

УДК 624.154.1

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ВИНТОВЫХ СВАЙ НА ВЫДЕРГИВАНИЕ ПРИ НЕДРЕНИРОВАННОМ ПОВЕДЕНИИ ОСНОВАНИЯ

А.В. Яваров^{1,2}, А.А. Астахов¹, М.В. Федоров¹, В.А. Маликова³

¹ Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)

² Центр гидроэкологических исследований, г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)

³ Морнефтегазпроект, г. Тюмень (Российская Федерация)

Аннотация. В представляемой публикации с помощью теории предельного равновесия получены выражения для расчета несущей способности винтовых свай на выдергивание при недренированном поведении основания. Вклад лопастей учтен путем применения аналитических решений К.М. Мартина, М.Ф. Рэндольфа и Р.С. Мерифилда. По результатам численных решений методом предельного анализа в программном комплексе OptumG2 установлена зависимость несущей способности лопасти от размеров ствола сваи. Для оценки трения по контакту ствола сваи и массива грунта учтен переход грунта в нарушенное состояние в околосвайной зоне, вызывающий снижение несущей способности сваи по боковой поверхности. Приведенные формулы использованы при расчете несущих способностей винтовых свай на двух площадках. Рассчитанные и измеренные силы выдергивания близки друг к другу. Разница составляет менее 10%. При этом для проведения расчетов достаточно только величин недренированной прочности грунта. Предложенные формулы рекомендованы для дальнейшей апробации при различных инженерно-геологических условиях.

Ключевые слова: теория предельного равновесия грунтов, несущая способность винтовых свай на выдергивание, метод предельного анализа, метод конечных элементов, осесимметричные задачи, круглая плита.

Ссылка для цитирования: Яваров А.В., Астахов А.А., Федоров М.В., Маликова В.А. Несущая способность винтовых свай на выдергивание при недренированном поведении основания // Инженерные исследования. 2025. №1(21). С. 12-22. EDN: QBKJRD

PULLOUT BEARING CAPACITY OF SCREW PILES UNDER UNDRAINED BEHAVIOUR OF SUBSOIL

A.V. Yavarov^{1,2}, A.A. Astahov¹, M.V. Fedorov¹, V.A. Malikova³

¹ Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University, Saint Petersburg (Russian Federation)

² Center for Hydroecological Research, Saint Petersburg (Russian Federation)

³ Morneftegazproyekt, Tyumen (Russian Federation)

Abstract. In the present paper, expressions for calculating pullout bearing capacity of screw piles under undrained subsoil behaviour are derived using the theory of limit equilibrium. The bearing capacity contribution of screw flights is factored in by means of the analytical solutions of C.M. Martin, M.F. Randolph and R.S. Merrifield. Based on the results of numerical solutions obtained using the method of limit analysis in OptumG2 software, values of dependency of the flight bearing capacity on the pile shaft dimensions are established. In evaluating skin friction, transition of adjacent soil into a disturbed state leading to a decrease in the lateral bearing capacity of the pile is taken into account. The formulae contained in the paper were used to calculate bearing capacity of screw piles at two sites. The calculated and measured in situ pull-out forces were closely aligned, given that the only soil parameter necessary for this calculation is the undrained strength. Consequently, it is recommended to further test the derived formulae under various geotechnical conditions.

Keywords: theory of limit equilibrium of soils, pullout bearing capacity of screw piles, limit analysis method, finite element method, axisymmetric problems, circular plate.

For citation: Yavarov A.V., Astahov A.A., Fedorov M.V., Malikova V.A. Pullout bearing capacity of screw piles under undrained behaviour of subsoil // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2025. No.1(21). Pp. 12-22. EDN: QBKJRD

ВВЕДЕНИЕ

Для определения несущей способности винтовых свай могут использоваться принципиально разные подходы физического [1-7] и математического моделирования [7-12]. Даже при рассмотрении указанной задачи в качестве частной проблемы теории предельного равновесия [13-17] для ее решения применяется целая серия аналитических и численных методов [7, 8, 10-12]. Их совместное использование в исследованиях и нормах является следствием невозможности получения общего аналитического решения из-за многообразия конструкций винтовых свай и грунтовых условий. В тоже время, для наиболее распространенных ситуаций требуются решения, позволяющие оценить с достаточной точностью несущую способность винтовых свай.

Цель представляемой работы заключалась в предложении формулы для расчета несущей способности винтовой сваи на выдергивание при недренированном поведении массива грунта. В действующем СП 24.13330.2021 описанные геотехнические условия не рассмотрены.

Задачи исследования состояли в следующем:

1. Построение расчетной модели;
2. Оценка границ применимости аналитического решения К.М. Мартина и М.Ф. Рэндольфа;
3. Учет влияния ствола винтовой сваи на несущую способность лопасти;
4. Учет трения по боковой поверхности сваи;
5. Представление формул для расчетов винтовых свай с учетом возможного наличия нескольких лопастей;
6. Апробация результатов работы.

Для получения выражения несущей способности лопастей винтовых свай использованы аналитические решения теории предельного равновесия и результаты предельного анализа в программном комплексе OptumG2. При оценке несущей способности винтовых свай по боковой поверхности ствола применен подход, изложенный в СП 24.1330.2021, но сила трения стали по грунту определена с помощью редуцированного коэффициента адгезии.

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ

По результатам испытаний анкеров и якорей установлено, что при шаге лопасти в пределах до 0,6 ее диаметра, анкерную часть можно ввести в расчетную модель, как плоскую плиту [7]. Следовательно, рассматриваемую задачу допустимо решать в осесимметричной постановке. Ствол сваи тогда представляется в виде ферменного стержня или цилиндрической оболочки вращения.

Массив грунта при недренированном поведении задается, как идеально-связанное полупространство (угол внутреннего трения φ равен 0). В качестве сцепления среды c назначается недренированная прочность грунта c_u .

При анализе несущей способности лопасти контактная поверхность принимается гладкой.

ГРАНИЦЫ ПРИМЕНИМОСТИ АНАЛИТИЧЕСКОГО РЕШЕНИЯ К.М. МАРТИНА И М.Ф. РЭНДОЛЬФА

При выдергивании из идеально-связанного полупространства однолопастного грунтового анкера критическая сила по [11-12] есть:

$$Q = \pi (D/2)^2 c_u N_c, \quad (1)$$

где Q – выдергивающая сила, D – диаметр анкера, c_u – недренированная прочность, N_c – коэффициент несущей способности. Анкер и грунт считаются невесомыми. Поверхность плиты гладкая.

Изменение коэффициента N_c при увеличении глубины заложения лопасти проиллюстрировано в [11]. Для этого использован метод предельного анализа в виде модифицированного метода конечных элементов, заложенный в программном комплексе (далее – ПК) OptumG2 [18-20].

В осесимметричной постановке задачи грунтовой анкер задан круглой плитой, ствол – ферменным стержнем, грунт – объемным телом конечных размеров (рис.1). Область вовлекаемого в расчет массива грунта назначена таким образом, чтобы при дальнейшем увеличении модели результаты численных экспериментов не изменялись.

На боковой грани введен запрет перемещений по нормали к поверхности массива грунта, по нижней грани – запрет перемещений.

В качестве модели грунта использована идеальная упруго-пластическая модель с критерием прочности Треска-Сен-Венана.

Для передачи нагрузки добавлена вспомогательная плита. Плиты и стержень введены, как жесткие тела. Получение верхних и нижних оценок критической силы выполнено с разбиением расчётной модели на 10 000 элементов и 3 шагами адаптации сетки (рис.2) [11].

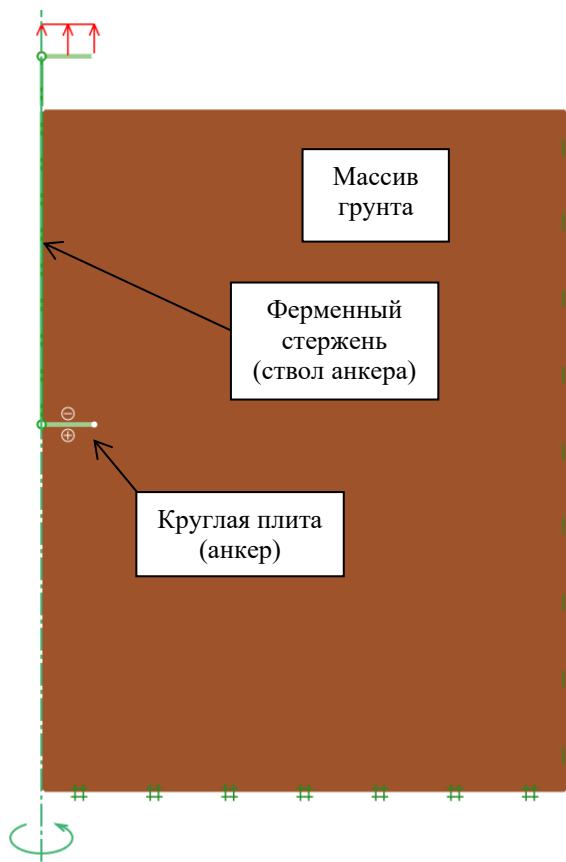


Рис. 1. Расчетная модель к осесимметричной задаче о выдергивании грунтового анкера
Fig. 1. Computational model for an axisymmetric problem of ground anchor pullout

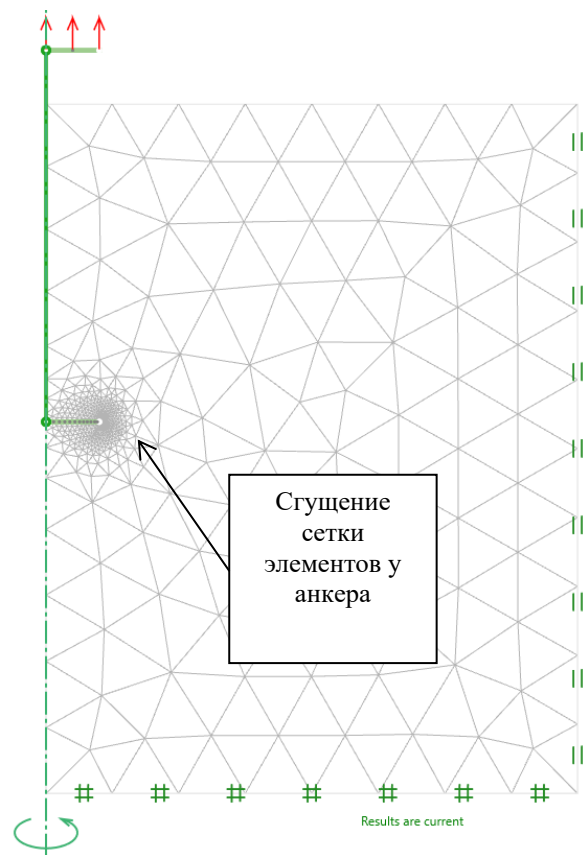


Рис. 2. Сеть конечных элементов со сгущением у анкера (лопасти)
Fig. 2. Finite element mesh with densification around the anchor (flight)

По результатам расчетов выделено три характерных сценария разрушения основания (рис.3): поверхностный, глубинный и переходный. Полученные результаты подтверждены экспериментальными работами, включая [1].

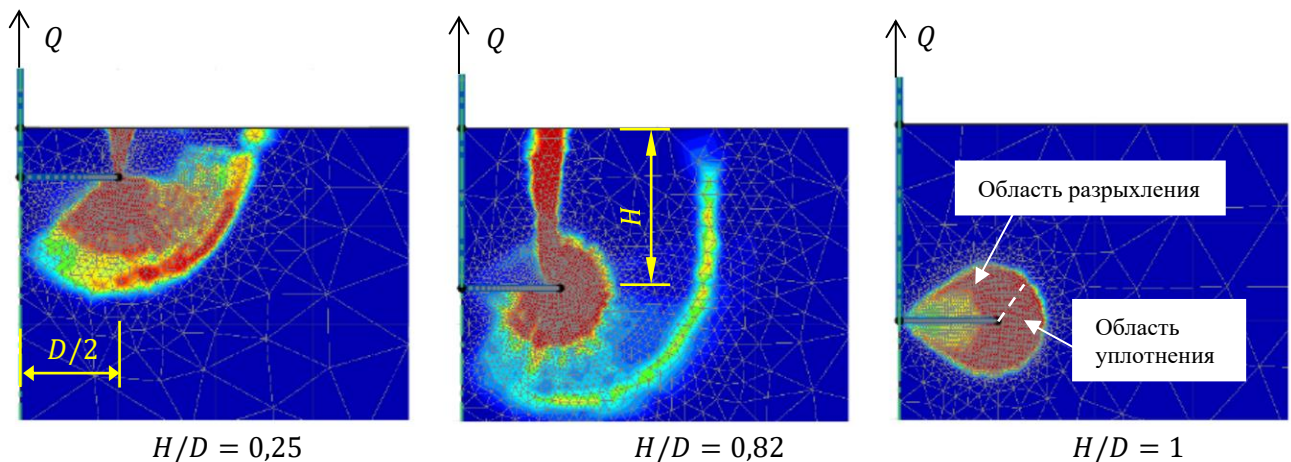


Рис. 3. Переход от общего (поверхностного) к локальному (глубокому) механизму разрушения. Осесимметричные задачи [11]
Fig. 3. Transition from general (surface) to local (deep) failure mechanism. Axisymmetric problems [11]

В большинстве случаев реализация локального механизма разрушения при выдергивании винтовой сваи обеспечивается требованиями СП 24.13330.2021 к глубине заложения лопасти.

При этом в зону сдвига попадает как разрыхлённый, так и уплотнённый при ввинчивании сваи грунт (рис.3). Соотношение описанных областей нарушенного состояния массива в каждой конкретной ситуации будет определять, среди прочего, отклонение вычисленных величин от результатов экспериментов. Также при глубинной схеме разрушения в формулу расчета анкера на выдергивание необходимо подставлять значение недренированной прочности грунта в области заложения лопасти, а не средневзвешенное значение для массива в целом.

На рис.4 продемонстрировано изменение N_c при возрастании отношения H/D . Соответственно, приведенные из [11] результаты находятся в отличном соотношении с аналитическим решением С.М. Мартина и М.Ф. Рэндольфа [10], по которому:

$$N_c = 3 + 3\pi \approx 12,42.$$

Следовательно, Q может вычислено по формуле [10-12]:

$$Q = \pi (D/2)^2 c_u N_c \approx \pi (D/2)^2 c_u 12,42. \quad (2)$$

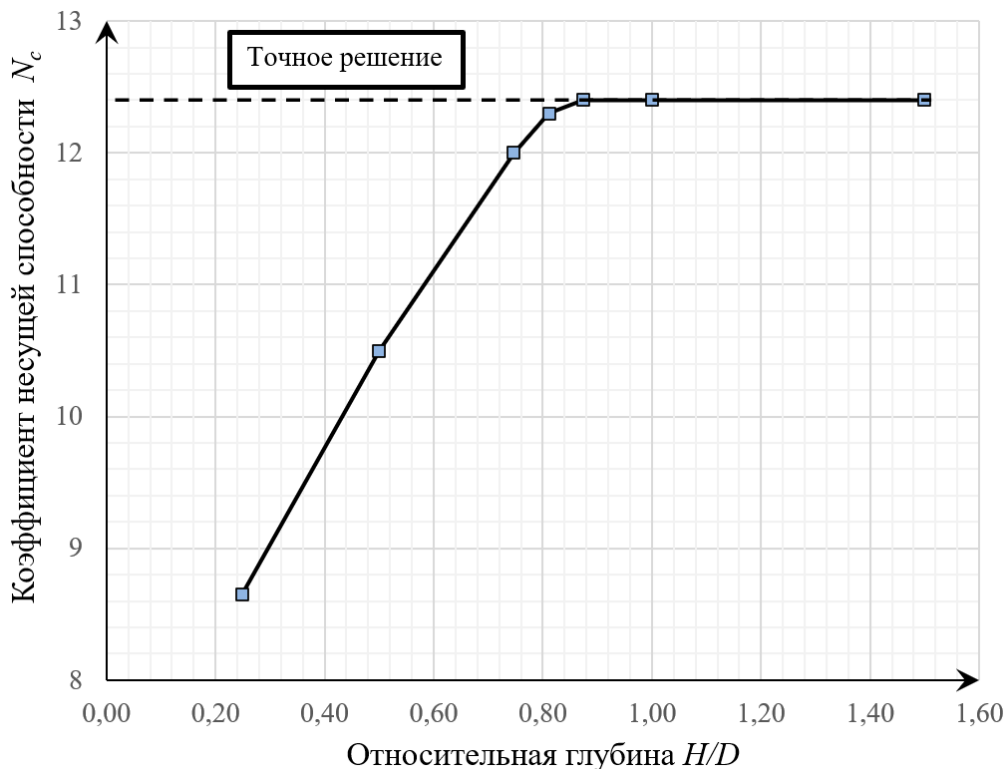


Рис. 4. Изменение коэффициента несущей способности N_c при увеличении относительной глубины H/D [11]

Fig. 4. Variation of the bearing capacity coefficient N_c with increasing relative depth H/D [11]

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ СТВОЛА ВИНТОВОЙ СВАИ НА ЕЕ НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ И НАЛИЧИЯ НЕСКОЛЬКИХ ЛОПАСТЕЙ

Рассмотренные выше решения подходят при расчете грунтовых анкеров, для конструкций которых характерна незначительная толщина ствола анкера. В случае винтовых свай такой подход может привести к существенным погрешностям.

Этот факт учтен в SFEM [21] понижением коэффициента N_c (табл. 1), однако приводится только зависимость от габаритов лопасти, то есть нет возможности учесть конкретные соотношения диаметров лопасти и ствола сваи.

Таблица 1. Приближенный метод учета толщины ствола винтовой сваи [21]
Table 1. Approximation method to factor in the thickness of a screw pile shaft

Диаметр лопасти сваи D	Коэффициент несущей способности N_c
Меньше чем 0,5 м	9
От 0,5 м до 1,0 м	7
Больше чем 1,0 м	6

В работе Р.С. Мери菲尔да [12] понижающий N_c коэффициент, обозначим его k_{sh} , предложено вычислять по формуле:

$$k_{sh} = 1 - \left(\frac{d}{D}\right)^2,$$

где d – диаметр ствола сваи.

Однако, проведенные численные эксперименты в [12] показывают некоторую степень отступление от указанного выражения. Для уточнения влияния ствола сваи на несущую способность выполнено дополнительное численное моделирование в ПК OptumG2.

Нахождение верхней и нижней оценок выдергивающей силы Q потребовало построения ряда осесимметричных моделей системы свая-грунт. Они отличались между собой отношением диаметров ствола сваи к ее лопасти (рис.5).

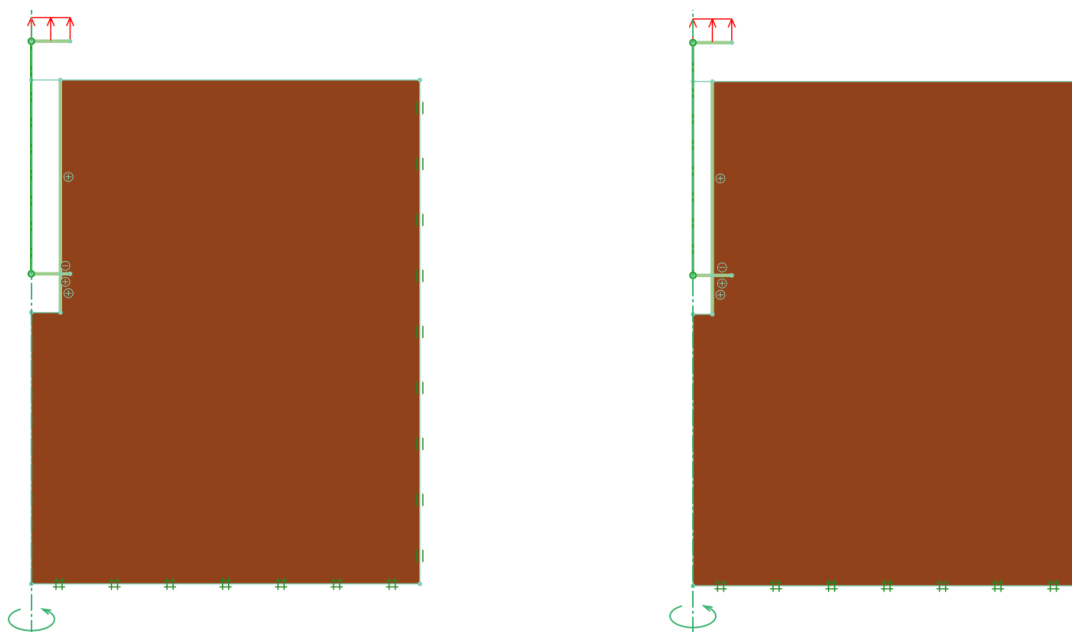


Рис. 5. Примеры расчетных моделей. Слева ствол сваи составляет 0,75 от диаметра лопасти, справа диаметр ствола равен половине диаметра лопасти

Fig. 5. Examples of computational models. On the left the pile shaft is 0,75 of the flight diameter, on the right the shaft diameter is half of the flight diameter

Расчетные схемы построены по аналогии с ранее рассмотренным случаем из [11]. При этом диаметр лопасти D принят равным 1 м, диаметр ствола d варьировался. Исходные данные назначены таким образом, чтобы выдергивающая сила Q оказывалась равной коэффициенту N_c (табл.2).

Вычисленные верхние и нижние оценки выдергивающей силы (табл. 3) демонстрируют уменьшение N_c в разы по мере увеличения относительного диаметра лопасти k_d (рис.6). Уменьшение относительного диаметра лопасти k_d вызывает редуцирование объема среды, вовлекающей в сопротивление выдергиванию анкера. Параллельно с этим, при отношении $k_{sh} = 0,5$ сохраняется 73% несущей способности лопасти (рис.7). Далее по мере сокращения ширины реборды зафиксировано быстрое уменьшение удерживающих сил. Учетывание данного фактора позволяет находить скрытые запасы прочности при разработке новых конструкций винтовых свай.

Таблица 2. Исходные данные для задачи по определению N_c
Table 2. The input data for the bearing capacity factor N_c problem

Относительный диаметр лопасти $k_d = 1 - \frac{d}{D}$	Глубина завинчивания сваи H , м	Сцепление грунта c , кПа	Угол внутреннего трения φ , град.	Пригрузка основания со свободной поверхности q , кПа	Вес грунта ниже подошвы фундамента γ , кН/м ³	Вес грунта выше подошвы фундамента γ' , кН/м ³
1	6	1	Не задается, как параметр модели Треска	0	0	0
0,9						
0,75						
0,5						
0,25						
0						

При анализе полученных результатов применены стандартные процедуры метода наименьших квадратов. В результате получена аппроксимирующая функция:

$$k_{sh} = -0,9102 k_d^2 + 1,9139 k_d, \quad (3)$$

а в формулу (1) добавлен поправочный коэффициент k_{sh} :

$$Q = \pi (D/2)^2 c_u k_{sh} N_c, \quad (4)$$

где c_u – недренированная прочность.

Таблица 3. Значения коэффициента k_{sh}
Table 3. Values of coefficient k_{sh}

Относительный диаметр лопасти $k_d = 1 - \frac{d}{D}$	Предельный анализ в OptumG2			Аналитическое решение [10]	Коэффициент остаточной несущей способности основания k_{sh}		
	Нижняя оценка N_u	Верхняя оценка N_u	Среднее значение N_u		OptumG2	По выражению (3)	По [23] $k_{sh} = 1 - \left(\frac{d}{D}\right)^2$
0	0	0	0	-	0,00	0,00	0,00
0,1	2,167	2,225	2,196	-	0,18	0,18	0,19
0,25	5,091	5,201	5,146	-	0,42	0,42	0,44
0,5	8,968	9,12	9,044	-	0,73	0,73	0,75
0,75	11,43	11,6	11,515	-	0,93	0,92	0,94
1	12,3	12,46	12,38	12,48	1,00	1,00	1,00

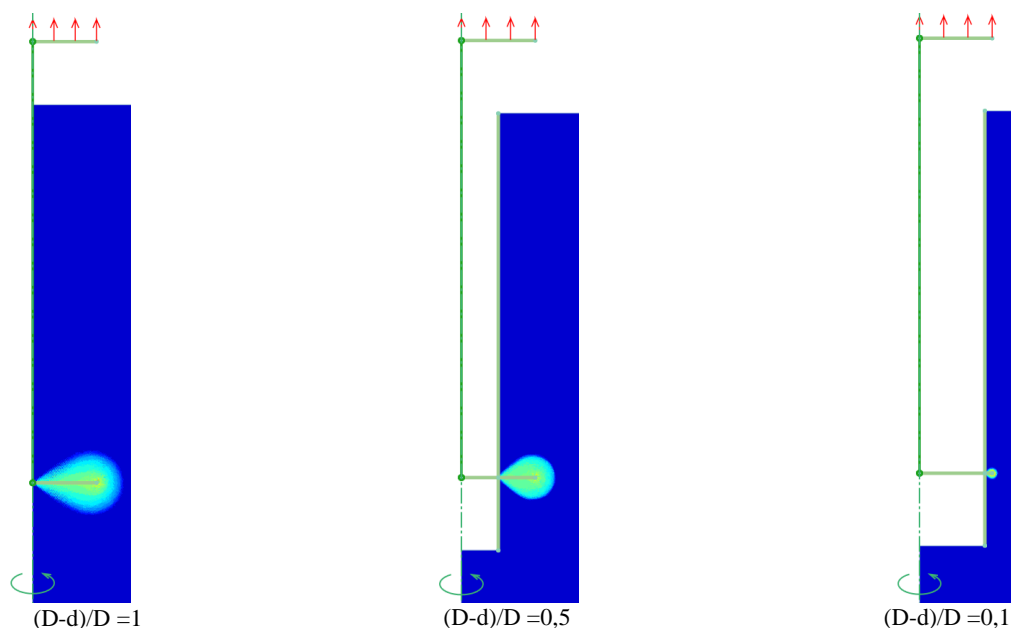


Рис. 6. Уменьшение зоны деформаций грунтов по мере относительного увеличения диаметра ствола сваи к диаметру ее лопасти

Fig. 6. Reduction of the soil deformation zone as the pile shaft diameter increases relative to the pile flight diameter

Количественно (табл.3) результаты моделирования практически подтверждают предположение из [23] и указывают на возможность получения аналитического решения взамен представленным численным экспериментам (рис.7).

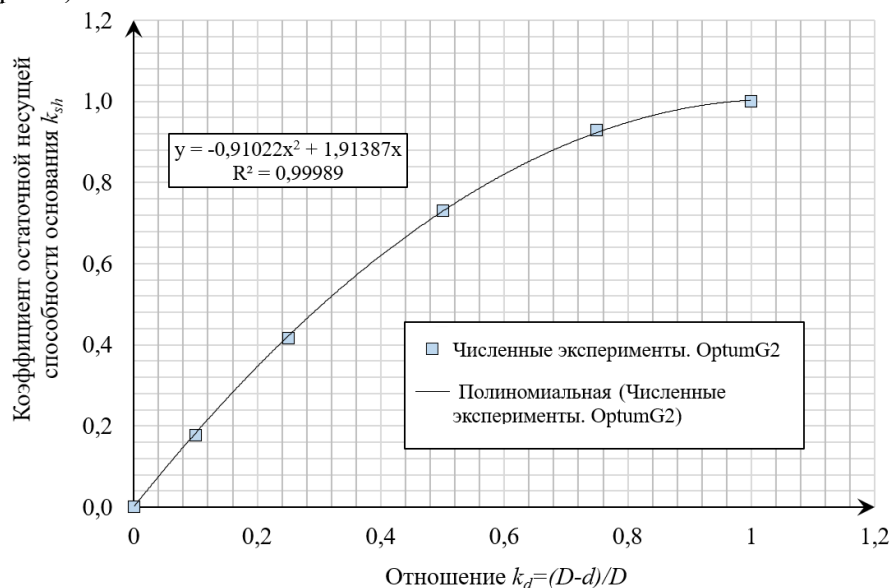


Рис. 7. Изменение коэффициента понижения несущей способности k_{sh} при изменении отношения диаметров ствола и лопасти сваи $k_d = (D - d)/D$

Fig. 7. Variation of bearing capacity reduction coefficient k_{sh} when changing the ratio of pile shaft and pile flight diameters $k_d = (D - d)/D$

УЧЕТ ТРЕНИЯ ПО БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ ВИНТОВОЙ СВАИ

Локализация зон сдвиговых деформаций у лопастей (рис.6) указывает на возможность отдельного рассмотрения несущей способности свай за счет лопастей и трения ствола сваи по грунту. Вместе с тем, необходимо учитывать следующие два фактора:

1. При ввинчивании сваи происходит разрушение и расструктурирование грунта в околосвайной зоне.
2. Винтовые сваи, как правило, металлические, покрывают антикоррозионными или лакокрасочными покрытиями, снижающими силы трения.

При недренерованном поведении основания удельные силы трения на контакте ствола сваи и массива грунта по [8, 12, 22, 23] определяются по:

$$T_{frict.p-s} = \alpha_a C_u$$

где α_a – коэффициент адгезии.

С целью недопущения искусственного завышения несущей способности были скорректированы известные зависимости коэффициента адгезии α_a от недренерованной прочности C_u М.Д. Томплинсона [22, 8] и В.А. Сова [23]. Адгезия понижена на 40%, то есть значения α_a умножены на k_{red} , принятый равным 0,6 по [8, 24] (табл.4, рис.8). При необходимости более точной оценки α_a может быть определен путем срезных испытаний по контакту нарушенный грунт-материал сваи с покрытием. В СП 24.13330.2021 описанный фактор учитывается введением коэффициента условий работы сваи.

Таблица 4. Учет расструктурирования при ввинчивании лопасти
Table 4. Factoring in remoulding during pile flight advancement in soil

Недренерованная прочность C_u , кПа	12	18	36	72	144	246
Соответствующая недренерованной прочности консистенция грунта I_L , д.е.	1	0,875	0,625	0,375	0,125	0
Коэффициент адгезии по М.Д.Томплинсону [22] α_a	1,00	0,94	0,78	0,48	0,25	0,16
Коэффициент адгезии с учетом расструктурирования грунта при ввинчивании сваи α_{ar}	0,60	0,57	0,47	0,29	0,15	0,09

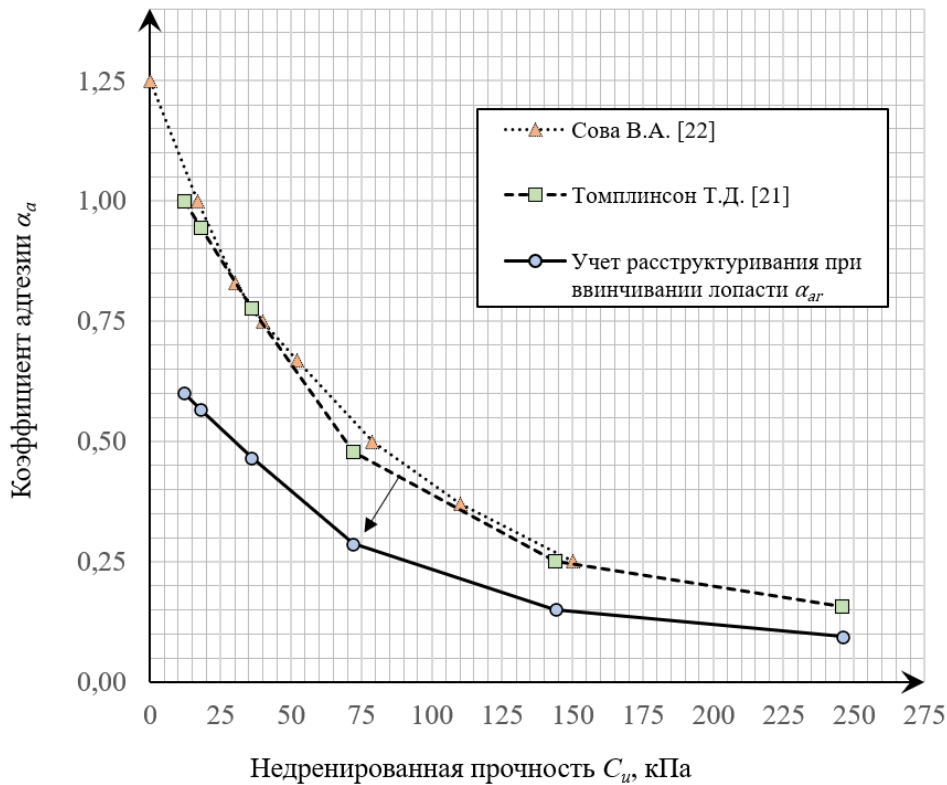


Рис. 8. Зависимость коэффициента адгезии α_a от недренированной прочности c_u
Fig. 8. Dependency of adhesion coefficient α_a on undrained strength c_u

ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ВИНТОВОЙ СВАИ НА ВЫДЕРГИВАНИЕ ПРИ НЕДРЕНИРОВАННОМ ПОВЕДЕНИИ ОСНОВАНИЯ

На основании изложенного для однолопастной сваи выдергивающая сила Q выражается следующим образом:

$$Q = \pi (D/2)^2 c_u k_{sh} N_c + \sum_{j=1}^m \alpha_{ar,j} c_{u,j} A_{s,j} + W_p, \quad (5)$$

где $N_c = 12,42$ – коэффициент несущей способности, k_{sh} – коэффициент влияния ствола сваи на несущую способность лопасти (по выражению (3) или рис.7), c_u – недренированная прочность грунта у лопасти, $\alpha_{ar,j}$ – коэффициент адгезии в j -м слое по рис.8 (табл.4) или определенный экспериментально, $c_{u,j}$ – недренированная прочность j -го слоя грунта, $A_{s,j}$ – площадь боковой поверхности ствола сваи в j -м слое, m – число слоев, W_p – вес сваи.

Первый член формулы соответствует несущей способности лопасти, второй – трению по боковой поверхности.

В случае многолопастной сваи при одинаковом диаметре лопастей следует воспользоваться исследованием Р.С. Мерифилда [11, 12]. При отношении расстояния между лопастями S к их диаметру D равному $S/D > 1,58$, лопасти работают независимо друг от друга по схеме глубокого сдвига:

$$Q = \sum_{i=1}^n \pi (D/2)^2 c_{u,i} k_{sh} N_c + \sum_{j=1}^m \alpha_{ar,j} c_{u,j} A_{s,j} + W_p, \quad (6)$$

где n – число лопастей, $c_{u,i}$ – недренированная прочность грунта у i -й лопасти, k_{sh} – понижающий коэффициент, D – диаметр лопастей.

Вес грунта не влияет на результаты расчета выдергивающей силы, исходя из постановки задачи. Вес грунта выше лопасти увеличивает несущую способность при вдавливании сваи.

С целью расширения области применения выражений (5) и (6) на расчет свай с параметром лопастей $S/D < 1,58$ следует получить k_{sh} аналитическим методом и обобщить решение Р.С. Мерифилда [11, 12].

Дополнительной интерес представляет также проблема о нахождении критерия независимой работы лопастей разного диаметра.

ПРИМЕНЕНИЕ ПРЕДЛОЖЕННЫХ ФОРМУЛ РАСЧЕТА ВИНТОВЫХ СВАЙ

С целью апробации выражений (5), (6) использованы данные испытаний грунтов и винтовых свай на выдергивание в Эдмонтоне, Канада из [8, 25]. У рассмотренных двухлопастных свай отношение S/D соответствует требованию $S/D > 1,58$. Полученные результаты (табл.5) показывают высокую степень совпадения с измеренными величинами (рис.9). Разница составляет не более 10%, хотя из характеристик массива грунта для расчета требуются только значения его недренированной прочности.

Таблица 5. Данные испытаний винтовых свай на выдергивание
Table 5. Results of screw pile pullout tests

Маркировка свай	Длина свай, м	Число лопастей n , шт	Диаметр ствола d см	Диаметр лопасти D , см	Шаг лопастей S/D	Недренированная прочность c_u , кПа	Измеренная выдергивающая сила Q_u , кН	Q по формулам (5) или (6), кН (погрешность)
Т3	5	2	21,9	35,6	3	до 1 м	210	204 (3 %)
						50 кПа		
Т7	5,9	1	27,3	76,2	-	до 2,2 м	800	808 (1%)
						100 кПа		
Т8	6	2	27,3	76,2	3	до 2,2 м	1325	1415 (7%)
						100 кПа		

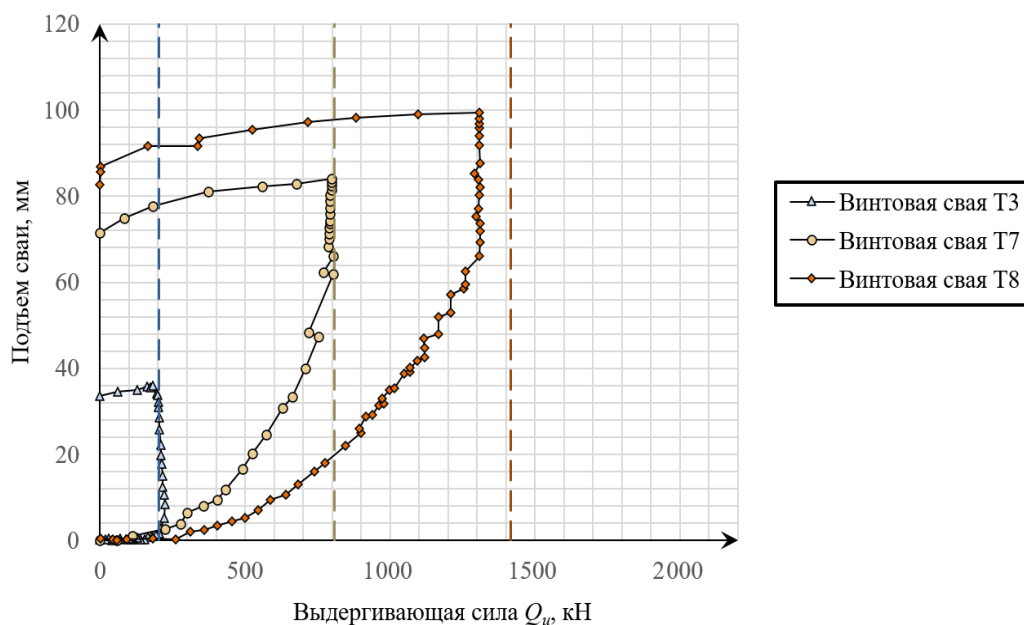


Рис. 9. Результаты испытания свай Т3, Т7 и Т8. Пунктиром обозначены результаты соответствующих расчетов по формулам (5) и (6)

Fig. 9. Test results for piles T3, T7 and T8. The dotted lines indicate the results of the corresponding calculations using formulas (5) and (6)

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В исследовании предложены формулы (5) и (6) для вычисления несущих способностей винтовых свай на выдергивание при недренированном поведении основания. Границы их применимости описаны в тексте публикации.

Указанные выражения учитывают влияние ствола сваи на ее несущую способность, а также наличие одной или нескольких лопастей. Оценка несущей способности сваи по боковой поверхности ствола производится с учетом расструктурирования грунта и покрытий материала свай, снижающих силы адгезии.

Результаты работы апробированы при расчете несущих способностей винтовых свай на двух площадках. Разница между вычисленными и измеренными величинами составляет менее 10%.

Предложенные формулы далее рекомендуется проверить при различных инженерно-геологических условиях.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Tsuha C.H.C. Physical modelling of the behaviour of helical anchors // Conference: 3rd European conference on physical modelling in geotechnics (EUROFUGE 2016). June 2016. P.1-19.
2. Аксёнов В.И., Геворкян С.Г., Иоспа А.В., Кривов Д.Н., Шмелёв И.В. Работа винтовых свай в мёрзлых грунтах // Электронное научное издание Альманах Пространство и Время. 2016. Т. 11. № 1. С. 20.
3. Verumandy K., Arulrajah A., Mirzababaei M. et al. Static load testing of instrumented screw piles in soft soil deposits // International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering. 2024. No.10, P.10. <https://doi.org/10.1007/s40891-023-00519-x>
4. Железков В.Н. Винтовые сваи в энергетической и других отраслях строительства. - СПб: Прагма, 2004. 124 с.
5. Полищук А.И., Максимов Ф.А. Обоснование конструктивного решения винтовых свай для фундаментов быстровозводимых временных зданий в глинистых грунтах // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. 2015. №4. С. 62-74. DOI: 10.15593/2224-9826/2015.4.05.
6. Алексеев А.Г., Безволев С.Г. Определение несущей способности винтовой сваи по моменту закручивания с учетом геометрии ствола // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2023. №3. С. 2-9.
7. Пенчук В.А. Винтовые сваи и анкеры для опор. - Киев: Будівельник, 1985. 94 с.
8. Zhang D.J.Y. Predicting capacity of helical screw piles in Alberta soils. University of Alberta. Master of science. 1999. 304 p.
9. Трофименков Ю. Г., Мариупольский Л. Г. Винтовые сваи в качестве фундаментов мачт и башен линий передач // Основания, фундаменты и механика грунтов. 1964. № 4. С. 15-19.
10. Martin C.M., Randolph M.F. Applications of the lower and upper bound theorems of plasticity to collapse of circular foundations // In Proc. 10th IACMAG. Tucson. 2001. vol. 2, p. 1539-1549.
11. Manual OptumG2, Examples. Krabbenhoft K. (editor). Optum Computational Engineering. 2019. 274 p.
12. Merifield R. S. Ultimate uplift capacity of multiplate helical type anchors in clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2010. 137(7). P. 704-716.
13. Голушкевич С.С. Плоская задача теории предельного равновесия сыпучей среды. - Ленинград; Москва: Гостехиздат, 1948. 148 с.
14. Березанцев В.Г. Расчет прочности оснований сооружений. - Ленинград; Москва: Госстройиздат, 1960. 138 с.
15. Королев К.В. Несущая способность оснований в стабилизированном и нестабилизированном состоянии. Диссертация на соискание ученой степени доктора технических наук: 05.23.02. / Королев К.В. Новосибирск. 2014. 326 С. EDN: ZPODYD.
16. Шашкин К.Г., Шашкин В.А. Решение задач предельного равновесия с использованием метода конечных элементов // Жилищное строительство. 2014. №4. С. 47-50. EDN: QIACAD.
17. Яваров А.В., Шаповалова С.Н. Нахождение коэффициента глубины заложения фундамента, определяемого наличием сцепления грунта, для расчета несущей способности основания // Инженерные исследования. 2024. №2(17). С. 28-35. EDN: KWDZBM.
18. Lyamin A.V., Sloan S.W. Lower bound limit analysis using nonlinear programming // International Journal for Numerical Methods in Engineering. 2002. 55 (5). P. 573-611. DOI:10.1002/nme.511.
19. Lyamin A.V., Sloan S.W. Upper bound limit analysis using linear finite elements and nonlinear programming. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. 2002. No.26. P.181-216.
20. Hjjaj M., Lyamin A.V., Sloan S.W. Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ // International Journal of Solids and Structures. 2004. 42 (5). P.1681-1704. DOI:10.1016/j.ijsolstr.2004.08.002.
21. CFEM. Canadian Foundation Engineering Manual. 3rd Edition. Canadian Geotechnical Society, Technical Committee on Foundations, BiTech Publishers Ltd., Richmond, BC. 1992. 521 p.
22. Tomlinson M. J. The adhesion of piles driven in clay soils. Proceedings of 5th International Conference, ISSMFE. London. 1957. Vol. 2. P. 66-71.
23. Sowa V. A. Pulling capacity of concrete cast in situ bored piles. Canadian Geotechnical Journal. 1970 7(4). P. 482-493. <https://doi.org/10.1139/t70-060>.
24. Bhanot K. L. Behavior of scaled and full-length cast-in-place concrete piles; Doctor of Philosophy Thesis, Department of Civil Engineering. University of Alberta. Edmonton Canada 1968.
25. Tappenden K.M. Predicting the axial capacity of screw piles installed in western Canadian soils. University of Alberta. Master of science. 2007. 193 p.

ОБ АВТОРАХ

Александр Валерьевич Яваров (ORCID: 0000-0002-8944-1544; SPIN: 5571-2025; Scopus ID: 57213065263) – доцент, ведущий научный сотрудник, к.т.н. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29, E-mail: yavarov_av@spbstu.ru. Главный специалист-геотехник ООО «Центр гидроэкологических исследований», г. Санкт-Петербург (Российская Федерация), ул. Наличная, 16а.

Андрей Александрович Астахов – инженер. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: andrewastakhov2001@mail.ru.

Михаил Вячеславович Федоров – студент. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: komstat@bk.ru.

Валерия Александровна Маликова – руководитель направления ООО «Морнефтегазпроект».

ABOUT THE AUTHORS

Alexander V. Yavarov - Associate Professor, Leading Researcher, Ph.D., Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 29, Polytechnicheskaya St., St. Petersburg, 195251, Russia. Senior Geotechnical Specialist, LLC "Hydroecological Research Centre", St. Petersburg (Russian Federation), 16a, Nalichnaya St, E-mail: yavarov_av@spbstu.ru.

Andrey A. Astakhov - Engineer, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 29, Polytechnicheskaya St., St. Petersburg, 195251, Russia. E-mail: andrewastakhov2001@mail.ru.

Mikhail V. Fedorov - Student, Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 29, Polytechnicheskaya St., St. Petersburg, 195251, Russia. E-mail: komstat@bk.ru.

Valeria A. Malikova - Head of Direction, LLC "Morneftegazproekt".