

УДК 624.154.34:624.131.524

**Шеменков Ю.М.** – доктор технических наук

E-mail: [shemenkov@mail.ru](mailto:shemenkov@mail.ru)

**Глазачев А.О.** – инженер

E-mail: [anton.glazachev@mail.ru](mailto:anton.glazachev@mail.ru)

**ГУП институт «БашНИИСтрой»**

Адрес организации: 450064, Россия, г. Уфа, ул. Конституции, д. 3

### Расчет буронабивных свай в глинистых грунтах по данным статического зондирования

#### Аннотация

Рассмотрена работа буронабивных свай в глинистых грунтах. Выявлены зависимости изменения несущей способности от геометрических параметров сваи и различных грунтовых условий. Получены коэффициенты перехода от сопротивления грунта прониканию зонда к сопротивлению грунта под торцом и на боковой поверхности буронабивных свай. Предложен метод расчета несущей способности буронабивных свай по данным статического зондирования.

**Ключевые слова:** буронабивная свая, глинистые грунты, статическое зондирование, боковая поверхность, несущая способность, натурные эксперименты.

В последние годы в связи со всевозрастающими объемами малоэтажного строительства наблюдается тенденция к увеличению объема применения буронабивных свай. Такие фундаменты обладают существенными техническими и экономическими преимуществами по сравнению с фундаментами на естественном основании.

Повышение эффективности применения фундаментов из буронабивных свай зависит не только от снижения затрат материальных и трудовых ресурсов на стадии строительства, но и от быстрого и достоверного метода определения несущей способности.

В настоящее время наиболее дешевым методом определения несущей способности свай является статическое зондирование. Благодаря этому методу резко сокращается количество буровых скважин при выполнении инженерно-геологических изысканий на больших территориях застройки, таких, как районы, выделенные под массовую застройку малоэтажных жилых домов. Данные зондирования широко применяют при проектировании фундаментов из забивных свай, чего нельзя сказать о буронабивных.

В нормативных документах, таких, как СП 24.13330.2011, представлены таблицы для расчета буронабивных свай диаметром 600-1200 мм по данным статического зондирования, но без использования сопротивления грунта на муфте трения зонда. Таким образом, существует необходимость разработки методики расчета буронабивных свай, наиболее применяемых диаметром 300-700 мм, по данным статического зондирования с учетом сопротивления грунта, как под конусом зонда, так и по муфте трения. Для нахождения частного значения предельного сопротивления буронабивной сваи в точке зондирования  $F_u$  используем формулу (7.25) [1] для забивных свай:

$$F_u = R_s A + fhu, \quad (1)$$

где  $R_s$  – предельное сопротивление грунта под нижним торцом сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, определяемое по формуле (2), кПа;

$A$  – площадь поперечного сечения сваи, м<sup>2</sup>;

$f$  – среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности сваи по данным зондирования в рассматриваемой точке, определяемое по формуле (3), кПа;

$h$  – глубина погружения сваи от поверхности грунта, м;

$u$  – периметр поперечного сечения ствола сваи, м.

Предельное сопротивление грунта под нижним концом буронабивной сваи  $R_s$ , кПа, по данным зондирования в рассматриваемой точке определяется по формуле:

$$R_s = k_1 q_s, \quad (2)$$

где  $k_1$  – коэффициент, принимаемый по таблице 1 для зонда II типа;

$q_s$  – среднее значение сопротивления грунта, кПа, под конусом зонда, полученное из опыта на участке, расположенном в пределах одного диаметра  $d$  выше и трех диаметров ниже отметки торца сваи.

Среднее значение предельного сопротивления грунта на боковой поверхности буронабивной сваи  $f$  по данным зондирования грунта в рассматриваемой точке определяется по формуле:

$$f = \frac{\sum k_{2i} f_{si} h_i}{h}, \quad (3)$$

где  $k_{2i}$  – коэффициент, принимаемый по таблице 2 для зонда II типа в  $i$ -ом слое грунта;

$f_{si}$  – среднее сопротивление  $i$ -го слоя грунта на боковой поверхности зонда, определяемое по муфте трения, кПа;

$h_i$  – толщина  $i$ -го слоя грунта, м.

Для уточнения существующего метода расчета [1] ставилась задача нахождения эмпирических коэффициентов перехода от сопротивления зонда к расчетному сопротивлению сваи  $k_1$  и  $k_2$ . Чтобы выполнить эту задачу, требуется проведение большого количества статических испытаний свай, различных по длине и диаметру, но это продолжительный и дорогостоящий процесс. В настоящее время существуют геотехнические программные комплексы (например, Plaxis 3D Foundation), которые позволяют моделировать натурные испытания и при этом получать графики «нагрузка-осадка». Необходимо лишь подтвердить полученные результаты при сравнении их с реальными испытаниями.

Для решения поставленной задачи проводились численные исследования свай диаметром ( $d$ ) 300-700 мм и длиной ( $l$ ) до 9 м в глинистых грунтах с индексом трения ( $q_c / f_s$ ) в пределах 10-30. Грунт моделировался однородным и менялся в зависимости от значений результатов статического зондирования. Физико-механические характеристики грунтов определялись по значениям статического зондирования зондом II типа со стабилизацией по рекомендациям института «БашНИИСтрой» [2].

Расчет проводился в два этапа: на первом этапе определялась несущая способность грунта на боковой поверхности сваи, а на втором – несущая способность грунта под торцом сваи.

Для разделения работы боковой поверхности и торца под пятой сваи моделировалась воздушная полость, исключаяющая торец из работы. После получения нагрузки, при которой происходит «срыв» сваи, определялось среднее сопротивление грунта на боковой поверхности. Затем определялся коэффициент  $k_2$  в виде отношения среднего сопротивления грунта на боковой поверхности сваи к сопротивлению по муфте трения зонда.

На втором этапе свая моделировалась с включенным в работу торцом и боковой поверхностью. Предельное сопротивление грунта под торцом определялось как разность предельных нагрузок, воспринимаемых свайей и её боковой поверхностью, отнесенная к площади её пяты. Для решения вопроса, при какой осадке можно считать нагрузку предельной, сравнивались графики натурных испытаний различных свай с их моделями в программе Plaxis 3D. Выяснилось, что на графиках «нагрузка-осадка» свай, смоделированных в программном комплексе Plaxis 3D, не образуются «срывы», как при натурных испытаниях. Это можно объяснить тем, что программа моделирует идеальные условия и учитывает упругую работу грунта. При определении предельных нагрузок буровых свай по данным статического зондирования по методике [1] уточняется, что осадка не превысит  $0,03d$  ( $d$  – диаметр сваи). После сопоставления полученных расчетов и испытаниями графиков выяснилось, что нагрузка, по результатам натурных испытаний наступающая при осадке  $0,03d$ , соответствует нагрузке при  $0,015d$  на графиках по

результатам моделирования. Эта осадка и принималась при нахождении предельного сопротивления грунта под торцом сваи. Затем определялись коэффициенты перехода  $k_1$  от сопротивления грунта под конусом зонда к сопротивлению под торцом буронабивной сваи.

В качестве примера представлены графики зависимостей коэффициентов перехода  $k_1$  и  $k_2$  от изменения геометрических параметров сваи и грунтовых условий для глин и суглинков с индексом трения, равным 20 (рис. 1-2).

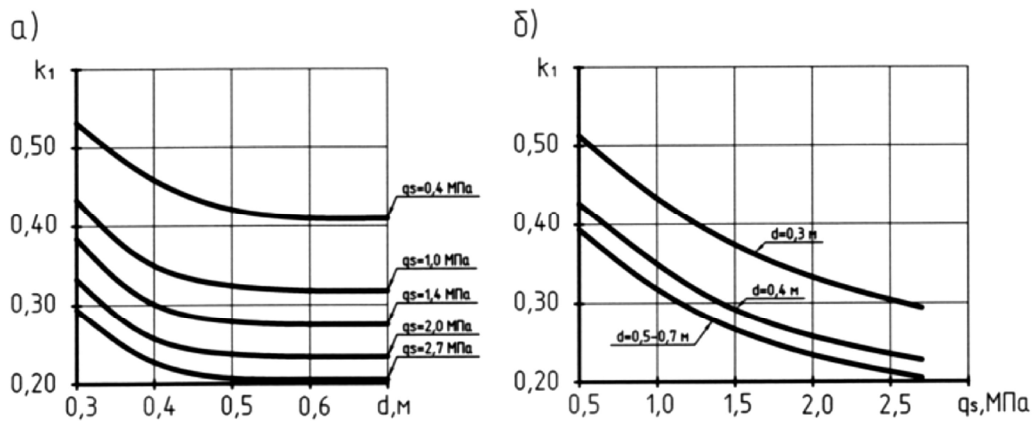


Рис. 1. Графики зависимостей коэффициента  $k_1$  от диаметра сваи  $d$  (а) и от сопротивления грунта под конусом зонда  $q_c$  (б)

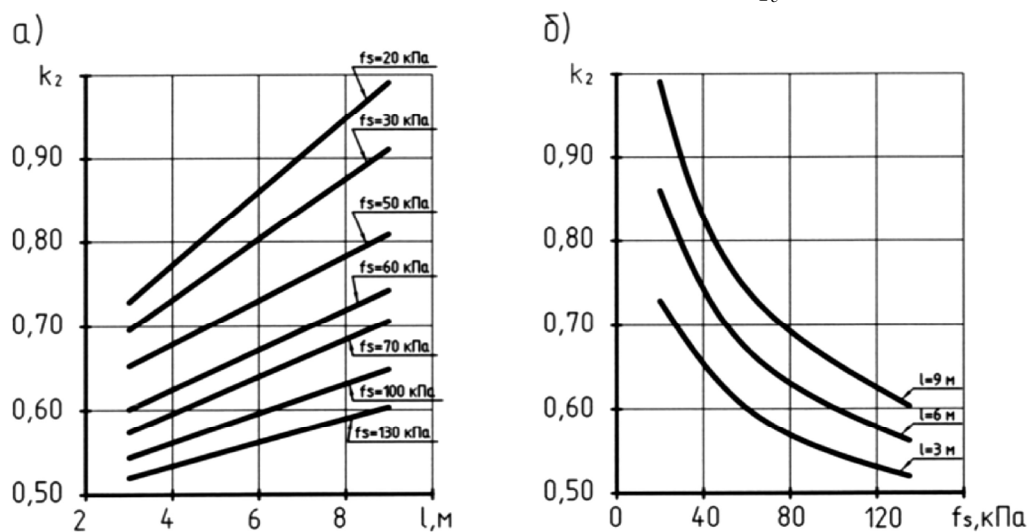


Рис. 2. Графики зависимостей коэффициента  $k_2$  от длины сваи  $l$  (а) и от сопротивления грунта по муфте трения зонда  $f_s$  (б)

В процессе анализа результатов расчетов выявлены следующие закономерности.

1) Для боковой поверхности сваи:

- на среднее сопротивление грунта диаметр сваи значительного влияния не оказывает;

- при увеличении длины сваи в аналогичных грунтовых условиях среднее сопротивление грунта увеличивается прямолинейно;

- при варьировании грунтовых условий среднее сопротивление грунта для сваи постоянной длины изменяется по криволинейному закону.

2) Для торца сваи:

- на сопротивление грунта длина сваи (в пределах исследуемого интервала) значительного влияния не оказывает;

- при увеличении диаметра сваи в аналогичных грунтовых условиях сопротивление грунта уменьшается;

- при варьировании грунтовых условий сопротивление грунта для сваи одного диаметра изменяется по криволинейному закону.

Для оценки достоверности были использованы натурные испытания на различных площадках трех свай и одного штампа (рис. 3).

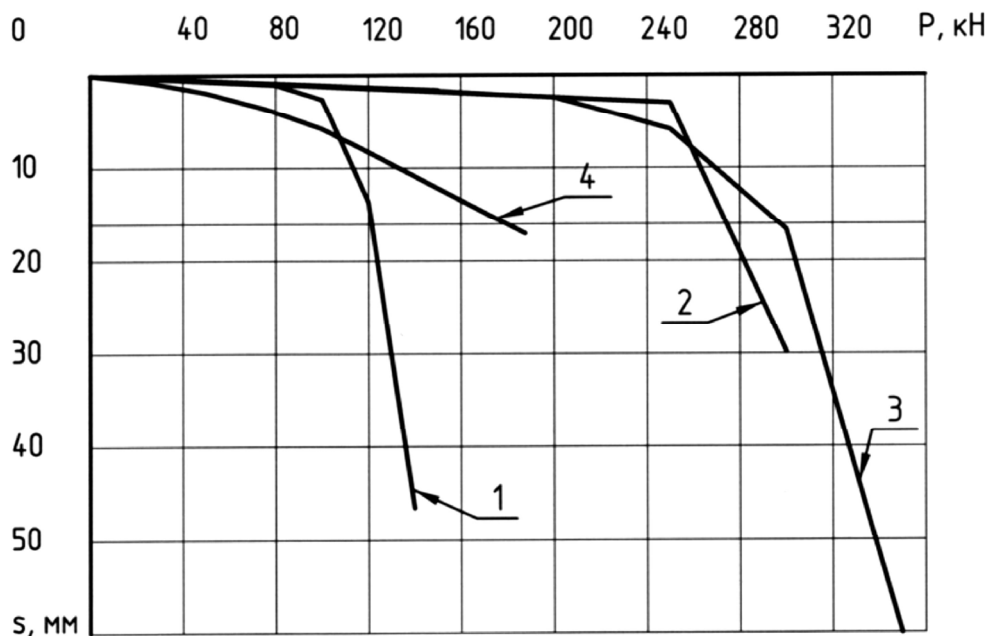


Рис. 3. Графики натурных испытаний трех буронабивных свай (1, 2, 3) и одного штампа (4):

1 – свая диаметром 0,3 м и длиной 3,5 м; 2 – свая диаметром 0,6 м и длиной 3,5 м;  
3 – свая диаметром 0,65 м и длиной 2,5 м; 4 – штамп диаметром 0,8 м на глубине 3,0 м

С учетом полученных зависимостей был выполнен расчет несущей способности грунта для четырех типов конструкций (см. рис. 3) с использованием формулы (1).

В таблице 3 представлены результаты сравнения предельного сопротивления опытных конструкций по расчету и по материалам натурных испытаний (рис. 3).

Предельное сопротивление трех свай и одного штампа определялось по графикам (рис. 3) для осадок  $s = 0,2 \cdot 80 = 16 \text{ мм}$  и  $s = 0,2 \cdot 150 = 30 \text{ мм}$ , которые позволяют определить границы использования для большинства гражданских зданий с предельными осадками от 80 мм до 150 мм.

Таблица 1

**Коэффициенты перехода  $k_1$  от сопротивления грунта под конусом зонда к сопротивлению грунта под торцом сваи**

Сопротивление грунта под конусом зонда $q_s$ , кПа	Диаметр сваи $d$ , м								
	0,3			0,4			0,5 и более		
	Индекс трения $q_s/f_s$								
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
400	0,64	0,53	0,51	0,48	0,46	0,48	0,42	0,41	0,45
800	0,47	0,46	0,44	0,35	0,38	0,41	0,31	0,35	0,38
1300	0,39	0,40	0,38	0,29	0,31	0,33	0,26	0,28	0,31
1800	-	0,35	0,34	-	0,27	0,28	-	0,25	0,26
2300	-	0,32	0,31	-	0,24	0,26	-	0,22	0,24
2700	-	0,29	0,30	-	0,23	0,25	-	0,21	0,23

Таблица 2

**Коэффициенты перехода  $k_2$  от сопротивления грунта на муфте трения зонда  
к сопротивлению грунта на боковой поверхности свай**

Сопротивление грунта на муфте трения зонда $f_s$ , кПа	Длина свай $l$ , м								
	3			6			9		
	Индекс трения $q/f$								
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
20	-	0,74	0,85	-	0,98	1,15	-	1,24	1,45
40	0,53	0,66	0,79	0,66	0,84	1,00	0,78	1,01	1,20
60	0,46	0,60	0,76	0,56	0,73	0,91	0,66	0,87	1,04
80	0,40	0,56	0,74	0,49	0,68	0,87	0,57	0,79	0,95
100	0,37	0,54	0,72	0,45	0,64	0,82	0,51	0,74	0,87
120	0,36	0,52	0,70	0,43	0,61	0,78	0,49	0,70	0,79

Таблица 3

**Сравнение расчетных значений предельного сопротивления опытных конструкций  
с результатами полевых испытаний**

Наименование конструкции	Диаметр, м	Длина, м	Предельное сопротивление, кН			Расхождение, %	
			По расчету	По испытанию		Для $s=16$ мм	Для $s=30$ мм
				При осадке $s=16$ мм	При осадке $s=30$ мм		
Свая (1)	0,3	3,5	130	120	130	8	0
Свая (2)	0,6	3,5	290	275	300	5	-3
Свая (3)	0,65	2,5	300	300	315	0	-5
Штамп (4)	0,8	-	170	180	-	-6	-

Выполненные поверочные расчеты показали достаточно высокую сходимость полученных результатов с натурными испытаниями. Таким образом, предложенная методика может быть использована для расчета буронабивных свай по данным статического зондирования в глинистых грунтах.

**Список литературы**

- СП 24.13330.2011. Свайные фундаменты. – М., 2011. – 22 с.
- Рекомендации по проведению скоростных инженерно-геологических изысканий для проектирования объектов массового строительства / Уфимский НИИпромстрой. – Уфа, 1991. – 30 с.

**Shemenkov Y.M.** – doctor of technical sciences

E-mail: [shemenkov@mail.ru](mailto:shemenkov@mail.ru)

**Glazachev A.O.** – engineer

E-mail: [anton.glazachev@mail.ru](mailto:anton.glazachev@mail.ru)

**Scientific-Research Institute «BashNIIstroy»**

The organization address: 450064, Russia, Ufa, Konstituzii str., 3

## Calculation of bored piles in clay soil according to CPT

### Resume

The purpose of this work is the development of a method of analysis of bored piles according to CPT data in clay soil. Regularities of work of bored piles were thus studied with change of geometrical parameters and soil conditions.

The novelty of the developed design procedure consists in finding of ratios of transition from resistance of soil under a cone of a probe and on the friction coupling to resistance of soil under the end face and on a lateral surface of a bored pile.

To find the ratios in the program Plaxis 3D complex, static tests of bored piles with a variation of geometrical parameters and soil conditions were modelled. Then, by the diagrams «loading-settlement» the bearing capacity of piles for various conditions was determined.

By the developed technique the analysis of bored piles tested by axial loading on various platforms is carried out. When comparison of results of analysis with field tests, satisfactory convergence was received.

**Keywords:** bored piles, clay, CPT, lateral surface, bearing ability, natural experiments.

### References

1. SP 24.13330.2011. Pile foundations. – M., 2011. – 22 p.
2. Recommendations for high-speed engineering-geological surveys for the design of large-scale construction / Ufa NIIpromstroy. – Ufa, 1991. – 30 p.