15 - 20 мм.

### 3.3.2. Результаты численного исследования работы двухлопастных свай

Выполненные исследования в *MIDAS GTS NX* позволили установить напряженно-деформированное состояние грунтовой среды вокруг сваи, а также механизм разрушения грунта при расстоянии между лопастями  $S/D=2$ .

На рисунке 3.10 приведен график «нагрузка – осадка», построенный по результатам расчета в ПК *Midas*. За критерий, по которому производилась оценка величины несущей способности, принималась осадка сваи равная 30 мм (как и при

натурных испытаниях). Несущая способность сваи составила 58 кН.

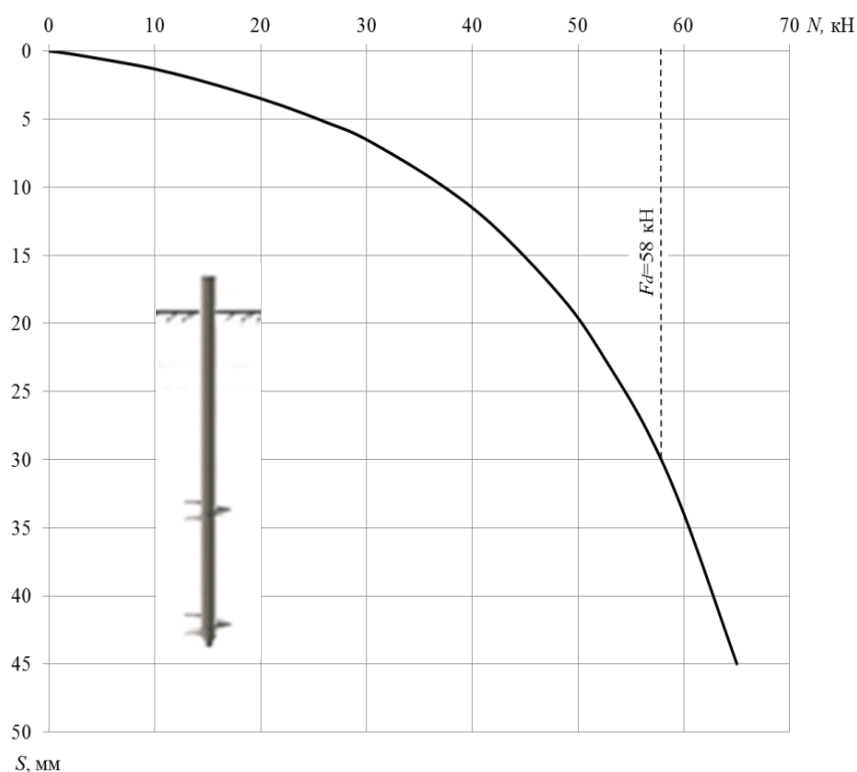


Рисунок 3.10 – График зависимости «осадка-нагрузка» (решение МКЭ) для двухлопастной сваи

Распределение перемещений и напряжений подтверждается экспериментальными исследованиями по изучению характера работы винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах и изложенных в *главе 2*. На рисунке 3.11 *а* представлено распределение вертикальных перемещений в грунтовом массиве для двухлопастной сваи по результатам численного расчета. Формирование вертикальных перемещений происходит непосредственно по внешнему контуру «грунтового цилиндра» и под нижней лопастью сваи, что подтверждается ранее выполненными численными исследованиями по изучению работы многолопастных винтовых свай в глинистых грунтах [97, 116].

На рисунке 3.11 *б* представлена картина распределения касательных напряжений  $\tau_{yz}$ . В результате численных экспериментов по изучению процессов, происходящих в основании при увеличении вдавливающей нагрузки (пошаговое приложение нагрузки), установлено, что перемещение частиц в окрестности

нижней лопасти винтовой двухлопастной сваи направлено преимущественно в стороны и вниз, что исключает «смыкание» областей предельного состояния грунта над нижней лопастью сваи. Поэтому, резкая потеря несущей способности (эффект срыва) грунта в основании нижней лопасти не характерна для двухлопастных винтовых свай, в отличие от свай, имеющих одну лопасть [107].

Из характера распределения горизонтальных перемещений  $U_y$  (рисунок 3.12) следует, что глинистый грунт, заключенный между лопастями винтовой двухлопастной сваи, при ее нагружении работает как единый цельный элемент, совместно с ее стволом (горизонтальные перемещения внутри грунтового цилиндра практически равны нулю  $U_y=0$ ).

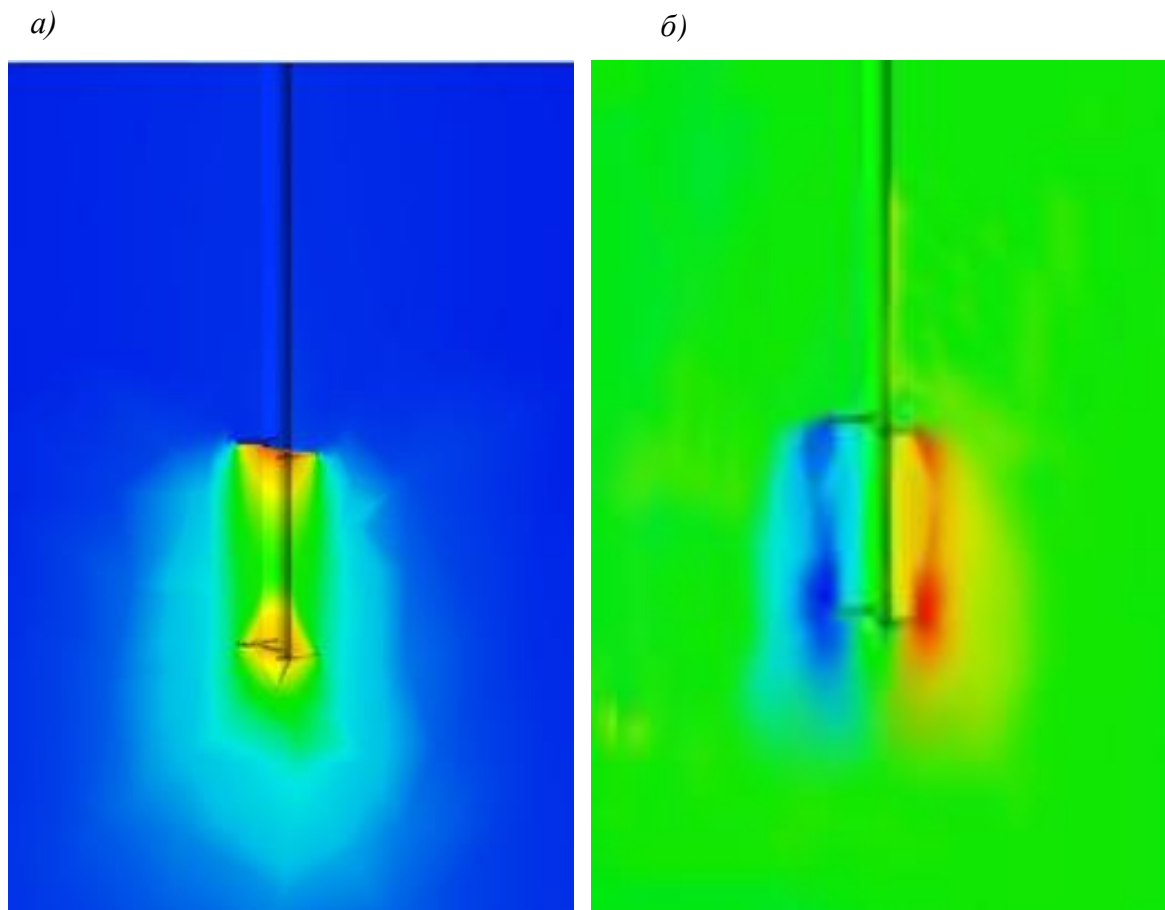


Рисунок 3.11 – Графическое представление распределения: *а* - вертикальных перемещений; *б*-касательных напряжений вокруг винтовой двухлопастной сваи

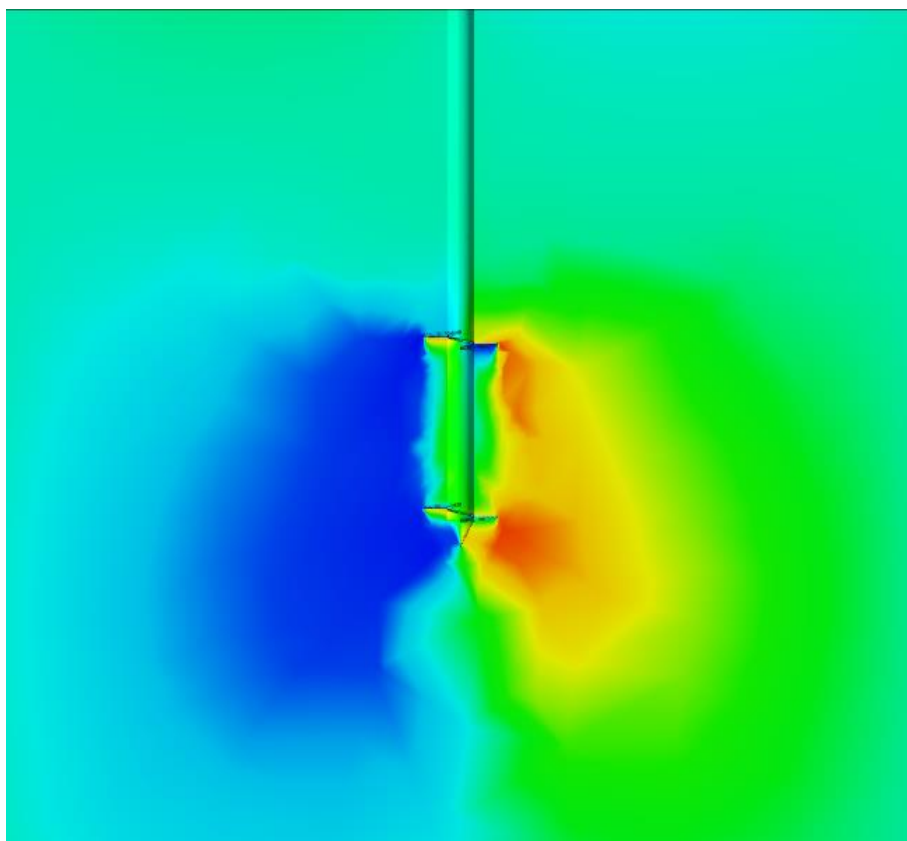


Рисунок 3.12 – Характер распределения горизонтальных перемещений в околосвайном грунте

### **3.4.Сопоставление результатов экспериментальных и теоретических исследований несущей способности винтовых свай, их анализ и обобщение**

На рисунке 3.13 представлены графики «нагрузка-осадка», полученные в результате расчета МКЭ и приведенные к единому масштабу, в сопоставлении с полевыми испытаниями свай.

Несущую способность винтовых свай по графику, построенному по результатам расчета, определяли при значении вертикального перемещения в 30 мм, так как устраиваемые винтовые сваи преимущественно используются для зданий с металлическим каркасом. Так по результатам статических испытаний несущая способность двухлопастной и однолопастной винтовой сваи  $F_d$  составила 64 кН и 48 кН, а по результатам моделирования 58 и 43 кН соответственно [52].



Сопоставление показало, что ПК *Midas* можно применять для определения несущей способности винтовых свай (в зависимости от принятого критерия) с точностью 10 – 17% в глинистых грунтах.

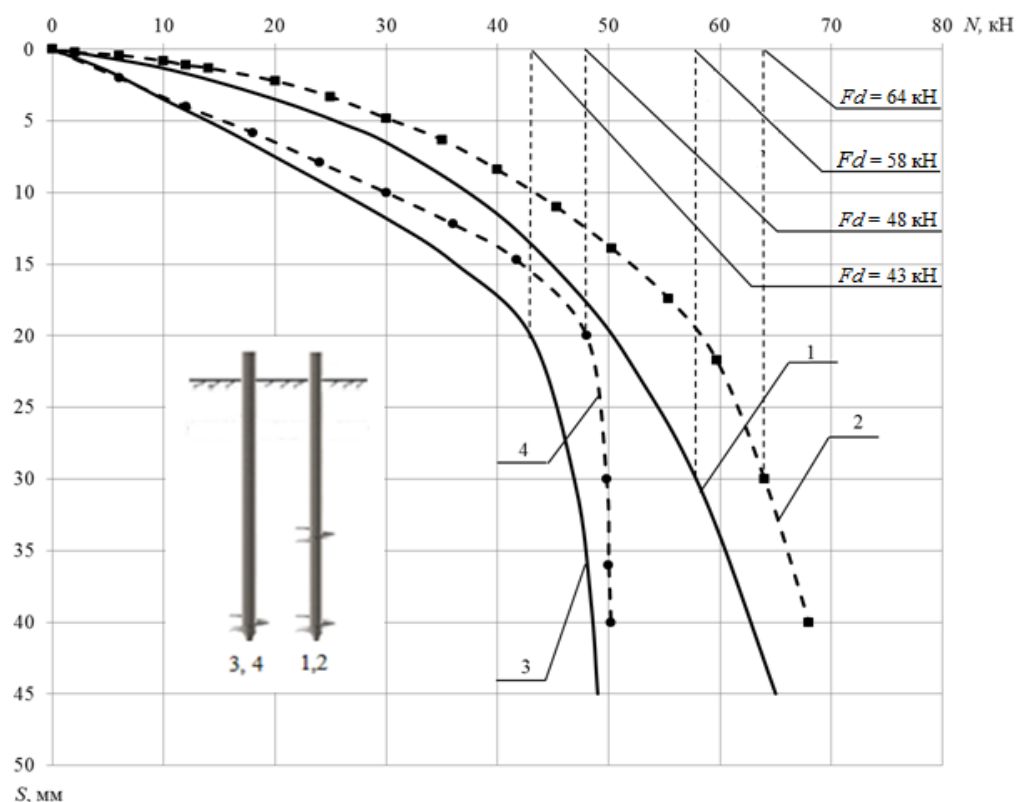


Рисунок 3.13 – Расчетный график МКЭ (1) и график статического испытания (2) для двухлопастной сваи

### 3.5. Выводы по разделу 3

1. Численное моделирование с использованием программного комплекса *Midas GTS NX* является перспективным методом прогноза несущей способности винтовых свай.

2. По результатам графической иллюстрации распределения касательных напряжений и вертикальных перемещений подтвержден механизм исчерпания несущей способности грунта вокруг сваи. Таким образом, общее сопротивление состоит из трех компонентов: сопротивления по стволу сваи, сопротивления по боковой поверхности грунта, заключенного между лопастями и сопротивления нижней лопасти.

3. Реалистичный прогноз осадок и несущей способности может быть

достигнут при моделировании винтовых свай в упрочняющемся грунте.

Анализируя графики на рисунках, можно констатировать:

- применение модели упрочняющего грунта (модифицированной модели Мора – Кулона) позволяет выполнять реалистичный прогноз осадок и несущей способности при численном моделировании, так как теоретические и экспериментальные значения на графиках расположены достаточно близко. Сопоставление теоретических и экспериментальных значений показало, что для винтовых двухлопастных свай расхождение в оценке несущей способности не превышает 17 % в глинистых грунтах.

- расчетные графики для двухлопастных свай не проявляют признаков срыва до осадок 40–45 мм, что хорошо согласуется с экспериментальными данными.

- график для однолопастной винтовой сваи при осадках 20–25 мм резко увеличивают крутизну, практически моделируется срыв свай, который отмечался в эксперименте.

## ГЛАВА 4. ПРАКТИЧЕСКОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ И НАПРАВЛЕНИЯ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

### 4.1. Совершенствование метода расчета осадки винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах

По результатам экспериментальных исследований [49, 51, 52] подтверждено, что глинистый грунт (1), заключенный между лопастями (2,3) винтовой двухлопастной сваи при ее нагружении приобретает форму «грунтового цилиндра» (4) и начинает работать как единый цельный элемент совместно с ее стволом (5) (рисунок 4.1). Наиболее качественно «грунтовой цилиндр» формируется у свай с расстоянием  $L = 2,0\text{--}2,5 D$  [52]. Наличие «грунтового цилиндра» (4) приводит к увеличению площади боковой поверхности винтовой двухлопастной сваи на участке между лопастями и повышению ее несущей способности  $F_d$  в целом. Внешняя нагрузка  $N$ , действующая на винтовую двухлопастную сваю, воспринимается окружающим грунтом через сопротивление грунта  $f$  на контакте с боковой поверхностью «грунтового цилиндра» и через сопротивление грунта  $R$  под нижней лопастью сваи. Сопротивление грунта  $f$  по боковой поверхности стального гладкого ствола (5) винтовой сваи (на участке ствола выше второй лопасти) может не учитываться, так как доля этой нагрузки для свай длиной до 3 м в глинистом грунте не превышает 5–10% от ее общей несущей способности  $F_d$  [31]. Вышеизложенное дает основание считать, что схема взаимодействия винтовых двухлопастных свай с глинистым грунтом основания не отличается существенно от схемы взаимодействия висячих свай, что позволяет использовать известные теоретические положения для совершенствования метода расчета их осадки.

Большинство практических методов расчета осадок свай базируются на решении теории упругости о сосредоточенной силе, приложенной внутри однородного изотропного полупространства (задача Р. Миндлина, 1950).

Вопросами определения осадок одиночных свай на основе решения Р. Миндлина в разное время занимались Бартоломей А.А. (1986-1994), Горбунов-Посадов М.И. (1966), Огранович А.Б. (1963), Сивцова Е.П. (1961-1963) и др. Однако данные методы сложны для практического использования, так как отличаются громоздкостью вычислений. Значительную роль в развитии современных практических методов расчета осадки свайных фундаментов по теории упругости сыграли работы Барвашова В.А. (1968-1969), Федоровского В.Г. (1972-1978), Frank R.A. (1974), Poulos H. G. (1968-2005), Randolph M.F. & Wroth C.P. (1978), Tomlinson M.J. (1994).

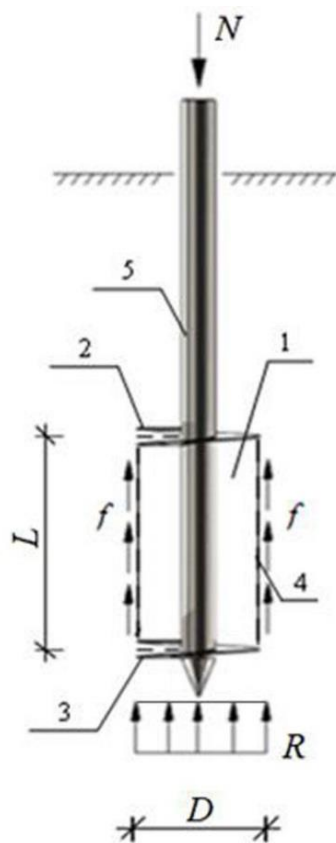


Рисунок 4.1 – Схема взаимодействия винтовой двухлопастной сваи с глинистым грунтом: 1-глинистый грунт; 2,3 – соответственно, верхняя и нижняя лопасти винтовой двухлопастной сваи; 4- боковая поверхность «грунтового цилиндра» (внешний контур); 5 – ствол винтовой сваи;  $L$  – расстояние между лопастями;  $N$  – внешняя вдавливающая нагрузка на сваю;  $f$  – сопротивление (трение) грунта по боковой поверхности «грунтового цилиндра»;  $R$  – сопротивление грунта под нижней лопастью;  $D$  – диаметр лопасти

Методика расчета осадки одиночной сваи в строгой постановке с учетом возможности ее проскальзывания в грунте разработана Федоровским В.Г. и подробно описана в работе [65], а полученные результаты включены в СНиП 2.02.03-85. На основании данного метода Бахолдиным Б.В. и др [9] разработана билинейная модель расчета осадки буронабивной сваи вошедшая в последнюю редакцию свода правил по проектированию свайных фундаментов (СП 24.13330.2011).

Однако, использование существующих «линейных» решений при определении осадки одиночной винтовой двухлопастной сваи, погружаемой в грунт на глубину не более 1,5–3,0 м в диапазоне внешних нагрузок на сваю  $N=(0,5-0,8) \cdot F_d$ , может привести к существенным расхождениям (до нескольких раз) с фактически измеренной величиной осадки. Это объясняется тем, что при возрастании внешней нагрузки  $N$ , зависимость между осадкой и нагрузкой  $S=f(N)$  для винтовых двухлопастных свай становится существенно нелинейной. У краев нижней лопасти винтовой сваи происходит интенсивное развитие зон сдвиговых деформаций. Поэтому, для разработки методов расчета осадки винтовой двухлопастной сваи, необходимо применение решений, которые отражают реальный (нелинейный) характер ее работы в глинистом грунте.

Для определения теоретической зависимости осадки винтовой двухлопастной сваи от внешней нагрузки  $S=f(N)$  воспользуемся предложением Далматова Б.И. и Лапшина Ф.К., основанном на изучении раздельной работы нижнего конца и боковой поверхности висячих (забивных) свай в глинистом грунте [18]. Принимаем, что на первом этапе нагружения винтовой двухлопастной сваи (до нагрузки  $N_I$ ) внешняя нагрузка  $N$  перераспределяется между боковой поверхностью «грунтового цилиндра» и нижней лопастью. Первый этап нагружения характеризуется равномерным (линейным) ростом осадки  $S$  и завершается некоторой величиной осадки  $S_I$ , после достижения которой происходит «срез» грунта по боковой поверхности «грунтового цилиндра» (рисунок 4.2). По предложению Далматова Б.И. и др., осадка сваи, сформированная в момент полной реализации сопротивления грунта (трения) по его боковой

поверхности  $f$ , называется «сдвиговой». Внешняя нагрузка  $N_I$ , соответствующая окончанию линейной зависимости на графике осадок  $S=f(N)$ , составляет:

$$N_I = N_f + N_R, \quad (4.1)$$

где  $N_f$  – часть внешней нагрузки, передаваемой на околосвайный массив грунта боковой поверхностью «грунтового цилиндра», кН;

$N_R$  – то же, передаваемой на грунт основания нижней лопастью винтовой двухлопастной сваи на этапе окончания линейной зависимости осадки  $S=f(N)$  (в момент полной реализации сопротивления грунта по боковой поверхности «грунтового цилиндра»), кН.

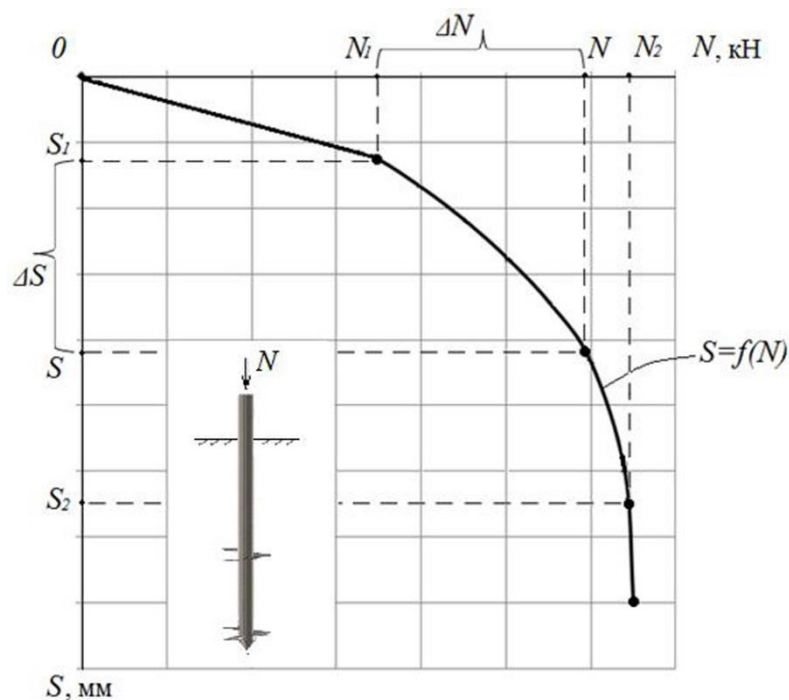


Рисунок 4.2 – Схема нагружения винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте

При увеличении внешней нагрузки  $N$  ( $N > N_I$ ) начинает происходить проскальзывание (срез) грунта вдоль боковой поверхности «грунтового цилиндра». С этого момента наступает второй этап нагружения винтовой двухлопастной сваи, на котором полностью проявляется работа нижней лопасти в грунте. При этом график  $S=f(N)$  имеет нелинейную зависимость. Вторым этапом нагружения (работы) винтовой двухлопастной сваи завершается при достижении внешней нагрузки  $N_2$ , которая соответствует полному исчерпанию несущей способности сваи по грунту

и нестабилизированной (провальной) осадке  $S_2$ . Нагрузка  $N_2$ , в соответствии с условиями работы винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте, составит (рисунок 4.2):

$$N_2 = N_I + (N_n - N_R), \quad (4.2)$$

где  $N_2$  - внешняя нагрузка, соответствующая полному исчерпанию несущей способности грунта основания винтовой двухлопастной сваи и нестабилизированной (провальной) ее осадке, кН;

$N_I, N_R$  – то же, что и в (4.1), кН;

$N_n$  – часть внешней нагрузки, передаваемой на грунт нижней лопастью и соответствующей потере ее несущей способности по грунту, кН.

Нагрузка  $N$ , находящаяся на графике (рисунок 4.2) в диапазоне нелинейной зависимости осадки  $S=f(N)$ , составляет ( $N_I < N < N_2$ ):

$$N = N_I + \Delta N, \quad (4.3)$$

где  $N_I$  - то же, что и в формуле (1), кН;

$\Delta N$  – приращение нагрузки на винтовую двухлопастную сваю с момента окончания линейной зависимости на графике осадок  $S=f(N)$  (на участке от  $N_I$  до  $N_2$ ), кН.

Конечная осадка винтовой двухлопастной сваи  $S$  при заданной нагрузке  $N$  равна сумме осадок  $S_I$  и  $\Delta S$  (рисунок 4.2):

$$S = S_I + \Delta S, \quad (4.4)$$

где  $S_I$  – осадка, сформированная на первом этапе нагружения винтовой двухлопастной сваи (за счет деформаций грунта при сдвиге вокруг боковой поверхности «грунтового цилиндра» и его уплотнения под нижней лопастью), мм;

$\Delta S$  - приращение осадки винтовой двухлопастной сваи на втором этапе ее нагружения (за счет развития деформаций грунта в основании нижней лопасти сваи), мм.

Определим вначале осадку  $S_I$ , которую получает винтовая двухлопастная свая на первом этапе нагружения (при  $N_I = N_f + N_R$ ). Воспользуемся аналитическим методом *Randolph M.F.* и др. (1978 г.) [108] для расчета осадки висячей сваи, которая находится в линейно-деформируемой среде. Авторы метода [108], при

выводе формулы считали, что нагружение сваи сопровождалось развитием преимущественно сдвиговых деформаций в околовсвайном массиве грунта. Деформации грунта вокруг сваи авторы условно принимали в виде концентрических цилиндров, на гранях которых действуют касательные напряжения ( $\tau$ ,  $\tau_0$ ,  $\tau_m$ ). Формула для определения осадки сваи  $w$ , обусловленной действием касательных напряжений ( $\tau$ ,  $\tau_0$ ,  $\tau_m$ ), вдоль ее боковой поверхности имеет вид [108]:

$$w = \frac{\tau_0 r_0}{G} \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{r} = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \left( \frac{r_m}{r_0} \right), \quad (4.5)$$

где  $r$  – горизонтальное расстояние от вертикальной оси сваи  $z$  до любой границы в пределах линейно-деформируемой области околовсвайного массива грунта, м;

$r_m$  – горизонтальное расстояние от вертикальной оси сваи  $z$  до области, где касательными напряжениями в массиве окружающего грунта можно пренебречь ( $\tau_m = 0$ ), м;

$r_0$  – радиус лопасти сваи, м;

$\tau_0$  – касательные напряжения, действующие на боковой поверхности «грунтового цилиндра», кПа;

$G$  – модуль сдвига грунта, кПа.

Формула (4.5) базируется на положении, что вертикальные перемещения грунта вокруг сваи практически не меняются по глубине, а при удалении от сваи они затухают. Следует при этом отметить, что предложенная схема деформирования грунта вокруг одиночной сваи при ее нагружении впервые была описана Барвашовым В.А. [6], который назвал ее «телескопический сдвиг». Барвашовым В.А. также было установлено, что горизонтальные перемещения грунта вокруг сваи очень малы по сравнению с вертикальными (не более 2-5% величины вертикальных перемещений) [6].

Рассмотрим использование вышеуказанного метода *Randolph M.F.* и др. к расчету осадки винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте на первом этапе ее нагружения. Для этого, согласно (1), примем расчетную схему (рис. 3) на



действие внешней нагрузки  $N_I$ . При этом считаем, что осадка  $S_I$ , происходит одновременно от нагрузки  $N_f$  (за счет сдвига грунта по боковой поверхности «грунтового цилиндра» -  $S_f$ ) и от нагрузки  $N_R$  (за счет уплотнения грунта в основании нижней лопасти -  $S_R$ ). Принимая, что значения осадок равны между собой (из условия неразрывности) имеем:

$$S_I = S_f = S_R, \quad (4.5a)$$

Для определения осадки  $S_f$  заменим действие нагрузки  $N_f$  (части нагрузки от  $N_I$ ) касательными напряжениями  $\tau_0$ , равномерно распределенными по боковой поверхности «грунтового цилиндра» (рисунок 4.3):

$$\tau_0 = \frac{N_f}{2\pi r_0 L}, \quad (4.6)$$

где  $r_0$  – радиус «грунтового цилиндра» (нижней лопасти) винтовой двухлопастной сваи, м;

$L$  – высота «грунтового цилиндра» (расстояние между лопастями), м;

$N_f$  – то же, что и в формуле (4.1).

Согласно [108] вертикальное перемещение  $w$  в уравнении (4.5) формируется за счет касательных напряжений  $\tau$ , действующих в околосвайном массиве грунта вплоть до некоторого расстояния  $r_m$ , где вертикальные перемещения равны  $w = 0$  (рисунок 4.3). В работе авторов метода предложена следующая зависимость для определения  $r_m$ :

$$r_m \approx 2,5 \cdot L, \quad (4.7)$$

где  $L$  – глубина погружения сваи.

Учитывая это можно считать, что для винтовой сваи малого диаметра данное расстояние будет равно высоте «грунтового цилиндра»  $L$ , так как трением по боковой поверхности ствола в глинистых грунтах можно пренебречь [31].

Подставляя в формулу (5) выражения (6) с учетом формулы (7) и принимая  $w = S_f$  получим выражение для определения осадки винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте полутвердой консистенции и  $L = 4r_0$  на первом этапе ее нагружения (окончание линейной зависимости на графике осадки сваи):

$$S_f = 1,15 \cdot \frac{N_f}{\pi L G}, \quad (4.8)$$

где  $L$  – то же, что и в уравнении (4.6).

В формулу (4.8) входит модуль сдвига  $G$ , который зависит от действующих касательных напряжений  $\tau_0$ , распределенных по боковой поверхности «грунтового цилиндра».

Характеристика начального модуля сдвига грунта для линейного участка работы сваи может быть установлена по соотношениям теории упругости:

$$G = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \mu)}, \quad (4.8 a)$$

где  $E_0$  – модуль деформации грунта, установленный по результатам штамповых испытаний в диапазоне линейной зависимости графика  $S=f(p)$ ;

$\mu$  – коэффициент Пуассона грунта.

Нагрузка  $N_f$  (часть внешней нагрузки  $N_I$ ), которая соответствует наступлению предельного состояния грунта на участке его контакта с боковой поверхности «грунтового цилиндра», определяем из выражения (6), подставив вместо  $\tau_0$  значение  $\tau_{max}$ :

$$N_f = 2\pi \cdot r_0 \cdot L \cdot \tau_{max}, \quad (4.9)$$

где  $L$ ,  $\tau_{max}$  – то же, что и в уравнениях (6) и (8a).

Касательные напряжения  $\tau_{max}$  могут быть определены из условия прочности Кулона-Мора (п. 5.7.4. СП 22.13330.2011):

$$\tau = \tau_{max} = \sigma \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1, \quad (4.10)$$

где  $\sigma$  – нормальное напряжение, действующее по боковой поверхности «грунтового цилиндра» (горизонтальная составляющая напряжения от собственного веса грунта), кПа

$\varphi_1$  и  $c_1$  – соответственно расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта на участке его контакта с боковой поверхностью «грунтового цилиндра»).

Нагрузка  $N_R$  (часть внешней нагрузки  $N_I$ ) может быть определена по общеизвестной формуле Егорова-Шлейхера для жесткого круглого штампа [9]:

$$S_R = \frac{N_R \cdot (1 - \mu)}{4 \cdot G \cdot r_0}, \quad (4.10a)$$

где принятые обозначения те же, что и в формулах (5), (6), (8a)

В случае равенства осадок «грунтового цилиндра» ( $S_f$ ) и осадок нижней лопасти ( $S_R$ ) и винтовой двухлопастной сваи в целом ( $S_I$ ) в момент приложения внешней нагрузки  $N_I$  значение  $N_R$ , при  $S_f = S_R = S_I$  составит:

$$N_R = 4G \cdot r_0 \cdot S_R / (1 - \mu), \quad (4.11)$$

где принятые обозначения те же, что и в формулах (4.1), (4.5a), (4.8a).

Таким образом, получены формулы для расчета осадки  $S_I$  и внешней нагрузки  $N_I$  винтовой двухлопастной сваи на первом этапе ее нагружения (участок линейной зависимости осадки от прикладываемой внешней нагрузки).

Определим теперь приращение осадки винтовой двухлопастной сваи  $\Delta S$  в выражении (4) на втором этапе ее нагружения (при  $N > N_I$ ). Принимаем, что после достижения осадки сваи  $S_I$  при соответствующей нагрузке  $N_I$  приращение осадки  $\Delta S$  происходит только за счет работы грунта под нижней лопастью сваи. Для определения  $\Delta S$  необходимо учитывать нелинейную зависимость между осадкой сваи и нагрузкой. Значение приращения нагрузки  $\Delta N$ , передаваемой на грунт через нижнюю лопасть сваи, установим из условия (4.3), как  $\Delta N = N - N_I$  (рисунок 4.2).

Для определения  $\Delta S$  от приращения нагрузки  $\Delta N$  воспользуемся методом Малышева М.В. и Никитиной Н.С. [32]. Этот метод был разработан для расчета осадок фундаментов мелкого заложения в нелинейной стадии деформирования грунта и предполагает гиперболическую зависимость между осадкой и давлением по их подошве в виде:

$$S = \bar{S} \frac{p(p_2 - p_1) - (p - p_1) \cdot p_1}{p_1(p_2 - p)}, \quad (4.12)$$

где  $p_1$  - начальное давление на грунт основания, отвечающее условию начала возникновения областей пластических деформаций, кПа;

$p_2$  - давление, соответствующее исчерпанию несущей способности основания, кПа;

$S^-$  - осадка фундамента при давлении  $p_1$ ;

$p$  - рассматриваемое давление по подошве фундамента, при котором определяется осадка  $S$ .

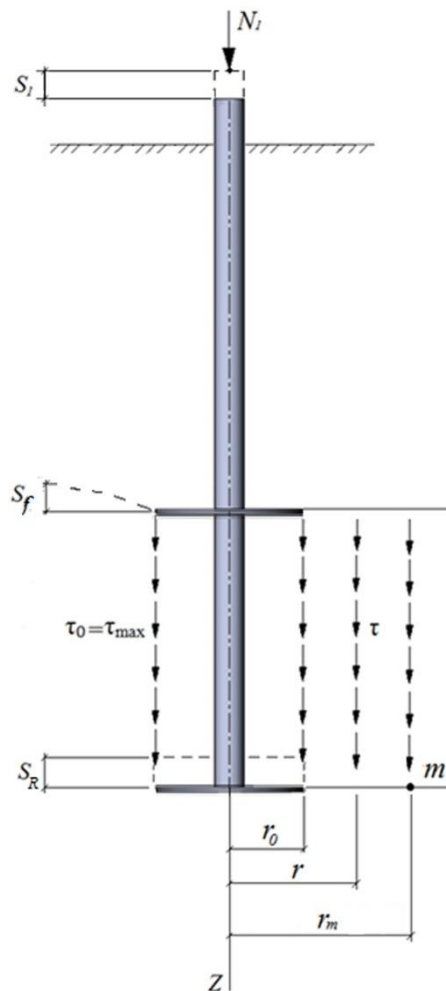


Рисунок 4.3 – Расчетная схема к определению осадки винтовой двухлопастной сваи  $S_I$  на первом этапе нагружения:

$r$  – горизонтальное расстояние от вертикальной оси сваи  $z$  до любой границы в пределах линейно-деформируемой области околосвайного массива грунта, м;  $r_m$  – горизонтальное расстояние от вертикальной оси сваи  $z$  до области, где касательными напряжениями  $\tau$  можно пренебречь ( $\tau = 0$ ), м;  $r_0$  – радиус лопасти сваи, м;  $\tau_0$  – касательные напряжения, действующие на боковой поверхности «грунтового цилиндра», кПа;  $\tau$  – то же, действующие на расстоянии  $r$  (либо  $r_m$ ) от оси сваи  $z$ , кПа;  $S_I$  – осадка винтовой двухлопастной сваи от нагрузки  $N_I$ , мм;  $S_f$  и  $S_R$  – соответственно осадки за счет сдвига грунта по боковой поверхности «грунтового цилиндра» и за счет уплотнения грунта в основании нижней лопасти ( $S_R = S_f = S_I$ ), мм

Преобразуем формулу (4.12), заменив давления  $p$ ,  $p_1$ ,  $p_2$ , действующих по подошве фундамента, на значение нагрузок, передаваемых через нижнюю лопасть в конце первого ( $N_1$ ) и второго ( $N_2$ ) этапов нагружения (работы) винтовой двухлопастной сваи. Заменим давление  $p$  значением нагрузки  $\Delta N$ . Вместо давления  $p_1$  подставим значение нагрузки  $N_R$ , передаваемой на грунт основания через нижнюю лопасть сваи (в момент достижения общей нагрузки  $N_1 = N_f + N_R$ ). Заменим давление  $p_2$  значением нагрузки  $N_n$ , соответствующей исчерпанию несущей способности основания нижней лопасти сваи при внешней нагрузке  $N_2$  (рисунок 4.2). Нагрузка  $N_R$  устанавливается по условию (4.11), а нагрузка  $N_n$  в соответствии с п. 5.7.11 СП 22.13330.2011–Основания зданий и сооружений (актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83\*).

Выполнив замену  $p$ ,  $p_1$ ,  $p_2$  в уравнении (4.12) на  $\Delta N$ ,  $N_R$ ,  $N_n$  соответственно и после несложных преобразований получим формулу для определения приращения осадки  $\Delta S$ , вызванной действием нагрузки  $\Delta N = N - N_1$  в диапазоне значений  $N_1 < N < N_2$  (рисунок 4.2)

$$\Delta S = S_1 \frac{\Delta N(N_n - N_R) - (\Delta N - N_R) \cdot N_R}{N_R(N_n - \Delta N)}, \quad (4.13)$$

где, принятые обозначения те же, что и в формулах (4.1)-(4.3) и (4.8).

Конечную осадку  $S$  винтовой двухлопастной сваи от действия внешней нагрузки  $N$  с учетом (4.4) определим как:

$$S = S_1 + \Delta S = S_1 + S_1 \frac{\Delta N(N_n - N_R) - (\Delta N - N_R) \cdot N_R}{N_R(N_n - \Delta N)}, \quad (4.14)$$

Таким образом, полученная формула (4.14) позволяет прогнозировать конечные осадки винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах. Она состоит из двух слагаемых. Первое слагаемое учитывает линейную работу глинистого грунта и позволяет определять осадку сваи, сформированную на первом этапе ее нагружения. Второе – учитывает нелинейную работу глинистого грунта и дает возможность определять осадку сваи на втором этапе ее нагружения.

Для оценки достоверности предложенного метода расчета осадок винтовых двухлопастных свай были выполнены полевые экспериментальные исследования их работы [49, 51, 52]. В опытах использовались винтовые двухлопастные металлические сваи с диаметрами ствола 0,108 м и лопастей 0,3 м. Расстояние между лопастями  $L$  составляло два диаметра лопасти ( $L = 2,0 D$ ). Сваи погружались в грунт на глубину 2,0 м. Исследования проводились на опытной площадке, сложенной глинистым грунтом - глиной преимущественно полутвердой консистенции. С учетом данных о грунтовых условиях опытной площадки, данных о конструктивных и геометрических параметрах винтовых двухлопастных свай были выполнены расчеты их конечных осадок с использованием формулы (4.14) и построены соответствующие графические зависимости. Данные экспериментов сопоставлялись с результатами расчетов (рисунок 4.4). Было установлено, что в диапазоне нагрузок  $N=(0,4-0,8)N_2$  на винтовые двухлопастные сваи значения экспериментальных и расчетных осадок отличаются в пределах 20-30%.

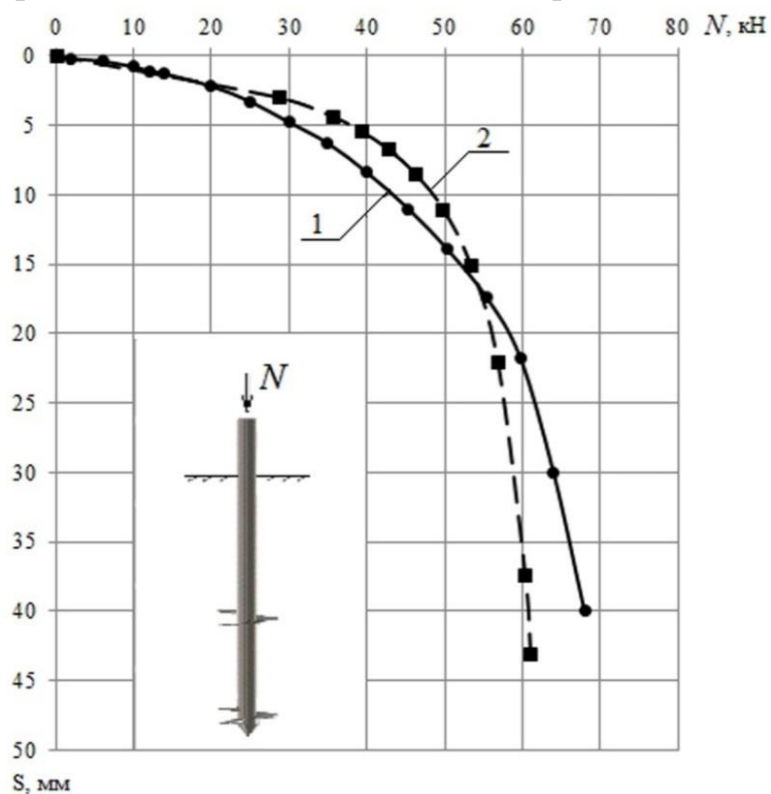


Рисунок 4.4 – Зависимость осадки винтовой двухлопастной сваи  $S$  от внешней нагрузки  $N$  в глинистом грунте: 1 – по данным эксперимента, 2 – данные расчета по предлагаемому методу

## 4.2. Разработка рекомендаций по расчету осадки винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах. Практический пример расчета

Расчет осадки винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

1. Составляется расчетная схема к определению осадки винтовой двухлопастной сваи.

2. Осадка винтовой двухлопастной сваи  $S_1$  на первом этапе нагружения (соответствующая полной реализации сил трения по боковой поверхности грунтового цилиндра) определяется по формуле:

$$S_1 = S_R = S_f = 1,15 \cdot \frac{N_f}{\pi L G}, \quad (1)$$

где  $N_f$  - часть внешней нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью «грунтового цилиндра» в момент исчерпания ее несущей способности, кН;

$G$  – начальный модуль сдвига грунта, кПа;

$L$  – расстояние между лопастями, м;

1,15 – безразмерный коэффициент при  $L=4r_0$ , где  $r_0$  - радиус лопасти сваи, м.

Для этого:

3. Определяется начальный модуль сдвига грунта  $G$  :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)}, \quad (2)$$

где  $E$  – штамповый модуль деформации,

$\mu$  – коэффициент Пуассона.

4. Определяется значение нагрузки  $N_f$ , соответствующей исчерпанию несущей способности по боковой поверхности грунтового цилиндра:

$$N_f = 2\pi \cdot r_0 \cdot L \cdot \tau_{max}' \quad (3)$$

где  $\tau_{max}$  – макс. значения касательных напряжений, кПа (Касательные напряжения  $\tau_{max}$  определяются согласно п. 5.7.4. СП 22.13330.2016),

$L, r_0$  – то же, что и в формуле (1)

5. По формуле (1) определяем осадку  $S_1$ .

6. Определяется нагрузка  $N_R$  в основании нижней лопасти в момент исчерпания несущей способности по боковой поверхности грунтового цилиндра:

$$N_R = 4G \cdot r_0 \cdot S_R / (1 - \mu), \quad (4)$$

где  $G$ ,  $r_0$ ,  $\mu$  - то же, что и в формулах (1) и (2);  $S_R = S_1 = S_f$  м.

7. Определяется нагрузка  $N_I$  при достижении осадки  $S_1$ , соответствующей окончанию линейной зависимости на графике осадок  $S=f(N)$ :

$$N_I = N_f + N_R, \quad (5)$$

где  $N_f$  - то же, что и в формуле (1);  $N_R$  - часть нагрузки, передаваемой на грунт основания нижней лопастью винтовой двухлопастной сваи на этапе окончания линейной зависимости  $S=f(N)$ , кН.

8. Вычисляется нагрузка  $N_n$ , соответствующая потере несущей способности грунта в основании нижней лопасти сваи в соответствии с п. 5.7.11 СП 22.13330.2016:

$$\begin{aligned} N_n &= (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I) \cdot b \cdot l = \\ &= (2,88 \cdot 18,6 \cdot 0,6 + 6,40 \cdot 18,6 \cdot 2,0 + 14,84 \cdot 31) \cdot 0,071 = 51,6 \text{ кН}, \end{aligned}$$

9. По формуле (6) находим приращение нагрузки  $\Delta N$  (нагрузка воспринимается только через нижнюю лопасть винтовой сваи):

$$\Delta N = N - N_I, \quad (6)$$

где  $N_I$  - то же, что и в формуле (1), кН;

$N$  - действующая нагрузка на сваю (на участке от  $N_I$  до  $N_n$ ), кН.

10. Определяется приращение осадки  $\Delta S$  на втором этапе нагружения винтовой сваи:

$$\Delta S = S_1 \frac{\Delta N(N_n - N_R) - (N - N_R) \cdot N_R}{N_R(N_n - N)}, \quad (7)$$

где  $N_R$  и  $S_1$ ,  $N_n$ ,  $\Delta N$  - то же, что и в формулах (1) - (6);

11. Конечная осадка  $S$  одиночной винтовой двухлопастной сваи:



$$S = S_1 + \Delta S = S_1 + S_1 \frac{\Delta N(N_n - N_R) - (\Delta N - N_R) \cdot N_R}{N_R(N_n - \Delta N)}, \quad (8)$$

где принятые обозначения те же, что и в формулах (1), (5), (6)

12. Проверяется выполнение условия по деформациям

$$S \leq S_{ult}, \quad (9)$$

где  $S_{ult}$  - предельно допустимое значение осадки сваи

**Практический пример расчета.** Требуется определить расчетную осадку  $S$  винтовой двухлопастной металлической сваи в глинистом грунте по результатам ее ввинчивания (погружения) и материалам инженерно-геологических изысканий.

**Исходные данные.** Диаметр ствола  $d$  винтовой сваи составляет  $d = 0,108$  м, диаметр лопастей  $D = 0,3$  м, устроенных с шагом  $L = 0,6$  м (рисунок 4.5). Общая длина сваи  $H$  составляет  $H = 2,5$  м, глубина ее погружения в грунт  $z = 2,0$  м.

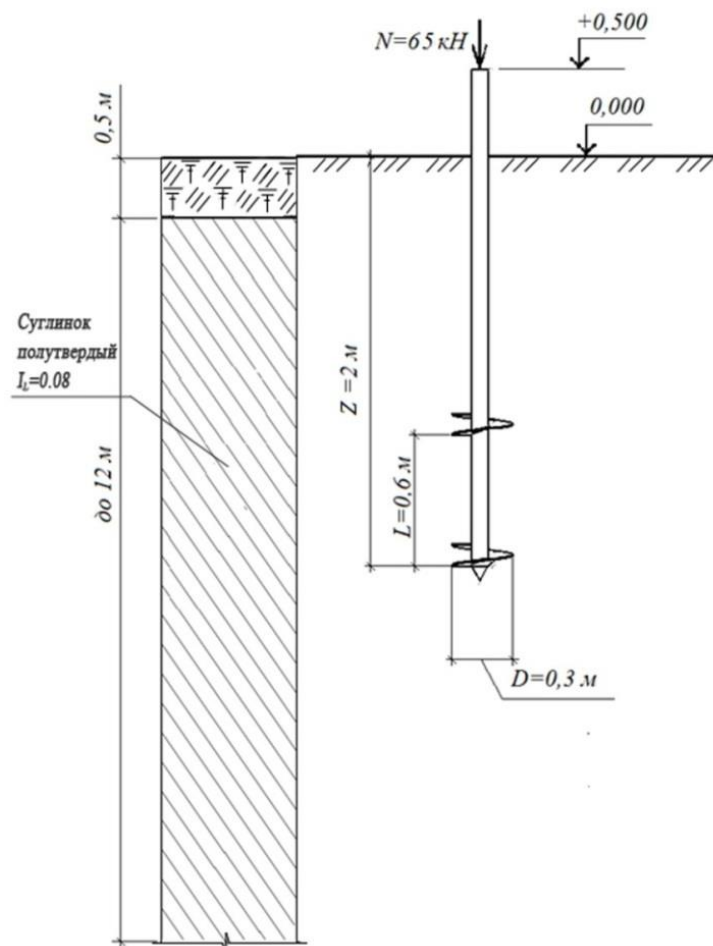


Рисунок 4.5 – Расчетная схема к определению конечной осадки винтовой двухлопастной сваи  $S$

Грунтовые условия строительной площадки представлены однородным элювиальным суглинком полутвердой консистенции до глубины 12,0 м. По данным экспериментальных исследований суглинок характеризуется следующими физико-механическими характеристиками: плотность грунта  $\gamma_f=1,86$  г/см<sup>3</sup>; угол внутреннего трения  $\varphi_f=20^\circ$ ; удельное сцепление  $c_f=0,031$  МПа; модуль деформации грунта  $E$ , установленный по результатам штамповых –испытаний  $E=11$  МПа (в интервале давлений  $p = 0,0...0,1$  МПа); число пластичности грунта  $I_p=0,14$ ; показатель текучести  $I_L=0,08$ . Внешняя нагрузка  $N$ , действующая на винтовую двухлопастную сваю, составляет 65 кН.

1. Составляем расчетная схема к определению осадки винтовой двухлопастной сваи.

2. Запишем выражение для определения осадки винтовой двухлопастной сваи  $S_1$  на первом этапе нагружения (соответствующая полной реализации сил трения по боковой поверхности грунтового цилиндра):

$$S_1 = S_R = S_f = 1,15 \cdot \frac{N_f}{\pi L G},$$

Для этого:

3. Установим из условия (2) модуль сдвига  $G$ :

$$G_0 = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} = \frac{11\,000}{2(1 + 0,15)} = 4780 \text{ кПа},$$

где  $\mu = 0,15$  - коэффициент Пуассона, принимаемый по рекомендациям [82].

4. По формуле (3) определяем нагрузку на винтовую двухлопастную сваю  $N_f$  (часть внешней нагрузки  $N_I$ ), передаваемой на околосвайный массив грунта боковой поверхностью «грунтового цилиндра»

$$N_f = 2\pi \cdot r_0 \cdot L \cdot \tau_{max} = 6,28 \cdot 0,15 \cdot 0,6 \cdot 38,96 = 22 \text{ кН}.$$

При этом значение  $\tau_{max}$  находим предварительно, используя условие прочности Кулона-Мора:

$$\tau_{max} = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi'_f + c'_f = 0,7 \cdot 18,6 \cdot 1,7 \cdot 0,36 + 31 = 39 \text{ кПа}$$

где  $\sigma = K_0 \cdot \sigma_{zq}$  – нормальное напряжение, действующее по боковой поверхности «грунтового цилиндра» (горизонтальная составляющая напряжения от собственного веса грунта), кПа;

$K_0$  – коэффициент бокового давления глинистого грунта, принимаем для полутвердого суглинка равным 0,7 в соответствии с [69].

5. Подставляя в формулу (1) значения модуль сдвига  $G$  и значение нагрузки  $N_f$  вычислим осадку  $S_1$

$$S_1 = 1,15 \cdot \frac{N_f}{\pi L G} = 1,15 \cdot \frac{22}{0,6 \text{ м} \cdot 3,14 \cdot 4780} = 0,002 \text{ м} = 0,2 \text{ см}$$

6. Из условия (4) определяем значение  $N_R$ :

$$N_R = 4G \cdot r_0 \cdot S_R / (1 - \mu) = 4 \cdot 7440 \cdot 0,15 \cdot 0,002 / 0,85 = 6,7 \text{ кН}$$

7. Определяем по условию (5) внешнюю нагрузку  $N_I$ , соответствующую окончанию первого этапа нагружения винтовой двухлопастной сваи:

$$N_I = N_f + N_R = 22 + 6,7 = 28,7 \text{ кН.}$$

8. Вычисляем нагрузку  $N_n$ , соответствующую потере несущей способности грунта в основании нижней лопасти сваи в соответствии с п. 5.7.11 СП 22.13330.2016:

$$\begin{aligned} N_n &= (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma'_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I) \cdot b \cdot l = \\ &= (2,88 \cdot 18,6 \cdot 0,6 + 6,40 \cdot 18,6 \cdot 2,0 + 14,84 \cdot 31) \cdot 0,071 = 51,6 \text{ кН,} \end{aligned}$$

9. По формуле (6) определяем приращение нагрузки  $\Delta N$ :

$$\Delta N = N - N_I = 65,0 \text{ кН} - 28,7 \text{ кН} = 36,3 \text{ кН}$$

10. По формуле (7) находим значение приращения осадки  $\Delta S$ , которое составит:

$$\Delta S = S_1 \frac{\Delta N(N_n - N_R) - (\Delta N - N_R) \cdot N_R}{N_R(N_n - \Delta N)} = 0,2 \cdot \frac{36,3 \cdot (51,6 - 6,7) - (36,3 - 6,7) \cdot 6,7}{6,7 \cdot (51,6 - 36,3)} = 2,8 \text{ см}$$

11. Конечную осадку  $S$  винтовой двухлопастной сваи от действия внешней нагрузки  $N = 65 \text{ кН}$  определим из уравнения (8):

$$S = S_1 + \Delta S = 0,2 \text{ см} + 2,8 \text{ см} = 3,0 \text{ см}$$

## 12. Проверяем выполнение условия (9) по деформациям

$$3 \text{ см} \leq 3 \text{ см}, \quad (9)$$

где  $S_{ult}$  - предельно допустимое значение осадки сваи (для зданий с металлическим каркасом принимаем  $S_{ult} = 3,0 \text{ см}$ )

### **Условие по деформациям выполняется.**

Таким образом, конечная осадка винтовой двухлопастной сваи, установленная расчетом в рассматриваемых грунтовых условиях, составит  $S = 3,0 \text{ см}$ .

## **4.3. Внедрение результатов исследований**

Результаты диссертационной работы были внедрены при разработке проектной документации на следующих объектах:

- строительстве комплекса сборно-разборных ангаров логистического центра в г. Челябинске (2016 г.).
- строительстве тепличного комплекса «АгроПарк» в Глушковском районе Курской области (2015 г.);

Справки о внедрении результатов исследований приведены в приложении Б.

На объекте: «Комплекс сборно-разборных ангаров логистического центра», расположенного в 200 м южнее индивидуальной жилой застройки «Терема» Сосновского района, Челябинской области при разработке технических решений были использованы результаты исследований аспиранта.

В геологическом строении площадка проектируемых зданий представлена следующими грунтами:

- делювиальная четвертичная глина (ИГЭ-1) твердой консистенции, коричневого цвета, непросадочная, ненабухающая. Залегает с поверхности до глубины 2,5 – 3,0 м;

- глина неогеновая (ИГЭ-2), пестроцветная, твердая, легкая песчанистая.

Залегает с глубины 2,5 - 3,0 м. Мощность слоя скважинами, пройденными до

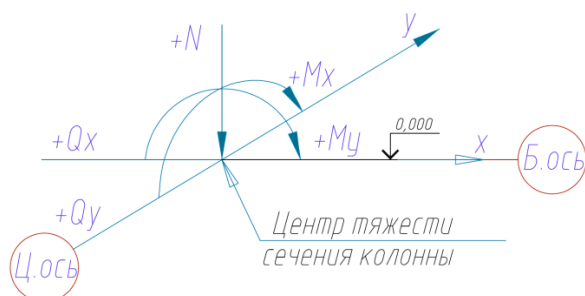
глубины 8,0 м, до конца не выявлена.

Установившийся уровень грунтовых вод зафиксирован на глубине 4,0 м. По степени агрессивности подземных вод к стальным конструкциям – слабая степень. Физико-механические нормативные характеристики грунтов приведены в таблице 4.1 [60]

Таблица 4.1 – Нормативные характеристики грунтов

№ ИГЭ	ИГЭ-1 Глина делювиальная, твердая	ИГЭ-2 Глина неогеновая, твердая
Плотность грунта $\rho$ , г/см <sup>3</sup>	1,93	1,91
Плотность частиц грунта $\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	2,71	2,73
Плотность сухого грунта $\rho_d$ , г/см <sup>3</sup>	1,57	1,59
Естественная влажность $w$ , д.ед.	0,22	0,20
Коэффициент пористости $e$ , д.ед.	0,729	0,717
Коэффициент водонасыщения $S_r$ , д.ед.	0,831	0,762
Угол внутреннего трения $\varphi$ , град.	21	22
Удельное сцепление $c$ , МПа	0,045	0,057
Модуль общей деформации $E$ , МПа	16	21

Комплекс сборно разборных ангаров включает в себя шесть объектов, размер каждого здания в плане 24x72 м. Ангар представляет собой одноэтажное, двухпролетное здание из металлического каркаса. План колонн и разрез здания, а также узлы представлены в приложении В. Схема расчетных нагрузок для наиболее нагруженной колонны каркаса приведена на рисунке 4.6.



$$N=60 \text{ кН}, Q_x=\pm 1,5 \text{ кН}, Q_y=\pm 1,2 \text{ кН}$$

$$M_x, M_y=0 \text{ кН}$$

Рисунок 4.6 – Схема нагрузок на колонну здания

На основании выполненных исследований и расчетов аспирантом были подобраны требуемые геометрические параметры винтовых двухлопастных свай (длина, диаметр лопастей). Основанием винтовых свай является неогеновая глина твердой консистенции (ИГЭ-1). Расчетные параметры винтовых двухлопастных свай сведены в таблице 4.2. Винтовые сваи соединялись с колоннами через анкерные болты, установленные на опорной пластине, приваренной к свае. Схема свайного поля и узел соединения винтовой сваи с колонной здания приведен в приложении 3. Количество запроектированных свай под здание ангара – 53 шт. Общее количество установленных винтовых свай 324 шт. На рисунках 4.7-4.9 представлена последовательность работ по устройству фундаментов на данном объекте. На рисунке 4.10 – общий вид каркаса здания сборно-разборного здания.



Рисунок 4.7 – Установка винтовых двухлопастных свай в проектное положение

Таблица 4.2 – Геометрические и физические параметры винтовых свай

№ п/п	Параметры свай	Значение
1	Глубина погружения свай	2,0 м
2	Диаметр ствола и лопасти соответственно	$d=0,108$ м, $D=0,3$ м
3	Расстояние между лопастями	$2D = 0,6$ м
4	Толщина лопасти и ствола свай	6 мм и 4 мм





Рисунок 4.8 – Монтаж стальных ростверков



Рисунок 4.9 – Узлы соединения сваи с колонной



Рисунок 4.10 –Общий вид несущего каркаса сборно-разборного здания

В 2015 г был разработан проект фундаментов из винтовых двухлопастных свай для тепличного комплекса «АгроПарк», расположенного в Курской области. Тепличный комплекс по производству плодовоовощной продукции состоит из блока зимних теплиц, площадью 11,13 га и производственных, складских, административно-бытовых быстровозводимых зданий и сооружений. План тепличного комплекса приведен в приложении Г.

Блоки теплиц представляют собой одноэтажные здания каркасного типа из стального оцинкованного профиля со светопрозрачными ограждающими конструкциями продольных и боковых фасадов из сотового поликарбоната. Конструктивная система каркаса теплиц – рамно-связевая. В поперечном сечении каркас представляет собой многопролетную раму. Схема нагрузок на колонну каркаса приведена на рисунке 4.11.

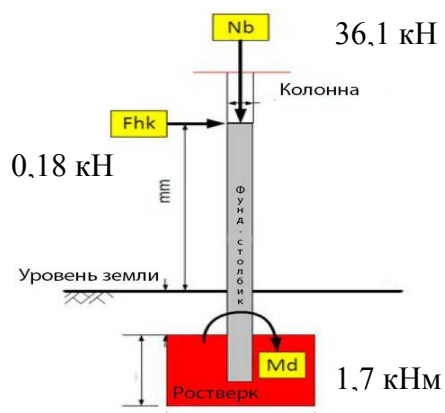


Рисунок 4.11 – Схема расчетных нагрузок на колонну каркаса блока теплиц

Согласно техническому отчету по производству инженерно-геологических работ выполненного ОБУ «КУРСКГРАЖДАНПРОЕКТ» (2014 г.) геолого-литологический разрез до разведанной скважинами глубины 19,0 м сложен суглинками и супесями светло-бурыми, палевыми и тёмно бурыми преимущественно твердой консистенции, сверху перекрытыми почвенно-растительным. В пределах участка застройки выделено 4 инженерно-геологических элемента (ИГЭ). Грунты (ИГЭ-2 и ИГЭ-3) относятся к слабопросадочным макропористым грунтам, залегающим до глубины 6,0 м. Расчетные характеристики грунтов приведены в таблице 4.3.

Грунтовые воды, на период изысканий, пройденными выработками до



глубины 19,0 м, не встречены. Геолого-литологический разрез представлен в приложении 4.

Таблица 4.3 – Расчетные характеристики грунта (по данным ОБУ «КУРСКГРАЖДАНПРОЕКТ»)

Номер ИГЭ	Наименование грунта	Индекс текучести, $I_L$	Коэффициент пористости, $e$	Плотность грунта, г/см <sup>3</sup>	Угол внутреннего трения, $\varphi^\circ$	Удельное сцепления, $C$ , кПа	Модуль деформации, $E$ , МПа
1	Почвенно-растительный слой						
2	Суглинок светло-бурый твердый с прослоями полутвёрдого, просадочный, макропористый без примеси органического вещества	0,02	0,959	1,61	22	0,008	9,3
3	Супесь палевая твёрдая, пылеватая, просадочная без примеси органического вещества	<0	0,709	1,72	23	0,012	18
4	Супесь рыжевато-палевая твёрдая, опескованная, непросадочная без примеси органического вещества	<0	0.599	1.86	21	0.039	33

В первоначально разработанном проекте принимались винтовые сваи с одной лопастью погруженной на глубину 4,5 м, диаметром ствола 0,133 м и диаметром лопасти 0,4 м. Несущая способность свай, посчитанная по нормам (без учета трения по боковой поверхности ствола свай) составила 51 кН. Исходя из условия равенства несущей способности были предложены двухлопастные сваи со следующими характеристиками: длина свай – 3,5 м, диаметр ствола 108 мм, диаметр лопастей 400 мм.

Фрагмент свайного поля, а также узлы приведены в приложении 4.

Общее количество устроенных винтовых свай под здания теплиц составило 3 992 шт. За счет уменьшения геометрических размеров винтовых свай решена задача повышения эффективности фундаментных конструкций.

Также винтовые сваи применены на других объектах тепличного комплекса (склад готовой продукции, котельная, АБК и др.). Общее количество винтовых двухлопастных свай составило 4 312 шт.

Применение эффективных конструктивных решений винтовых двухлопастных свай при строительстве тепличного комплекса позволило снизить затраты на устройство фундаментов на 12 744 000 рублей. Общий вид несущего каркаса блока зимних теплиц представлен на рисунках 4.12 и 4.13.



Рисунок 4.12 – Стойки металлического каркаса блока зимних теплиц



Рисунок 4.13 – Металлический каркас блока зимних теплиц

#### 4.4. Направления дальнейших исследований по совершенствованию методов расчета несущей способности винтовых свай на основе данных о крутящем моменте при их ввинчивании

##### 4.4.1. Методика измерения крутящего момента при устройстве винтовых свай

Величина крутящего момента  $M_{кр}$  при ввинчивании сваи может быть использована для оценки ее несущей способности по грунту, так как между этими величинами существует корреляционная зависимость, отмеченная многими исследователями [89, 92, 97, 105, 126]. В отечественных строительных нормах отсутствуют рекомендации по оценке несущей способности свай по результатам измерения величины крутящего момента. Однако, за рубежом такая практика широко используется. Наибольшую популярность оценки несущей способности винтовых свай приобрело соотношение, предложенное *Hoyt and Clemence* [96]:

$$F_d = K_t \cdot M_{кр}, \quad (4.15)$$

где  $F_d$  – несущая способность сваи по грунту, кН;

$M_{кр}$  – крутящий момент, измеренный на проектной отметке нижней лопасти при ввинчивании, кН·м;

$K_t$  – коэффициент пропорциональности, который зависит от диаметра ствола сваи.

Соотношение (4.15) было установлено на основе проведения многочисленных статических испытаний винтовых свай на опытных площадках, сложенных различными грунтами. Основным достоинством расчета несущей способности по величине крутящего момента является оперативность и высокая достоверность полученных результатов. Установив значение коэффициента для конструкции винтовой сваи  $K_t$  и выполнив измерение крутящего момента  $M$ , по формуле (4.15) отыскивается величина несущей способности. Поэтому, разработка методики оценки крутящего момента при ввинчивании является важной

практической задачей.

Автором была разработана методика оценки крутящего момента  $M_{кр}$  при устройстве винтовых двухлопастных свай в глинистые грунты. Экспериментальные исследования проводились в лабораторных условиях на моделях винтовых свай. Методика заключалась в следующем.

Для измерения крутящего момента  $M_{кр}$ , возникающего в реальных условиях при ввинчивании металлических свай, разработана конструкция тензодинамометра, выполненная из стальной трубы с наружным диаметром 76 мм и толщиной стенки трубы 4 мм. Тензорезисторы наклеивались на наружную поверхность трубы под углом  $45^\circ$  к ее продольной оси. Для передачи крутящего момента от внешнего источника к винтовой свае через тензодинамометр в последнем выполнено по два отверстия в верхней и нижней части стальной трубы. Для преобразования возникающей в процессе ввинчивания деформации в электрический сигнал использовались тензорезисторы марки ПКБ-10-100ХА. С целью снижения уровня погрешности измерения, повышения чувствительности тензорезисторов, уменьшения влияния температурной погрешности и компенсации деформации изгиба, тензорезисторы подключались к измерительной системе по схеме полного моста. Общий вид тензодинамометра представлен на рисунке 4.14 [30].

Перед проведением испытаний была выполнена оценка чувствительности тензодинамометра, которая заключалась в расчете величины деформации  $\varepsilon_1$  для случая изменения крутящего момента  $M_{кр}$  в диапазоне от 10 до 1000 Н·м.

В соответствии с обобщенным законом Гука, деформация, измеряемая тензорезистором, определяется по следующей зависимости:

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= \frac{1}{E}(\sigma_1 - \mu\sigma_3), \\ \varepsilon_3 &= \frac{1}{E}(\sigma_1 - \mu\sigma_3),\end{aligned}\tag{4.16}$$

где  $\varepsilon_1, \varepsilon_3$  – первая и третья главные деформации, измеряемые тензорезисторами,

$E$  – модуль упругости материала трубы,

$\mu$  - коэффициент Пуассона,

$\sigma_1, \sigma_3$  — наибольшее и наименьшее главные напряжения.

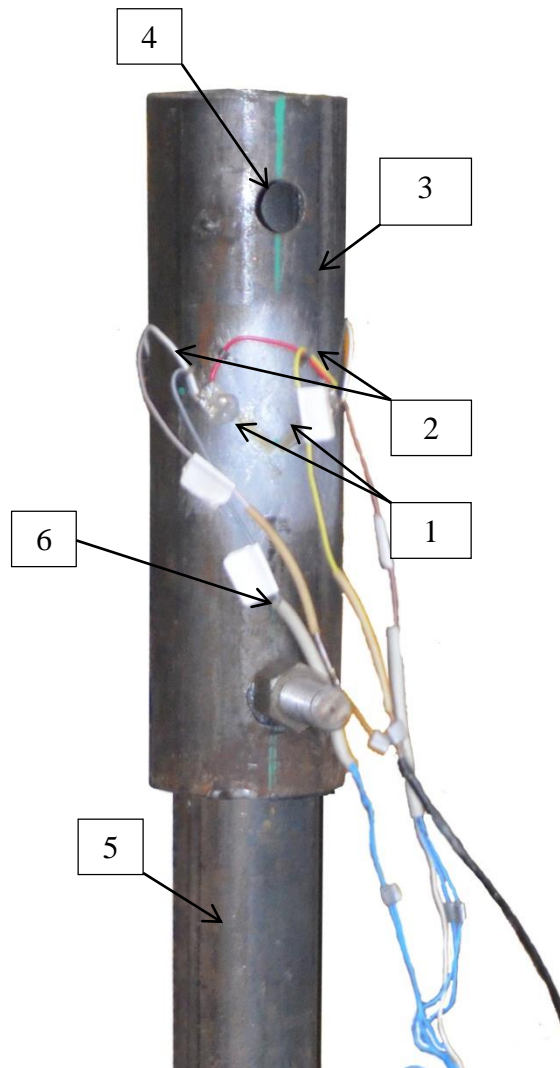


Рисунок 4.14 – Конструкция тензодинамометра: 1 – тензорезисторы, наклеенные под углом  $45^\circ$  к продольной оси; 2 - соединительные провода; 3 – стальная труба; 4 – отверстия, выполненные в стальной трубе для передачи крутящего момента; 5 – винтовая свая; 6 – отверстие для соединения тензодинамометра с винтовой сваяй

При наклейке тензорезистора под углом  $45^\circ$  к продольной оси, величины касательных и главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_3$  находятся в соотношении:

$$\sigma_1 = \tau, \sigma_3 = -\tau, \quad (4.17)$$

В то же время величина касательных напряжений может быть определена по формуле:

$$\tau = \frac{M_{кр}}{W_p}, \quad (4.18)$$

где  $M_{кр}$  – крутящий момент действующий на сваю, Нм;

$W_p$  – полярный момент сопротивления сечения.

Для сечения в виде трубы полярный момент сопротивления определяется по следующей зависимости:

$$W_p = \frac{\pi D^2 t}{2}, \quad (4.19)$$

где  $D$  – диаметр трубы,

$t$  – толщина трубы.

Если подставить формулу (4.17) в уравнение (4.16) получим:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \tau (1 + \mu), \varepsilon_3 = -\frac{1}{E} \tau (1 + \mu), \quad (4.20)$$

Для изотропного материала зависимость между упругими константами выглядит следующим образом:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)},$$

$$\text{тогда } \varepsilon_1 = 2G\tau, \varepsilon_3 = -2G\tau, \quad (4.21)$$

Подставив в выражение (4.20) зависимость (4.18) и (4.19) получим:

$$\varepsilon_1 = \frac{16M_{кр}}{\pi D^3 (1 - (\frac{d}{D})^4)} / 2G, \quad (4.22)$$

Значение деформации, вычисленное по формуле (4.22) для крайнего нижнего значения из заданного диапазона изменения крутящего момента ( $M_{кр}=10$  Н·м), диаметра трубы тензодинамометра  $D=76$  мм и толщины стенки  $t=4$  мм составляет  $\varepsilon_1=2,09$  е.о.д.

Анализ приведенных результатов показывает, что при данном конструктивном решении тензодинамометра уровень регистрируемого сигнала достаточно высок. С учетом повышения чувствительности за счет схемы полного моста сигнал измерительной информации может быть увеличен в четыре раза.

Таким образом, принятая конструкция тензодинамометра для измерения крутящего момента обладает достаточно высокой чувствительностью и обеспечивает приемлемую точность измерений во всем диапазоне изменения



крутящего момента. Разработанная конструкция тензодинамометра защищена патентом РФ на полезную модель [46].

Для регистрации электрических сигналов с тензорезисторов использовалась блок-схема измерения, включающая в себя тензодинамометр, тензометрический усилитель 8АНЧ-26, аналого-цифровой преобразователь Е140 (рисунок 4.15), соединительные кабели, персональный компьютер. Деформации тензодинамометра воспринимаются тензорезисторами и преобразуется в изменение напряжения в измерительной диагонали мостовой схемы. Уровень изменения напряжения в измерительной диагонали моста варьируется в пределах 0,01...10 мВ и поэтому требует усиления. Для этого используется специализированный тензометрический восьмиканальный усилитель на несущей частоте 8АНЧ-26. Усиленный аналоговый сигнал с усилителя поступает на вход АЦП, где оцифровывается и превращается в цифровой код. Результаты оцифровки данных записываются в память ПК и могут быть использованы для проведения обработки результатов и дальнейших исследований.

Максимальный уровень сигнала в измерительной диагонали мостовой схемы получается при наклейке тензорезисторов под углом  $45^0$  к продольной оси трубы. При этом угол между осями установки составляет  $90^0$ . В том случае, когда возникает отклонение от оптимальных углов установки тензорезисторов, возникает систематическая погрешность, связанная со снижением уровня воспринимаемой деформации.

Для более достоверной оценки результатов экспериментальных исследований на моделях винтовых свай в лабораторных условиях, автором была проведена градуировка (тарировка) тензодинамометра. С этой целью была собрана измерительная схема, соответствующая условиям ввинчивания моделей винтовых свай в лабораторных условиях. Нижняя часть тензодинамометра закреплялась в слесарных тисках, через отверстия в верхней части тензодинамометра прикладывался крутящий момент, который создавался путем приложения к свае пары сил с плечом  $L=1,0$  м. Крутящий момент прикладывался ступенчато, на каждой ступени снимались показания с тензодинамометра. По результатам

испытаний строился градуировочный график  $M_{кр}=f(\Delta U_{изм.})$ , который позволяет установить связь между показаниями тензодинамометра и величиной крутящего момента, приложенного к свае при ее ввинчивании (рисунок 4.16).

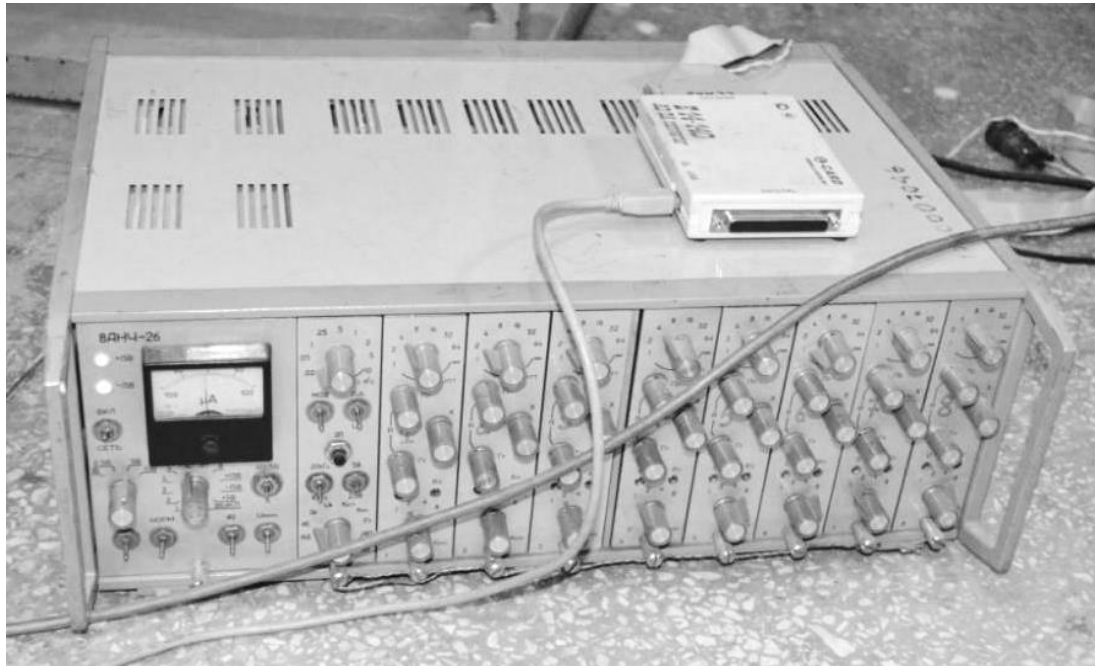


Рисунок 4.15 – Тензометрический усилитель 8АНЧ-26 и аналого-цифровой преобразователь E140

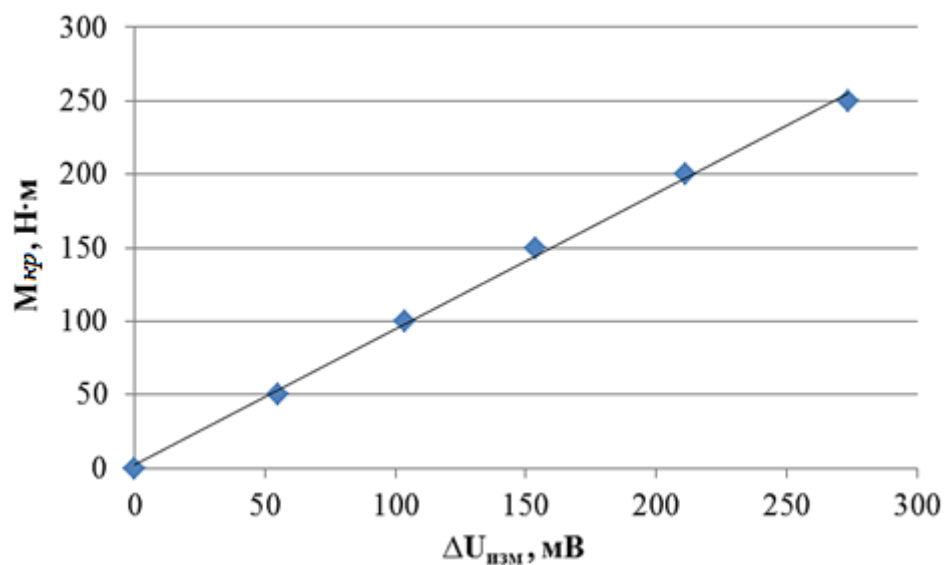


Рисунок 4.16 – График градуировки тензодинамометра  $M_{кр}=f(\Delta U_{изм.})$ :  $M_{кр}$  - крутящий момент,  $\text{Н}\cdot\text{м}$ ;  $\Delta U_{изм.}$  - изменение напряжения на выходе измерительного моста,  $\text{мВ}$



#### 4.4.2. Основные результаты измерения крутящего момента при устройстве винтовых двухлопастных свай в лабораторных условиях

В процессе установки в лабораторных условиях оценивалась величина крутящего момента для двухлопастных винтовых свай в процессе ввинчивания. После «отдыха» данные сваи подвергались статическим испытаниям.

Общий вид установки для измерения крутящего момента в процессе установки свай в лабораторных условиях изображен на рисунке 4.17.



Рисунок 4.17 – Общий вид экспериментальной установки для регистрации крутящего момента

По результатам лабораторных исследований построены графики  $M_{кр}=f(t)$ , по которым устанавливалось значение крутящего момента  $M_{кр}$  в зависимости от времени установки  $t$  двухлопастных свай [30]. На рисунке 4.18 представлены графики (1, 2) результатов глинистый грунт текучепластичной и полутвердой консистенции. Анализируя полученные результаты, можно отметить общую

закономерность изменения величины крутящего момента  $M_{кр}$  в процессе устройства винтовых двухлопастных свай в глинистом грунте. На начальном отрезке времени (до  $t=40$  с) происходит увеличение крутящего момента, связанного с мобилизацией сил сопротивления грунта вокруг нижней лопасти. После погружения нижней лопасти величина момента остается постоянной на протяжении примерно 110 с ( $t \approx 110$  с). При погружении второй лопасти, начиная с момента времени  $t \approx 160$  с, происходит повторное увеличение крутящего момента  $M_{кр}$  до достижения его максимального значения.

Основываясь на полученных результатах, можно отметить, что крутящий момент  $M_{кр}$ , необходимый для ввинчивания свай в полутвердые грунты, в среднем в три раза выше по сравнению с моментом, возникающем при устройстве свай в текучепластичный глинистый грунт ( $M_{кр} = 200$  Н·м и 65 Н·м соответственно). При погружении второй лопасти в грунт текучепластичной и полутвердой консистенции, происходит увеличение крутящего момента на 35 и 50% соответственно.

На основе лабораторных экспериментальных исследований разработана методика оценки крутящего момента, возникающего при ввинчивании винтовых двухлопастных свай в глинистый грунт. Методика основана на использовании тензодинамометра специальной конструкции, патентная новизна которого защищена патентом РФ на полезную модель. Результаты экспериментальных исследований работы двухлопастных винтовых свай в глинистом грунте и данные о крутящем моменте  $M_{кр}$ , возникающем при их ввинчивании, могут быть использованы для разработки рекомендаций для оценки несущей способности винтовых свай по грунту

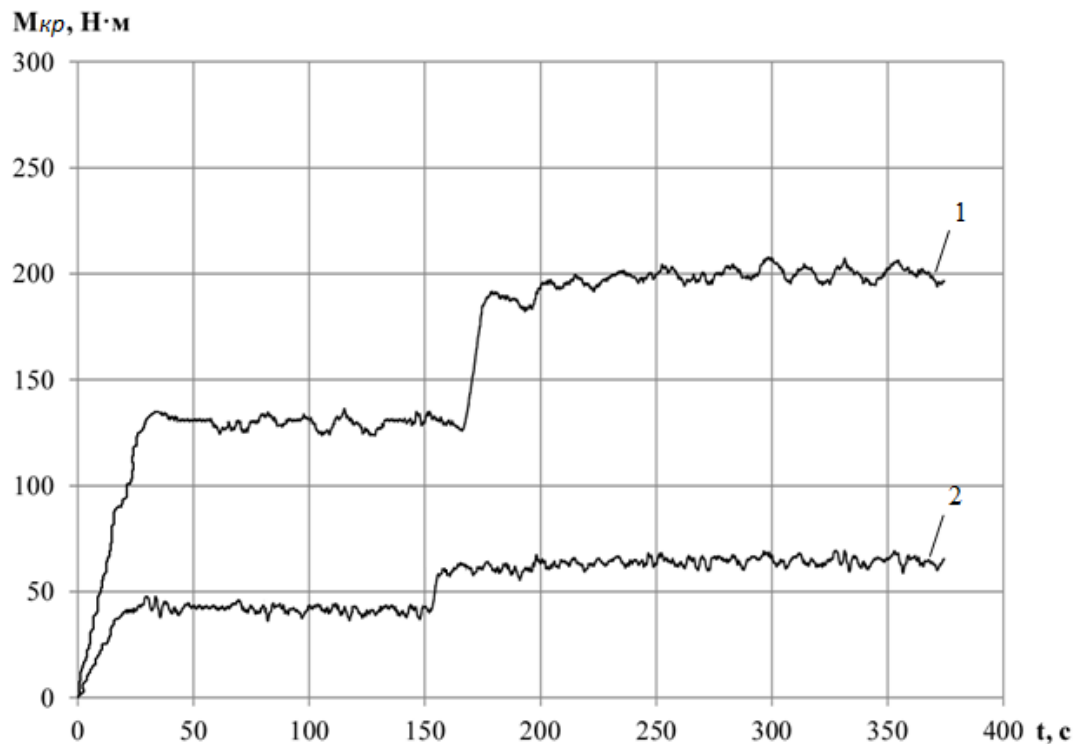


Рисунок 4.18 – График изменения величины крутящего момента  $M_{кр}$ , Н·м от времени установки винтовой двухлопастной сваи в глинистый грунт  $t$ , с: 1 – полутвердой; 2 – текучепластичной консистенции соответственно

#### 4.5. Выводы по главе 4

1. На основе результатов экспериментальных и теоретических исследований разработан метод расчета осадки винтовых двухлопастных металлических свай длиной от 1,5 до 3,0 м в глинистых грунтах для фундаментов быстровозводимых и временных зданий. Метод основан на использовании эффективного конструктивного решения винтовых двухлопастных свай, которое характеризуется расстоянием  $L$  между лопастями, равным  $L = 2,0 - 2,5$  диаметра лопасти.

2. Для оценки достоверности результатов расчета было проведено их сопоставление с результатами натурных испытаний винтовых двухлопастных металлических свай статической вдавливающей нагрузкой. Было установлено, что для глинистых грунтов полутвердой консистенции расхождение экспериментальных значений конечных осадок винтовых двухлопастных свай с

данными расчета по предлагаемому методу не превышает 20-30 %.

3. На основе лабораторных экспериментальных исследований разработана методика оценки крутящего момента, возникающего при ввинчивании винтовых двухлопастных свай в глинистый грунт. Методика основана на использовании тензодинамометра специальной конструкции, патентная новизна которого защищена патентом РФ на полезную модель.

4. Результаты экспериментальных исследований работы двухлопастных винтовых свай в глинистом грунте и данные о крутящем моменте  $M_{кр}$ , возникающем при их ввинчивании, могут быть использованы для разработки рекомендаций для оценки несущей способности винтовых свай по грунту.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам выполненных исследований можно сделать следующие общие выводы:

1. По данным экспериментальных и теоретических исследований установлено рациональное конструктивное решение винтовых металлических двухлопастных свай в глинистых грунтах для фундаментов быстровозводимых временных зданий. Одним из основных параметров, характеризующих работу таких свай в глинистых грунтах, является расстояние  $L$  между лопастями. При длине натурных винтовых свай до 3,0 м и диаметре лопасти 0,3 м рациональное расстояние  $L$  между лопастями в глинистых грунтах составляет 2,0...2,5 диаметра лопасти.

2. Результаты экспериментальных исследований показали, что в глинистых грунтах несущая способность винтовых двухлопастных свай  $F_d$  длиной от 1,5 до 3,0 м и диаметром лопасти 0,3 м на 25–30% больше по сравнению с винтовыми однолопастными сваями аналогичных геометрических размеров.

3. Экспериментально установлено, что в глинистых грунтах несущая способность винтовой однолопастной сваи (диаметр ствола не более 0,108 м, длина сваи не более 3,0 м) по боковой поверхности ствола  $F_{df}$  не превышает 5-10% от величины ее общей несущей способности  $F_d$ . Из этого следует, что повышение несущей способности винтовой однолопастной сваи за счет увеличения диаметра ее ствола нельзя считать эффективным решением. Наиболее эффективным решением повышения  $F_d$  является устройство на стволе винтовой сваи второй дополнительной лопасти.

4. Анализ данных численных и экспериментальных исследований подтверждает схему взаимодействия винтовой двухлопастной сваи с глинистым грунтом основания. Выявлено, что глинистый грунт, заключенный между лопастями винтовой двухлопастной сваи, приобретает форму «грунтового цилиндра» и начинает работать как единый цельный элемент совместно с ее стволом при нагружении внешней нагрузкой. Наличие «грунтового цилиндра»

приводит к увеличению площади боковой поверхности винтовой двухлопастной сваи на участке между лопастями и повышению ее несущей способности  $F_d$  в целом. Экспериментально установлена зависимость изменения несущей способности винтовой двухлопастной сваи  $F_d$  от геометрического параметра  $L/D$  ( $L$ ,  $D$  – соответственно расстояние между лопастями и их диаметр).

5. На основе численных исследований установлено, что предельное состояние грунта для винтовой однолопастной сваи наступает за счет развития касательных напряжений (развития зоны сдвигов) вокруг лопасти. Такой механизм их развития объясняет эффект «срыва» винтовой сваи, наблюдаемый в полевых экспериментах при осадках 15-20 мм. Для двухлопастных свай предельное состояние грунта наступает по контуру области, которая формируется между лопастями и приобретает форму «грунтового цилиндра», взаимодействующего с основанием. Отсутствие выраженного эффекта «срыва» двухлопастной сваи можно объяснить развитием зоны сдвигов в основании нижней лопасти сваи преимущественно вниз и в стороны.

6. На основе результатов экспериментальных и теоретических исследований разработан метод расчета осадки винтовых двухлопастных металлических свай длиной от 1,5 до 3,0 м в глинистых грунтах для фундаментов быстровозводимых временных зданий. Метод основан на использовании запатентованного конструктивного решения винтовой двухлопастной сваи и предусматривает нелинейную зависимость ее осадки от прикладываемой нагрузки. Установлено, что для глинистых грунтов полутвердой консистенции расхождение экспериментальных значений конечных осадок винтовых двухлопастных свай с данными расчета по предлагаемому методу не превышает 20-30 %. Разработаны рекомендации по расчету и конструированию винтовых двухлопастных свай в глинистых грунтах для фундаментов быстровозводимых временных зданий.

**СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ**

1. АЗМ-Стройдормаш. Манипуляторы для погружения винтовых свай. УБМ-85 [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [www.azm-sdm.ru/product/279/283](http://www.azm-sdm.ru/product/279/283).
2. Акимов, В.Г. Основы учения о коррозии и защита металлов / В.Г. Акимов. – М. : Металлургия, 1946. – 464 с.
3. Акимов, В.Г. Теория и методы исследования коррозии металлов / В.Г. Акимов. – М.-Л. : Изд-во АН СССР, 1945. – 270 с.
4. Акопян, В.Ф. Моделирование несущей способности ввинчиваемых свай / В.Ф. Акопян // Известия Ростовского государственного строительного университета. – 2010. - №. 14. – С. 308.
5. Акопян, В.Ф. Моделирование совместной работы винтовых свай с нелинейно-деформируемым грунтовым основанием : автореф. Дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Акопян Владимир Феликсович. – Ростов н/Д., 2012. – 23 с.
6. Барвашов, В.А. Метод расчета жесткого свайного ростверка с учетом взаимного влияния свай / В.А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1968. - № 3. – С. 35-37.
7. Бартоломей, А.А. Экспериментальные и теоретические основы прогноза осадок ленточных свайных фундаментов: автореф. Дис. ... д-ра. Техн. Наук : 05.23.02 / Бартоломей Адольф Александрович. – М., 1974. – 40 с.
8. Бахолдин, Б.В. К вопросу сопротивления грунта на боковой поверхности сваи / Б.В. Бахолдин, Н.Т. Игонькин // Основания, фундаменты и подземные сооружения. НИИОСП. – 1969. –СБ.58. – С. 9-13.
9. Бахолдин, Б.В. Особенности расчета осадок фундаментов из буронабивных свай / Б. В. Бахолдин, П. И. Ястребов, Е. А. Парфенов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – N 6. – С. 12-16.
10. Богорад, Л.Я. Винтовые сваи и анкеры в электросетевом строительстве / Л.Я. Богорад. – М. : Энергия, 1967. – 200 с.

11. Буровая установка АЗА-3. Официальный сайт ЗАО Геомаш-Центр. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [www.geomash.ru/i\\_shop/boring\\_plant/aza\\_3](http://www.geomash.ru/i_shop/boring_plant/aza_3).
12. Верификационный отчет по программному комплексу Midas GTS. Том 1. Общие сведения. Матрицы верификации / Ю.А. Готман – М. : Подземпроект, 2012. – 88 с.
13. Глотов, Н.М. Свайные фундаменты / Н.М. Глотов, А.А. Луга, К.С. Силин, К.С. Завриев. – М. : Транспорт, 1975. – 432 с.
14. Готман, А.Л. Сваи и свайные фундаменты. Избранные труды / А.Л. Готман. - Уфа: Монография, 2015. - 384 с.
15. Грутман, М.С. Свайные фундаменты / М.С. Грутман – Киев: Будівельник, 1969. – 193 с.
16. Гутман, Э.М. Методика расчета запаса на коррозионный износ тонкостенных сосудов и трубопроводов / Э.М. Гутман, Р.С. Зайнуллин // Химическое и нефтяное машиностроение. – 1983. - № 11. – С. 38-40.
17. Гутман, Э.М. Механохимия металлов и защита от коррозии / Э.М. Гутман. – М. : Металлургия, 1981. – 281 с.
18. Далматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин; под ред. Д-ра техн. Наук, проф. Б.И. Далматова. – Л. : Стройиздат, 1975. – 240 с.
19. Долинский, В.М. Расчет нагруженных труб, подверженных коррозии / В.М. Долинский // Химическое и нефтяное машиностроение. – 1967. - № 2. – С. 9-10.
20. Долинский, В.М. Расчет элементов конструкций, подверженных равномерной коррозии / В.М. Долинский // Исследования по теории оболочек: Сб. трудов. – КИСИ, 1976. – Вып. 7. – С. 37-42.
21. Железков, В.Н. Винтовые сваи большого и малого диаметра [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://tm-plast.ru/wp-content/uploads/2012/10/Jel.pdf>.
22. Железков, В.Н. Винтовые сваи в энергетической и других отраслях строительства / В.Н. Железков. – СПб. : Прагма, 2004. – 128 с.



23. Железков, В.Н. Современные конструкции винтовых свай и анкеров / В.Н. Железков, К.В. Петров, А.А. Озорин, П.И. Романов, Л.Н. Когановская // Строительная техника и оборудование. – 2009. – 22 с.
24. Икрин, В.А. Сопротивление материалов с элементами теории упругости и пластичности: Учебник для студентов, обучающихся по направлению 653500 “Строительство” / В.А. Икрин. – М. : АСВ, 2004. – 424 с.
25. Карпиенко, В.Л. Руководство по проектированию и устройству фундаментов мачт и башен линий связи из винтовых свай / В.Л. Карпиенко, Л.Г. Мариупольский. – М. : Стройиздат, 1965. – 40 с.
26. Коррозия. Справ. Изд. Под ред. Л.Л. Шрайера. Пер. с англ. / Под ред. Л.Л. Шрайера. – М. : Металлургия, 1981. – 632 с.
27. Кравцов, В.Н. Эффективность использования винтовых свай в сложных грунтовых условиях Беларуси / В.Н. Кравцов, Л.С. Чеботарь // Межд. Сборник тр. Геотехника: Научные прикладные аспекты строительства надземных и подземных сооружений на сложных грунтах / СПбГАСУ; ред. Р.А. Мангушев [и др.]. – СПб, 2008. – С. 186–191.
28. Лебедев, С.В. Обоснование оптимальных параметров винтовых анкеров и редуктора привода вращения: автореф. Дис. ... к-та техн. Наук / Лебедев Сергей Владимирович. – Новочеркасск., 2012. – 24 с.
29. Максимов, Ф.А. Исследования совместной работы двухлопастной винтовой сваи с грунтом в лабораторных условиях / Ф.А. Максимов, Е.Н. Серебренникова, М.М. Скоморохов // Сборник научных статей конференции «Геотехника: теория и практика». – СПбГАСУ, 2013. – С. 52-55.
30. Максимов, Ф.А. Методика оценки крутящего момента при устройстве винтовых свай / Ф.А. Максимов // Вестник ЮурГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2017. – № 1. – С. 14–18.
31. Максимов, Ф.А. Оценка работы боковой поверхности ствола винтовой металлической сваи в глинистом грунте / Ф.А. Максимов // Вестник ЮурГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2017. – Т. 17, № 3. – С. 5-11.

32. Малышев, М.В. Расчет осадок фундаментов при нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями в грунтах / М.В. Малышев, Н.С. Никитина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1982. - № 2. - С. 21-24.
33. Мангушев, Р.А. Сваи и свайные фундаменты: конструкции, проектирование и технологии / Р.А. Мангушев, А.Л. Готман, В.В. Знаменский, А.Б. Пономарев; под ред. Р. А. Мангушева. – М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2015. – 311 с.
34. Мариупольский, Л.Г. Несущая способность анкерных фундаментов / Л.Г. Мариупольский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1965. - № 1. – С. 17.
35. Марченко, А.Ф. Почвенная коррозия трубопроводной стали и магистральных трубопроводов / А.Ф. Марченко // Строительство трубопроводов. – 1995. - № 1. – С. 29-34.
36. Машина для завинчивания свай МЗС-219. Официальный сайт ООО МонтажСтройСвязь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [www.mss-omsk.ru/mzs-219.html](http://www.mss-omsk.ru/mzs-219.html).
37. Микропенетrometer MB-2. Технический паспорт и инструкция по эксплуатации. – Октябрьский. : Завод «Нефтеавтоматика», 1966. – 16 с.
38. Нуждин Л.В., Коробова О.А., Нуждин М.Л. Практический метод расчета осадок фундаментов с учетом деформационной анизотропии грунтов основания //Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. - 2014. - № 4.- С. 245-263.
39. Овчинников, И.Г. Прогнозирование работоспособности защитных покрытий и элементов конструкций с защитными покрытиями. Обзор. Ч. 2. / И.Г. Овчинников, Н.Б. Кудайбергенов, И.Г. Гатауллин. – Саратов, 1992. – 32 с. Деп. В ВИНТИ Рос. Акад. Наук 13.11.92, № 3256-B92.
40. Официальный сайт компании «Krinner» [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.krinner.com>.
41. Официальный сайт компании «Magnum» [Электронный ресурс] – Режим доступа: [http://www.magnumpiering.com/commercial/helical\\_pier\\_system.aspx](http://www.magnumpiering.com/commercial/helical_pier_system.aspx).

- 42.Официальный сайт Мидас ИТ Россия и СНГ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://midasit.ru/training/webinarafter.asp>.
- 43.Официальный сайт Almita Piling Inc [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.almita.com/installation>.
44. Официальный сайт A.B. Chance Company [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.abchance.com/resources/cad-drawings/>.
- 45.Пат. 139824 Российская Федерация, МПК<sup>7</sup> E 02 D 5/56. Винтовая свая / Ф.А. Максимов, С.Ю. Павлов, М.М. Скоморохов, А.И. Полищук. - № 2013149441; заявл. 06.11.2013; опубл. 27.04.2014, Бюл. № 12. – 1 с.
46. Пат. 151668 Российская Федерация, МПК<sup>7</sup> G01L 1/22. Динамометр для измерения крутящих моментов при ввинчивании металлических свай / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов, С.Ю. Павлов, М.М. Скоморохов, Е.Е. Рихтер. - № 2014126113; заявл. 26.06.2014; опубл. 10.04.2015, Бюл. № 10. – 2 с.
47. Пенчук, В.А. Винтовые сваи и анкеры для опор / В.А. Пенчук. – Киев : Будівельник, 1985. – 96 с.
48. Полищук, А.И. Винтовые двухлопастные сваи и перспективы их использования для фундаментов временных зданий / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов, И.В. Болгов // Научное обеспечение агропромышленного комплекса: материалы Всерос. Науч.- практ. Конф. Молодых ученых. – Краснодар: КубГАУ, 2014. – С. 232-234.
- 49.Полищук, А.И. Винтовые металлические сваи и обоснование их конструктивного решения для фундаментов быстровозводимых временных зданий / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов // Сборник научных трудов, посвященный 60-летию Заслуженного изобретателя СССР, Лауреата Премии Совета Министров СССР, Академика РАЕН Габиева Фахраддина Гасан оглы. – Баку, 2016.
- 50.Полищук, А.И. Инженерный метод расчета осадки винтовой двухлопастной сваи в глинистом грунте / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2017. – № 6. – С. 9-14.

- 51.Полищук, А.И. Обоснование конструктивного решения винтовых свай для фундаментов быстровозводимых временных зданий / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов // Вестник ПНИПУ. – 2015. – № 4. – С. 62-75.
52. Полищук, А.И. Совершенствование конструкции винтовых свай для фундаментов временных зданий / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. - № 4. С. 37-40.
53. Пономаренко, Ю.Е. Особенности нормативной документации при проектировании фундаментов из винтовых анкеров и свай / Ю.Е. Пономаренко, Н.Б. Баранов // ОиФ. – 2013. - № 1. – С. 28-31.
54. Пономарев, А.Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай: учебное пособие/ А.Б. Пономарев. - М.: АСВ, 2005.- 160с.
- 55.Савинов, А.В. Экспериментально-теоретическая оценка несущей способности основания боковой поверхности стальных и железобетонных свай вдавливания/ А.В. Савинов // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства: материалы Российской науч.-техн. Конф. — Пермь: Изд-во Пермского гос. Техн. Ун-та, 2011. — С. 188-194.
- 56.СТО 56947007- 29.120.95-050-2010 Стандарт организации ОАО «ФСК ЕЭС». Нормы проектирования фундаментов из винтовых свай. – М. : «ОАО ФСК ЕЭС», 2010. – 33 с.
- 57.Стройдормаш. Бурильные машины и оборудование [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://biz.mediaweb.ru/fscripits/file.cgi?id=1224>.
- 58.Строкова, Л.А. Определение параметров для численного моделирования поведения грунтов / Л.А. Строкова // Известия ТПУ. – 2008. – Т. 313. № 1. – С. 69-74.
59. Строкова, Л.А. Расширенная обработка данных компрессионных испытаний грунтов для определения параметров упругопластических моделей / Л.А. Строкова // Известия ТПУ. – 2011. – Т. 318. № 1. – С. 82-87.
60. Технический отчет по результатам инженерно-геологических изысканий на объекте: Земельный участок с кадастровым № 74:19: 1201002:103, расположенный в 200 м южнее индивидуальной жилой застройки «Терема»

- Сосновского района, Челябинской области: Шифр 665-2014-ИИ / ООО «МГСП»; - Миасс, 2014. – Исполн.: В.И. Вечканова, И.В. Дёмина.
61. Типовые конструкции, изделия и узлы зданий и сооружений. Серия 3.407.9-158. Унифицированные конструкции для закрепления опор ВЛ и ОРУ подстанций. Вып. 2. Винтовые анкеры и сваи. Стадия КМ. – утв. Минэнерго СССР прот. №27 от 28.08.88 г. – Свердловск: СФ ЦИТП Госстрой СССР, 1988. – 31 с.
  62. Томашов, Н.Д. Теория коррозии и защиты металлов / Н.Д. Томашов. – М. : Изд-во АН СССР, 1960. – 590 с.
  63. Трофименков, Ю.Г. Винтовые сваи в качестве фундаментов матч и башен линий передач / Ю.Г. Трофименков, Л.Г. Мариупольский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1964. - № 4. – С. 35
  64. Фадеев, А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS» / А.Б. Фадеев // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сборник статей международной научно-технической конференции; СПбГАСУ. – 2012. – С. 13–20.
  65. Федоровский, В.Г. Сваи в гидротехническом строительстве / В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курилло, Ю.М. Колесников. – М. : АСВ, 2003. – 235 с.
  66. Федоровский, В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. Обзор / В.Г. Федоровский // Строительство и Архитектура. Серия 8. Строительные конструкции. – 1985. – № 9.
  67. Цикерман, Л.Я. Долгосрочный прогноз опасности грунтовой коррозии металлов / Л.Я. Цикерман. – М. : Недра, 1966. – 175 с.
  68. Цикерман, Л.Я. Прогноз опасности грунтовой коррозии для стальных сооружений / Л.Я. Цикерман, Я.Г. Штурман // Защита металлов. – 1967. - № 2. – С. 243-244.
  69. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М. : Высшая школа, 1979. – 272 с.
  70. Цюрюпа, И.И. Инженерные сооружения на винтовых сваях / И.И. Цюрюпа, И.М. Чистяков. – М. : Трансжелдориздат, 1958. – 78 с.

71. Шашкин, А.Г. Вязко-упруго-пластическая модель поведения глинистого грунта / А.Г. Шашкин // Развитие городов и геотехническое строительство. – 2011. – № 2.
72. Шве́ц, В.Б. Элювиальные грунты как основания сооружений / В.Б. Шве́ц – М.: Стройиздат, 1964 – 193 с.
73. Широков, В.Н. Лабораторные и полевые методы определения параметров нелинейных моделей грунтов / В.Н. Широков // Современные проблемы нелинейной механики грунтов: материалы Всесоюзной конф. – Челябинск: ЧПИ. – 1987. – С. 14-31.
74. Широков, В.Н. Определение структурной прочности грунтов в компрессионных испытаниях / В.Н. Широков // Инженерная геология. – 1987. – № 6. – С. 111-114.
75. Широков, В.Н. Расчет осадок основания с учетом предуплотнения грунта / В.Н. Широков, А.К. Мурашев // Исследования по строительной механике и строительным конструкциям: Тематич. Сб. науч. Тр. ЧПИ – 1985. – С. 39-42.
76. Широков, В.Н. Упругопластические модели грунтов природного сложения и их применение к расчету грунтовых оснований: автореф. Дис. ... д-ра техн. Наук / Широков Виктор Николаевич. – М., 1990. – 45 с.
77. Эванс, Ю.Р. Коррозия и окисление металлов. Теоретические основы и их практическое применение / Ю.Р. Эванс; под ред. И.Л. Розенфельда. – М. : Машгиз, 1962. – 256 с.
78. AASHTO 2004. LRFD Bridge Design Specifications., Washington, DC: American Association of State Highway Transportation Officials.
79. A.B. Chance Company, “Chance Anchor Corrosion Report”. Bulletin 31-9403, reprinted with permission from Texas Dept. of Transportation, Copyright 1994 A.B. Chance Company, Centralia, MO.
80. AC358 Acceptance Criteria for Helical Pile Foundations and Devices [Электронный ресурс] // ICC-Evaluation Services. – 2007. – Режим доступа: <http://www.icc-es.org>.
81. Almita Piling [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.almita.com/>.

82. American Galvanizers Association (AGA). 2000a. Hot-Dip Galvanizing for Corrosion Protection of Steel Products. Englewood, CO: American Galvanizers Association.
83. Akopyan, V. Experimental and Theoretical Investigation of the Interaction of the Reinforced Concrete Screw Piles with the Surrounding Soil / V. Akopyan, A. Akopyan // *Procedia Engineering*. – 2016. – Vol. 150. – Pp. 2202-2207.
84. AS 2159-2009 Piling – Design and installation. – Sydney : SAI Global Limited, 2009. – 90 p.
85. Baligh, M.M. Analysis of wedge penetration in clay / M.M. Baligh, R.F. Scott // *Geotechnique*, vol. XXVI. – 1976. - № 1. – Pp. 185-208.
86. Brinkgreve, R.B.J. PLAXIS, 2D Version 8 [Электронный ресурс] / R.B.J. Brinkgreve et. Al. – Balkema, 1997. – 200 p. – режим доступа: <http://www.plaxis.nl/index.php?cat=manuals&mouse=Plaxis%20V8>.
87. Brinkgreve, R.B.J. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application. Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration. / R.B.J. Brinkgreve ; ed. J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin // *American Society of Civil Engineers*, 2005. – V. 128. – Pp. 69–98.
88. Chance. Power-installed Foundations, Guy Anchors and Installing Equipment [Электронный ресурс] / Bulletin 01-9707. – Rev. 3/07. – Pp. 12-13. – Режим доступа: [www.abchance.com/resources/technical/01-9707.pdf](http://www.abchance.com/resources/technical/01-9707.pdf).
89. Clemence, S.P. Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil / S.P. Clemence. – ASCE, 1985. – Pp. 26-47.
90. Cui, Y. Numerical Analysis of Screw Piles under Axial Loads in Cohesive Soils / Y. Cui, S.D. Zou, J. Schmidt, B. Patrick, I. Harder, S. Wu // *GeoManitoba, Building on the Past*, 65<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference, Winnipeg, Manitoba. Toronto: Canadian Geotechnical Society. – 2012.
91. Deardorff, D.A. Design, installation and testing of helical piles & anchor [Электронный ресурс] / D.A. Deardorff – Режим доступа: <http://www.foundationperformance.org/pastpresentations/DeardorffPresSlides-8Apr09.pdf>.

92. Deardorff, D.A. Torque Correlation Factors for Round Shaft Helical Piles / D.A. Deardorff // Deep Foundations Institute. Symposium on Helical Pile Foundations. – 2007.
93. Degradation of Soil Reinforcement for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Slopes // Federal Highway Administration Publication No. FHWA-SA-96-072.
94. EN 1993-5:2007. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 5: Piling – Brussels : CEN, 2007. – 94 p.
95. Hot-Dip Galvanizing for Corrosion Protection of Steel Products. – Englewood, Colorado : American Galvanizers Association, 2000.
96. Hoyt, R.M. Uplift Capacity of Helical Anchors in Soil / R.M. Hoyt, S.P. Clemence // Proceedings of the 12<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1989. – Vol. 2. – Pp. 1019-1022.
97. Knappett, L. Optimizing the compressive behavior of screw piles in sand for marine renewable energy application / L. Knappett, M.J. Brown, A.J. Brennan, L. Hamilton // Proceedings of DFI/EFEC 11<sup>th</sup> international conference on piling and deep foundations. – 2014.
98. Krasinski, A. Hide details Numerical simulation of screw displacement pile interaction with non-cohesive soil / A. Krasinski // Archives of Civil and Mechanical Engineering. – 2014. – Vol. 14. – Iss. 1.
99. Kurian, N.P. Studies on the behavior of screw piles by the finite element method / N.P. Kurian, S.J. Shah // Canadian Geotechnical Journal. – 2009. – Vol. 46 (6). – Pp. 627-638.
100. Lutenegeger, A.J. History repeats. Screw piles come of age – again [Электронный ресурс] / A.J. Lutenegeger, J. Kempker // Structural Engineer. – 2009. - № 1. – Pp. 26-29. – Режим доступа: [www.foundationtechnologies.com/documents/HelicalPileArtical41420090001.pdf](http://www.foundationtechnologies.com/documents/HelicalPileArtical41420090001.pdf).
101. Lutenegeger, A.J. National Geotechnical Experimentation Site – University of Massachusetts / A.J. Lutenegeger // National Geotechnical Experimentation Sites, ASCE. – 2000. – Pp. 102-129.



102. Mitsch, M.P. The Uplift Capacity of Helix Anchors in Sand / M.P. Mitsch, S.P. Clemence. – 1985.
103. Murashev, A.K. The Use of Steel Screw Piles in Soft Materials. Design Methods, Research Data & Project Examples [Электронный ресурс] / A.K. Murashev – Режим доступа: <https://pilingnewzealand.iqpc.co.nz/the-use-of-steel-screw-piles-in-soft-materials-mc>.
104. Muromachi, T. Experimental study on application of static cone penetrometer to subsurface investigation of weak cohesive soils / T. Muromachi // ESOPT. – 1974. Vol. 2.2. – Pp. 285-291.
105. Perko, H.A. Energy Method for Predicting the Installation Torque of Helical Foundations and Anchors / H.A. Perko // New Technological and Design Developments in Deep Foundations, ASCE. – 2000. – Pp. 342-352.
106. Perko, H.A. Helical piles: a practical guide to design and installation / H.A. Perko. – Hoboken, New Jersey : John Wiley & Sons, 2009. – 512 p.
107. Polishchuk, A.I. Numerical Analysis of Helical Pile–Soil Interaction under Compressive Loads [Электронный ресурс] / A.I. Polishuk, F.A. Maksimov // IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. – 2017. – 262 012099. – Режим доступа: <http://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/262/1/012099/pdf>.
108. Randolph, M.F. Analysis of vertical deformation of vertically loaded piles / M.F. Randolph, C.P. Wroth // Journal of Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers. – 1978. – Vol. 104(12). – Pp. 1465-1488.
109. Rao, S.N. Behavior of Embedded Model Screw Anchors in Soft Clays / S.N. Rao, Y.V.S.N. Prasad, C. Veeresh // Geotechnique. – 1993. – Vol. 43. - № 4. – Pp. 605-614.
110. Rao, S.N. The Behaviour of Model Screw Piles in Cohesive Soils / S.N. Rao, Y.V.S.N. Prasad, M. D. Shetty // Journal of Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 1991. – Vol. 31. – Pp. 35-50.
111. Rawat, S. Numerical modeling of pullout of helical soil nail [Электронный ресурс] / S. Rawat, A.K. Gupta // Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering.

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1674775516301615?via%3Dihub.63>.

112. Romanoff, M. Underground Corrosion / M. Romanoff. – Houston, TX : National Bureau of Standards No. 579. Reprinted by NACE, [1957] 1989. – 227 p.
113. Romanoff, M. Corrosion of Steel Pilings in Soils / M. Romanoff // Journal of research of National Bureau of Standards – Engineering and Instrumentation. – 1962. – Vol. 66C. - № 3. – Pp. 223-244.
114. Salhi, L. Numerical modeling of single helical pile behavior under compressive loading in sand [Электронный ресурс] / L. Salhi, O. Nait-Rabah, C. Deyrat, C. Roos // Electronic Journal of Geotechnical Engineering. – 2013. – Vol. 18. – Pp. 4319-4338. — Режим доступа: [https://www.researchgate.net/publication/288409270\\_Numerical\\_modeling\\_of\\_single\\_helical\\_pile\\_behavior\\_under\\_compressive\\_loading\\_in\\_sand](https://www.researchgate.net/publication/288409270_Numerical_modeling_of_single_helical_pile_behavior_under_compressive_loading_in_sand).
115. Schanz, T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification [Электронный ресурс] / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. – Balkema, Rotterdam. – 1999. – Pp. 281-290. – Режим доступа: <http://www.unistuttgart.de/igs/content/publications/40.pdf>.
116. Stanier, S.A. Modelling helical screw piles in clay and design implications / S.A. Stanier, J.A. Black, C.C. Hird // Proceedings of ICE-Geotechnical Engineering. – 2013. – Vol. 167 (5). – Pp. 447-460.
117. Tappenden, K.M. Predicting the Axial Capacity of Screw Piles Installed in Western Canadian Soils / K.M. Tappenden // Master's thesis, University of Alberta, Edmonton, Alberta. – 2004.
118. Tokhi, H. Laboratory study of a new screw nail and its interaction in sand / H. Tokhi, G. Ren, J. Li // Computers and Geotechnics. – 2016. – Vol. 78. – Pp. 144-154.
119. Tomlinson, M.J. The Adhesion of Piles Driven in Clay Soils / M.J. Tomilson // Proceedings of 5 International Conference, ISSMFE, London. – 1957. – Vol. 2. – Pp. 66-71.

120. Trofimenkov, J.G. Screw piles used for mast and tower foundations / J.G. Trofimenkov, L.G. Mariupolskii // In proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montréal, Que., 8-15 September 1965. Pergamon Press. – 1965. – Vol. 2. – Pp. 238-332.
121. Uhlig, H.H. Corrosion Handbook / H.H. Uhlig. – N. Y. : John Wiley and Sons, 1948. – 248 p.
122. Uhlig, H.H. Corrosion and Corrosion Control, 3<sup>rd</sup> ed. / H.H. Uhlig, R.W. Revie. – N. Y. : John Wiley and Sons, 1985. – 490 p.
123. Vesic, A. Principles of pile foundation design / A. Vesic // Duke University, Soil Mechanics Series. – 1975. - № 38.
124. Vyazmensky, A.M. Numerical Modeling of Time Dependent Pore Pressure Response Induced by Helical Pile Installation / A.M. Vyazmensky // Master's thesis, University of British Columbia, Vancouver. – 2005.
125. Weech, C.N. Installation and Load Testing of Helical Piles in Sensitive Fine-Grained Soil / C.N. Weech // Master's thesis, University of British Columbia, Vancouver. – 2002.
126. Zhang, D.J.Y. Predicting Capacity of Helical Screw Piles in Alberta Soils / D.J.Y. Zhang // Master's thesis, University of Alberta, Edmonton. – 1999.

## **ПРИЛОЖЕНИЯ**

## **Приложение А**

Лицензия на использование ПК «*MIDAS GTS NX*»

# MIDAS FAMILY PROGRAM

## End User License Agreement

*End User License Agreement for Using MIDAS Family Program*

*This License Agreement is entered into by and between MIDAS Information Technology Co., Ltd. (referred to as MIDAS hereinafter) and the user (referred to as User hereinafter) of the MIDAS software product(s) (referred to as Program hereinafter).*

### 1. License

The User hereby retains the right to use the Program by accepting this License Agreement. The User shall utilize the Program for in-house usage only and install each license on a single designated computer station unless MIDAS specifically authorizes the User to utilize the License on the basis of multi-station usage. The User shall not revise, alter, translate, copy, sell, lease, publish or otherwise distribute the Program, documentation, printed materials, the License and/or any part thereof without prior express written consent of MIDAS.

### 2. Use of License

No Program shall be provided for use by the User by virtue of this License Agreement alone. This License Agreement shall become validated upon the issuance of a purchase order by the User and the acceptance of the purchase order by MIDAS, and the full payment of the agreed price has been remitted to MIDAS or its authorized representative, unless MIDAS specifically permits the use of the Program otherwise.

### 3. License Transfer

The User shall not transfer or assign the Program, security device or License to any other person without prior express written consent of MIDAS. Moreover, the User shall be responsible for safeguarding the security device.

### 4. Copyright

MIDAS shall have and retain the ownership of the Program and all associated documents, which are copyrighted and protected by the governing copyright laws. The User may copy the Program and print the related documents for internal use. The User shall not alter, copy, translate, issue, publish, distribute, assign or transfer the original or duplicate the Program or related documents either physically or electronically for other purposes.

# MIDAS FAMILY PROGRAM

## End User License Certificate

Product Title : *midas GTS NX*

Product ID : *GTS NX: U005-02492, U005-02491*

No. of Users : *Two Network license*

Name of Group (User) : *GEOSMART*

*MIDAS hereby confers this End User License Certificate for using the above product(s) and related documents to the above-designated individual or group User(s).*

*The product contains a MIDAS Family Program and related documents, which are copyrighted and protected by the governing international copyright laws. The End User License Agreement governs the use of a MIDAS Family Program. The User shall be required to safeguard this End User License Certificate as this Certificate serves as evidence to the license and qualifies for maintenance including program updates and user support pursuant to the End User License Agreement.*

Date presented

*20 April 2015*

Presented by

*Oleg Kan*

*Authorized Representative (Name & Signature)*

## **Приложение Б**

Справки о внедрении результатов исследований



**ГЛАВФУНДАМЕНТ**  
ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ  
ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ  
«ГлавФундамент»  
620137, г.Екатеринбург, ул.Блюхера, д.58,  
оф.50.  
Тел.: 8 (800) 700-62-82,  
e-mail: ekb@glavfundament.ru  
ОКПО 20882284

УТВЕРЖДАЮ

Директор ООО «ГлавФундамент»



С.Ю. Павлов



**СПРАВКА**  
**о внедрении результатов исследований**  
**аспиранта кафедры «Основания и фундаменты» ФГБОУ ВО Кубанский ГАУ**  
**Максимова Федора Александровича**

Настоящей справкой подтверждается, что результаты диссертационной работы Максимова Федора Александровича, представленные на соискание ученой степени кандидата технических наук, использованы в производственной деятельности ООО «ГлавФундамент» при устройстве винтовых свай на объекте: «Тепличный комплекс «АгроПарк», Курская область, Глушковский район» в 2015 г. Общее количество установленных в проектное положение винтовых свай составило 4 312 шт.

Личный вклад Максимова Ф.А. заключался в разработке рациональных конструктивных решений фундаментов из винтовых двухлопастных свай. Изначально в проекте были предусмотрены однолопастные винтовые сваи большей длины. Инженером Максимовым Ф.А. была выполнена серия численных расчетов взаимодействия винтовых свай с глинистым грунтом в пространственной постановке.

Использование результатов работы Максимова Ф.А. позволило улучшить качество проектирования, повысить надежность и безопасность строительства объекта. Применение эффективных конструктивных решений винтовых двухлопастных свай при строительстве тепличного комплекса дало возможность значительно сократить затраты на устройство винтовых свай.

Руководитель строительного отдела



А.В. Козлов



ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ

**«РегионСтрой»**

454080, г. Челябинск, пр-т Ленина, д. 89, оф.  
206.

Тел.: +7-(351)-248-69-69, e-mail:

regionstroy174@mail.ru

ОКПО 21578832

УТВЕРЖДАЮ

Директор ООО «РегионСтрой»

К.Г. Красильников



10.10.2016 № 754

### СПРАВКА

о внедрении результатов исследований  
аспиранта  
кафедры «Основания и фундаменты» ФГБОУ  
ВО Кубанский ГАУ  
**Максимова Федора Александровича**

Настоящей справкой подтверждается, что с 15 апреля по 27 июня 2016 г. при разработке проектной документации на объекте: «Комплекс сборно-разборных ангаров логистического центра», расположенного в 200 м южнее индивидуальной жилой застройки «Терема» Сосновского района, Челябинской области, компанией ООО «РегионСтрой» были использованы результаты исследований аспиранта кафедры «ОиФ» ФГБОУ ВО Кубанский ГАУ **Максимова Федора Александровича**. Аспирант Максимов Ф.А. принимал участие в разработке обоснования применения винтовых двухлопастных свай, а также подготовке технических решений по проектированию свайных фундаментов для быстровозводимых ангаров. Выполненные компанией ООО «ЮжУралТИСИЗ» статические испытания винтовых двухлопастных свай по оценке их несущей способности подтверждают расчеты аспиранта Максимова Ф.А. Всего на рассматриваемом объекте было запроектировано шесть ангаров логистического центра (размер в плане 72х24 м каждый) при общем количестве устанавливаемых винтовых двухлопастных свай 324 штук.

Настоящая справка составлена в связи с подготовкой Максимовым Федором Александровичем диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.02 – «Основания и фундаменты, подземные сооружения».

Начальник инженерно-экономического  
отдела

А.В. Лаврухин

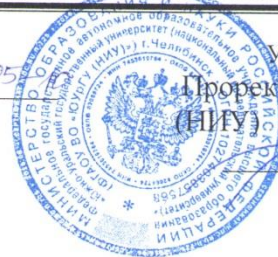


МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ  
**ЮЖНО-УРАЛЬСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ**

пр. Ленина, 76, г. Челябинск, Россия, 454080  
 Тел./факс (351) 267-99-00, <http://www.susu.ru>, E-mail: [info@susu.ru](mailto:info@susu.ru)  
 ОКПО 02066724, ОГРН 1027403857568, ИНН/КПП 7453019764/745301001

21.11.2017

№ 305



УТВЕРЖДАЮ

Проректор по научной работе ЮУрГУ  
 (НИУ)

А.А. Дьяконов

### СПРАВКА

**об использовании результатов исследований старшего преподавателя  
 кафедры «Строительные конструкции и сооружения» ЮУрГУ (НИУ)  
 Максимова Федора Александровича в учебном процессе**

В диссертационной работе Максимова Ф.А. были решены вопросы совершенствования конструктивного решения и методов расчета винтовых двухлопастных свай, используемых в качестве фундаментов быстровозводимых временных зданий, что вносит существенный вклад в развитие теории и практики фундаментостроения. Полученные диссертантом результаты используются в учебном процессе Архитектурно-строительного института ЮУрГУ (НИУ) при выполнении выпускных квалификационных работ студентами-бакалаврами, обучающимися по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство», а также чтении лекций по дисциплине «Основания и фундаменты» для студентов, обучающихся по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Директор Архитектурно-строительного  
 института ЮУрГУ (НИУ), к.т.н., доцент

Д.В. Ульрих

Заведующий кафедрой «Строительные конструкции  
 и сооружения» архитектурно-строительного  
 института ЮУрГУ (НИУ), к.т.н., доцент

М.В. Мишнев

## **Приложение В**

Технические решения, выполненные при проектировании свайных фундаментов на объекте: «Комплекс сборно-разборных ангаров логистического центра»

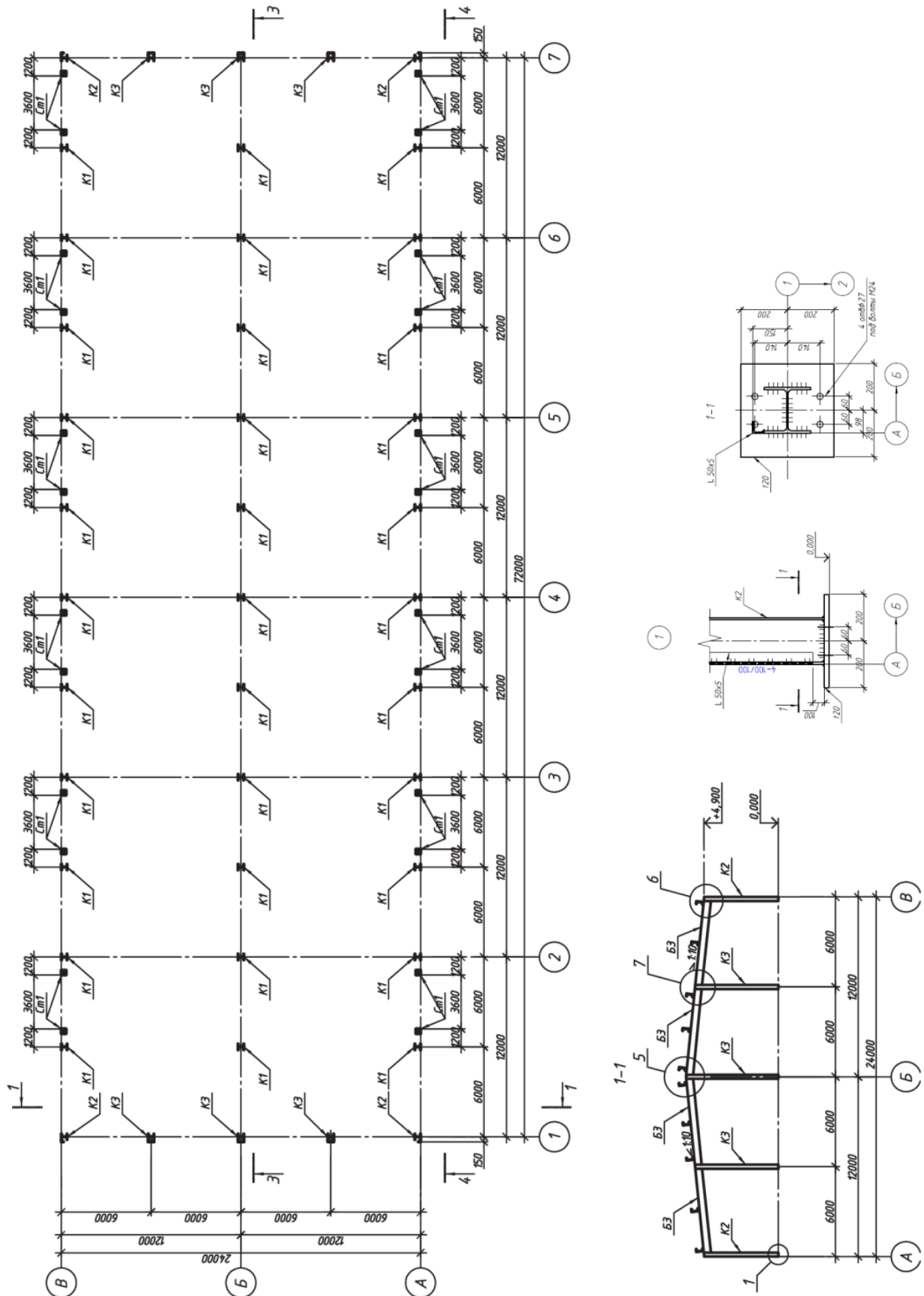


Рисунок В.1 – Исходные данные для проектирования свайных фундаментов

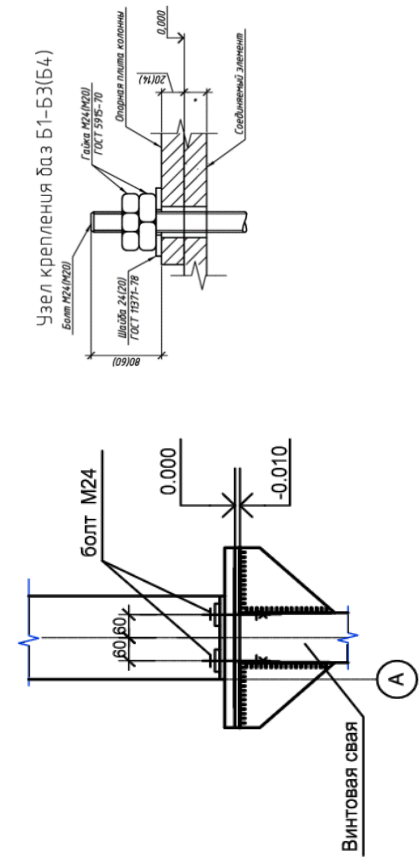
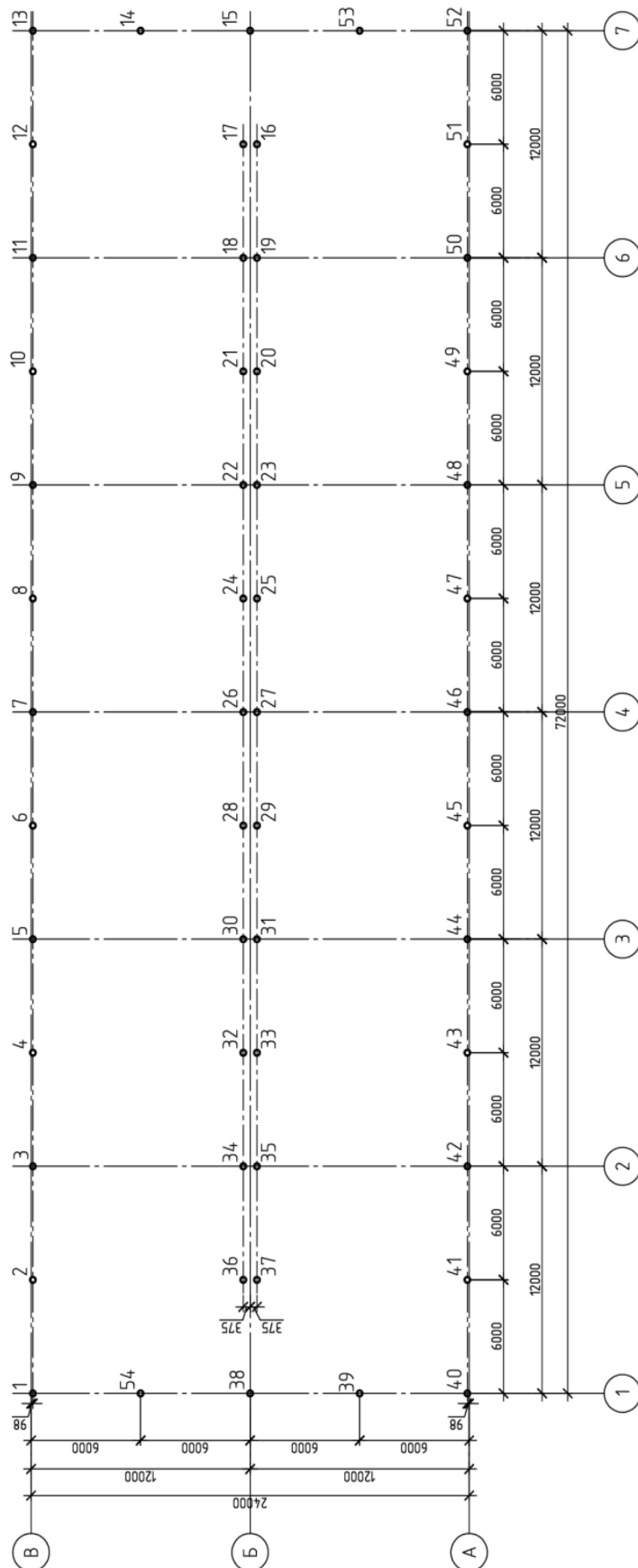


Рисунок В.2 – Схема свайного поля. Узел соединения винтовой сваи с колонной каркаса

## **Приложение Г**

Исходные данные и технические решения при строительстве тепличного  
комплекса «АгроПарк»





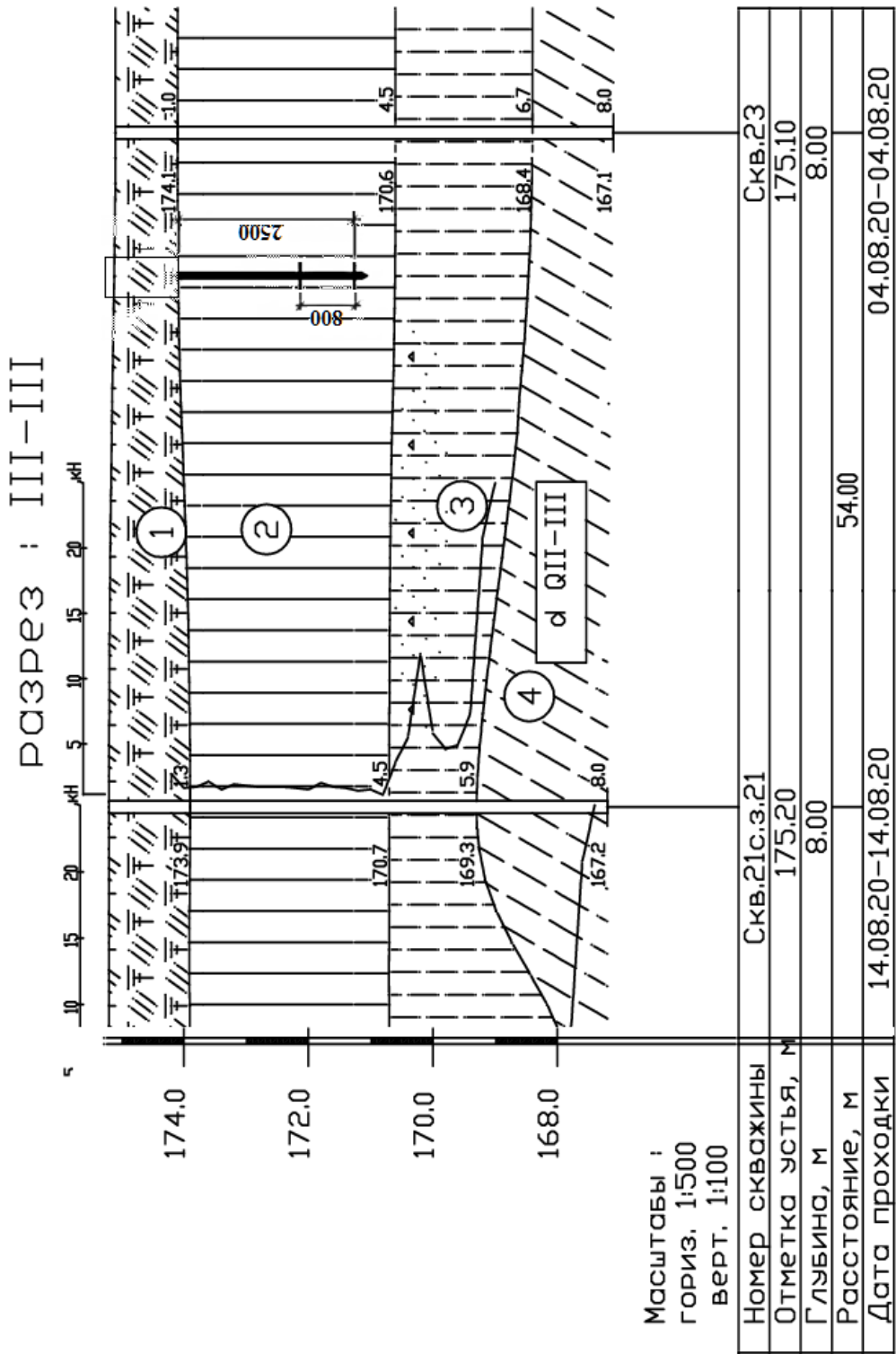


Рисунок Г.2 – Инженерно-геологический разрез (данные ОБУ «КУРСКГРАЖДАНПРОЕКТ», 2014 г.)



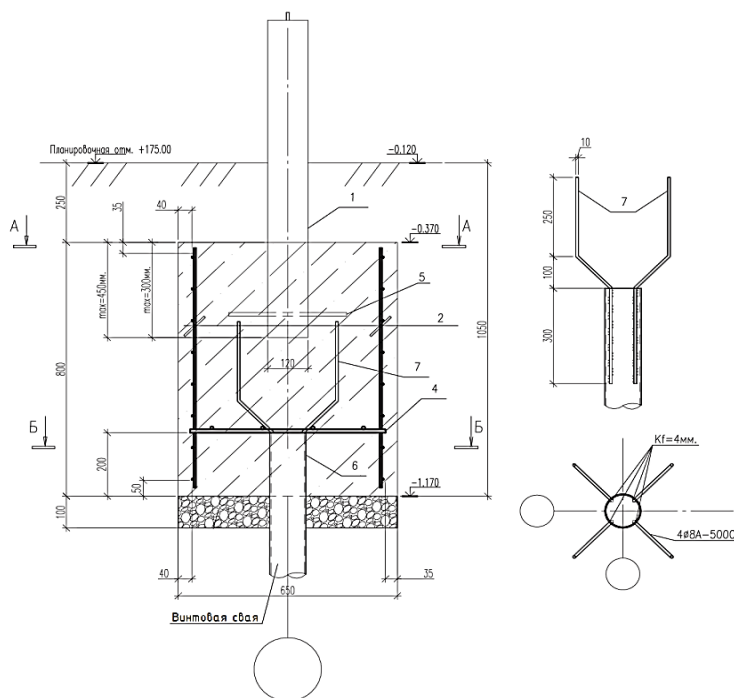
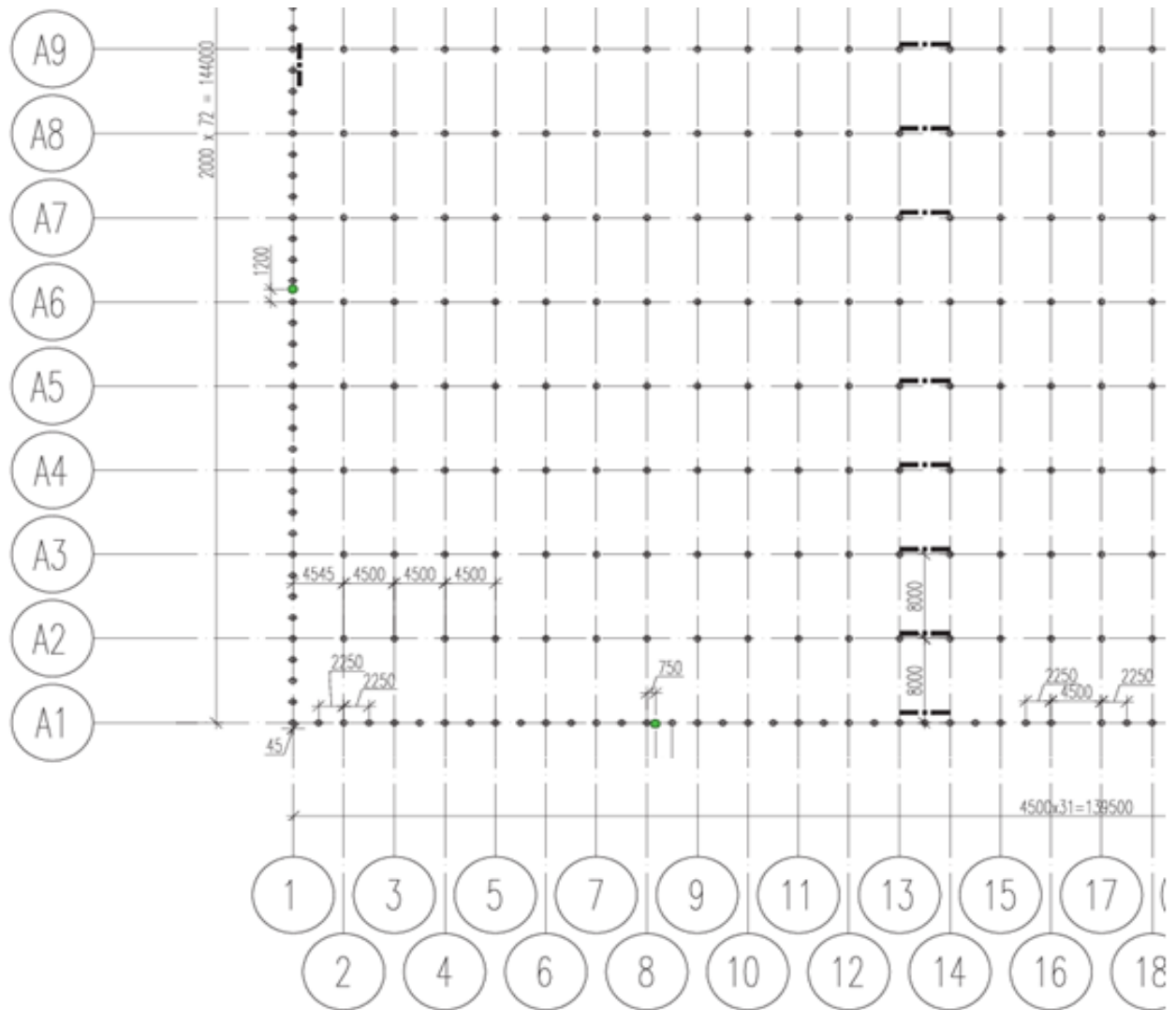


Рисунок Г.3 – Фрагмент свайного поля и узел соединения свай с колонной каркаса теплиц