



DOI: 10.15593/2224-9826/2020.1.01

УДК 624.154.1

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСНОВАНИЯ СВАЙ FUNDEX ПОСЛЕ ДЛИТЕЛЬНОГО «ОТДЫХА» В ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

А.В. Савинов¹, В.Э. Фролов², Ю.Н. Бровиков², М.П. Кожинский²

¹ООО НППП «ГЕОТЕХНИКА-СПИ», Саратов, Россия

²ЗАО «Геотехника-С», Саратов, Россия

О СТАТЬЕ

Получена: 20 ноября 2019

Принята: 20 января 2020

Опубликована: 27 марта 2020

Ключевые слова:

свая Fundex, вытеснительная набивная свая, опытная свая, башмак сваи, «отдых» сваи, несущая способность (предельное сопротивление) сваи F_d , инженерно-геологические исследования, глинистый грунт, уплотнение грунта, плотность грунта ρ , коэффициент пористости e , предельное сопротивление грунта сдвигу τ_u , нормальное напряжение σ , компрессионное испытание.

АННОТАЦИЯ

В характерных для г. Саратова грунтовых условиях выполнены сваи по технологии Fundex с теряемым винтовым наконечником DPOS-4E. После длительного «отдыха» свай без нагрузки, гарантирующего завершение в основном процессов уплотнения, консолидации, восстановления водно-коллоидных связей, выполнены дополнительные инженерно-геологические изыскания и проведен комплекс лабораторных исследований параметров околосвайного массива грунта.

Получены физико-механические характеристики основания непосредственно у боковой поверхности и у нижнего конца сваи, на расстоянии 1 м от ее грани и в грунте природного сложения. Результаты сопоставлены в табличной и графической форме.

Сделаны выводы о характере изменений физических, прочностных и деформационных характеристик околосвайного массива грунта на различном расстоянии от боковой поверхности сваи.

Отмечены существенные отличия в формировании уплотненных зон грунта вокруг свай Fundex от традиционных вытеснительных забивных и вдавливаемых свай, влияющие на несущую способность (предельное сопротивление) основания набивных свай.

Проведено сравнение полученных лабораторных данных с результатами натурных испытаний аналогичных свай в идентичных грунтовых условиях после длительного «отдыха» (3 месяца) статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками.

Сделаны выводы о необходимости дополнительных экспериментальных исследований основания свай Fundex в широком диапазоне грунтовых условий лабораторными и полевыми методами с параллельными испытаниями статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками.

© ПНИПУ

© **Савинов Алексей Валентинович** – доктор технических наук, доцент, генеральный директор, e-mail: alexey_savinov@mail.ru.

Фролов Вадим Эдуардович – кандидат технических наук, директор, e-mail: recon52@mail.ru.

Бровиков Юрий Николаевич – технический директор, e-mail: recon52@mail.ru.

Кожинский Михаил Петрович – главный специалист, e-mail: recon52@mail.ru.

Alexey V. Savinov – Doctor of Technical Sciences, Associate Professor, General Director, e-mail: alexey_savinov@mail.ru.

Vadim E. Frolov – Candidate of Technical Sciences, Director, e-mail: recon52@mail.ru.

Yuriy N. Brovnikov – Technical Director, e-mail: recon52@mail.ru.

Mikhail P. Kozhinskiy – Chief Specialist, e-mail: recon52@mail.ru.

EXPERIMENTAL TESTS OF THE BASIS OF “FUNDEX” PILES AFTER THE LONG “RELAXATION” IN CLAY SOILS

A.V. Savinov¹, V.E. Frolov², Y.N. Brovikov², M.P. Kozhinskiy²

¹Research and Design and Production Enterprise “GEOTEHNICA-SPI”, LLC, Saratov, Russian Federation

²“GEOTEHNICA-S”, Closed joint-stock company, Saratov, Russian Federation

ARTICLE INFO

Received: 20 November 2019

Accepted: 20 June 2019

Published: 27 March 2020

Keywords:

Fundex pile, cast in place (displacement) pile, test pile, pile toe, pile relaxation, pile bearing capacity F_a , engineering-geology prospecting, clay soil, soil compaction, soil density ρ , coefficient of soil porosity e , limit shear strength of soil τ_u , normal stress σ , compression test.

ABSTRACT

In the soil conditions, typical for the city of Saratov, piles on Fundex technology with a loss screw tip of DPOS-4E are executed. After the long «relaxation» of piles without loading guaranteeing completion generally of processes of compaction, consolidation, restitution of the water and colloid communications additional engineering-geological researches are executed and the complex of laboratory researches of parameters of the near pile array of a soil is conducted.

Physicommechanical characteristics of the basis immediately at a lateral area and at the lower end of a pile, apart by 1 m are received from its side and in a soil of natural addition. Results are compared in a tabular and graphic form.

Conclusions are drawn on the nature of changes of physical, strength and deformation characteristics of the near pile array of a soil at various distance from a lateral area of a pile.

The essential differences in formation of the condensed soil zones around Fundex piles from the traditional displacing drive and pressed piles influencing a carrying capacity (the extreme resistance) of the basis of stuffed piles are noted.

Comparison of the obtained datas of laboratory with results of field tests of similar piles in identical soil conditions after long “relaxation” (3 months) in accordance with static indenting and pull out loads.

Conclusions are drawn on need of additional pilot studies of the basis of Fundex piles for the wide range of soil conditions by laboratory and field methods with parallel tests by the dead pressing and pulling-out loads.

© PNRPU

В последние годы практика отечественного фундаментостроения существенно расширилась за счет освоения оборудования ведущих геотехнических фирм, предназначенного в первую очередь для изготовления свай непосредственно в грунте [1–10].

Одной из достаточно новых и перспективных для устройства свай в широком диапазоне грунтовых условий является технология Fundex, использование которой в нашей стране началось около 20 лет назад, в частности, в специфических слабых грунтах Санкт-Петербурга [11, 12]. Накопленный опыт применения свай Fundex позволил включить уточненные рекомендации по их расчету в актуализированные строительные нормы.

ГОСТ Р 57358–2016 относит сваи Fundex к вытеснительным набивным сваям (cast in place (displacement) pile), устраиваемым путем погружения железобетонной оболочки, а также с помощью оставляемой или инвентарной обсадной трубы с закрытым концом с заполнением их полости неармированным или армированным бетоном.

В соответствии с СП 24.13330.2011 по способу заглубления в грунт сваи Fundex относятся к набивным бетонным сваям, устраиваемым в грунте путем укладки бетонной смеси в скважины, образованные в результате принудительного вытеснения – отжатия грунта (п. 6.1). По способу устройства эти сваи относятся (п. 6.4, а) к вытеснительным, устраиваемым путем погружения (забивкой, вдавливанием или завинчиванием) инвентарных труб, нижний конец которых закрыт оставляемым в грунте башмаком (наконечником) или бетонной пробкой, с последующим извлечением этих труб по мере заполнения скважин бетонной смесью.

Несущая способность таких набивных свай определяется по СП 24.13330.2011 аналогично несущей способности привычных забивных или вдавливаемых свай.

Однако в п. 7.37 ГОСТ Р 57358–2016 имеется оговорка следующего содержания: «Применение свайных башмаков диаметром, большим, чем диаметр обсадной трубы, решается только проектной организацией с учетом того, что башмаки могут снижать несущую способность по боковой поверхности свай». В соответствии со спецификой технологии все сваи Fundex изготавливаются с использованием «теряемых» чугунных башмаков специальной конструкции, превышающих размеры обсадной трубы на 80–120 мм. Каким образом специалисты проектной организации должны учитывать эту особенность при оценке несущей способности свай Fundex – в нормативном документе не указано.

В работе [11] (со ссылкой на исследования Van Weel A.F.) отмечается, что «наличие башмака, превышающего размеры обсадной трубы в среднем на 120 мм, обуславливают срез грунта на боковой поверхности и образование слоя грунта с пониженными характеристиками». В указанной работе делается вывод о том, что «...эта технология, несмотря на ее широкое применение, требует дополнительных исследований» [11].

Выполненные авторами статьи статические испытания свай Fundex в грунтовых условиях г. Саратова продемонстрировали значительное расхождение расчетных и экспериментальных значений их несущей способности. Причем это расхождение определялось низкими значениями экспериментальных сопротивлений грунта, в первую очередь не на боковой поверхности, а под нижним концом (пятой) свай [13].

Зафиксированное при испытаниях расхождение нормативных и экспериментальных данных может быть связано как со спецификой грунтовых условий, так и с существенными отличиями в формировании уплотненного основания при забивке (вдавливании) готовых свай и изготовлении свай Fundex непосредственно в грунте.

Следовательно, требуются дополнительные экспериментальные исследования физико-механических свойств грунтового основания свай Fundex, в первую очередь после нормативного и длительного «отдыха».

Результаты предварительных исследований особенностей формирования грунтового массива вокруг сваи Fundex в характерных для г. Саратова инженерно-геологических условиях после длительного «отдыха» опубликованы нами в [14]. Однако появление дополнительных экспериментальных данных по результатам испытаний аналогичных свай в идентичных грунтовых условиях по ГОСТ 5686–2012 статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками позволило уточнить и детализировать полученные ранее выводы об особенностях работы основания таких свай.

При строительстве в 2015 г. в г. Саратове жилого комплекса «Царицынский» в составе свайного фундамента под пятисекционный 25-этажный жилой дом изготовлены 310 свай по технологии Fundex. Сваи диаметром 375 мм, длиной 9,0 м, с теряемым винтовым накопчиком DPOS-4E (наибольший диаметр спирали – 465 мм) устраивались с поверхности дна котлована глубиной около 2,0 м установкой ИС Fundex F2800. Все работы выполнялись специалистами ЗАО «Геотехника-С».

Инженерно-геологические условия площадки представлены мощной толщей глинистых отложений со следующими характеристиками (глубины залегания слоев указаны от поверхности дна котлована):

– слой ИГЭ-2: глина зеленовато-серая твердая, с 2,6 м – полутвердая, с 4,5 м – темно-серая, твердая с вкраплениями черной, опесчаненная: $\rho_{II} = 1,89 \text{ г/см}^3$; $\varphi_{II} = 23^\circ$; $C_{II} = 38 \text{ кПа}$; $I_L = 0$; $E_{sat} = 12...15 \text{ МПа}$;

– слой ИГЭ-3: глина зеленовато-черная до черной, твердая, плотная, алевритистая: $\rho_{II} = 1,90 \text{ г/см}^3$; $\varphi_{II} = 19^\circ$; $C_{II} = 51 \text{ кПа}$; $I_L = 0$; $E_{sat} = 19 \text{ МПа}$.

Установившийся уровень подземных вод (WL) вблизи экспериментальной сваи зафиксирован на отметке $-2,6$ м.

Инженерно-геологический разрез площадки со схемой расположения сваи в месте проведения эксперимента показан на рис. 1.

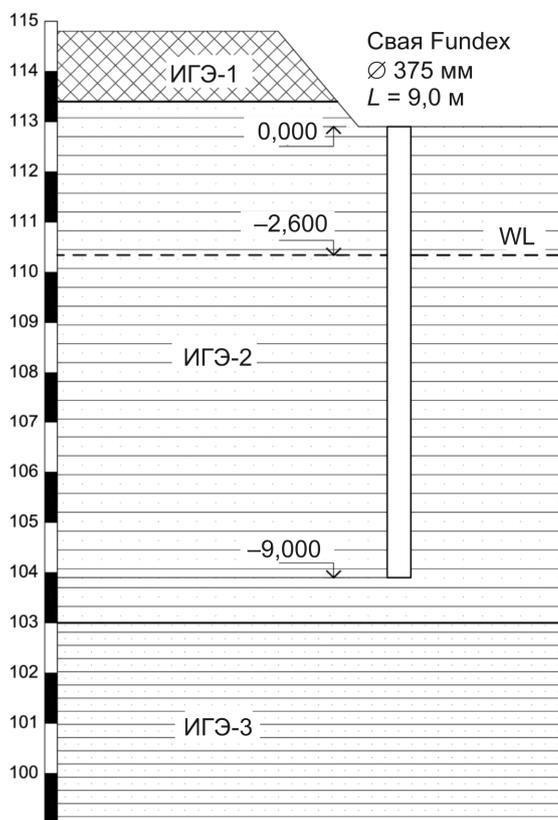


Рис. 1. Обобщенный инженерно-геологический разрез площадки строительства в месте проведения эксперимента

Fig. 1. The generalized engineering-geological section of the building site in the venue of an experiment

Выбор грунтовых условий для проведения исследований проводился таким образом, чтобы заранее исключить влияние на результаты эксперимента ряда факторов, вносящих искажения в картину формирования уплотненных зон вокруг сваи: появление избыточного порового давления, приводящего к разуплотнению грунта при изготовлении сваи; возможное уменьшение диаметра ствола сваи при бетонировании в слабых грунтах; взаимное влияние свай при изготовлении и т. д.

После продолжительного «отдыха» (4,5 месяца) свай без нагрузки, гарантирующего завершение в основном процессов уплотнения, консолидации, восстановления водно-коллоидных связей и пр. в околосвайном массиве [15, 16], выполнены дополнительные инженерно-геологические изыскания и проведен комплекс лабораторных исследований, в том числе:

– отбор монолитов из скважин (Скв. 1...Скв. 3) через каждый метр по глубине до отметки, превышающей длину сваи на 3 м (около восьми диаметров ствола сваи ниже ее пяты): вблизи сваи (не менее 0,15 м от ее боковой поверхности) – Скв. 1, на расстоянии 1 м от нее – Скв. 2 и в массиве грунта природного сложения (на расстоянии более 5 м от сваи на участке, где на момент испытаний свайное поле отсутствовало) – Скв. 3;

– стандартные лабораторные испытания с получением физико-механических характеристик исходного и консолидированного околоствайного основания.

Схема расположения экспериментальной сваи и буровых скважин показана на рис. 2.

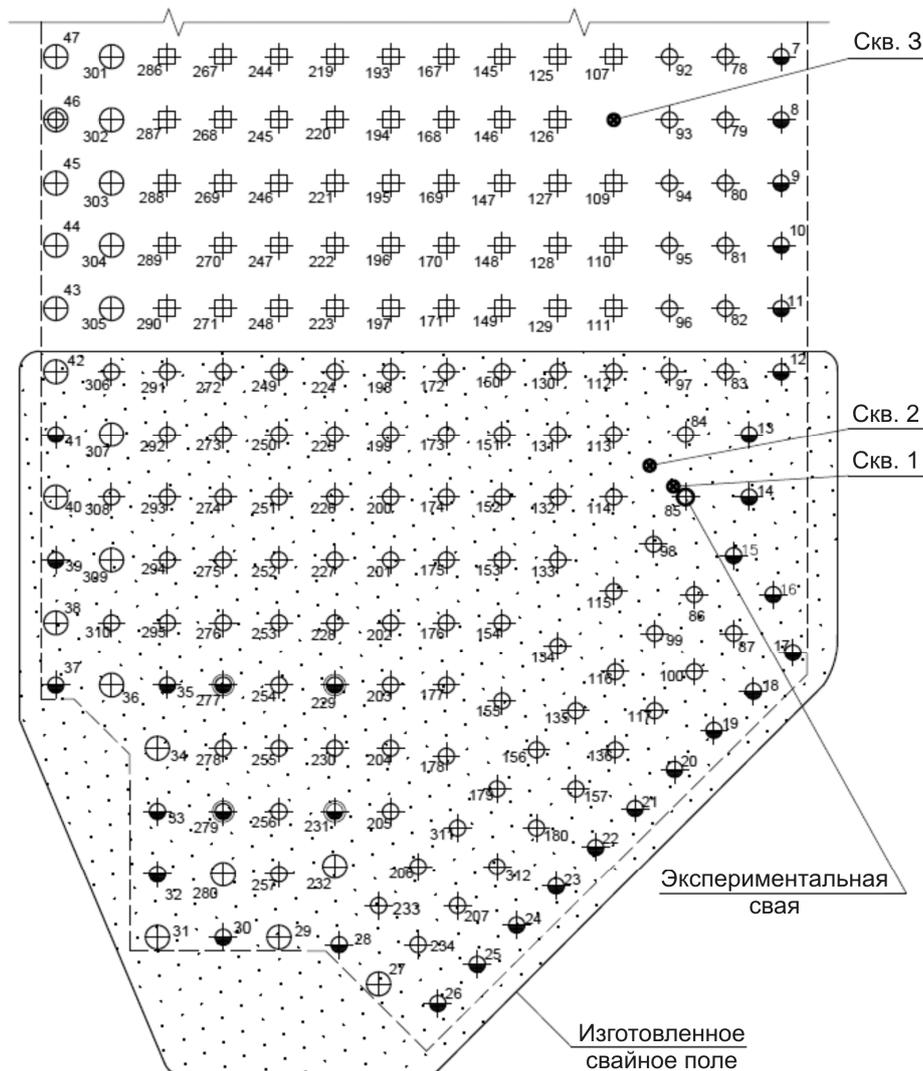


Рис. 2. Схема расположения экспериментальной сваи и буровых скважин

Fig. 2. Layout of the experimental pile and boreholes

Результаты лабораторных определений физических свойств грунтов представлены в табл. 1.

Для наглядности и удобства анализа представленных в табл. 1 данных на рис. 3 приведены графики изменения плотности грунта ρ , $\text{г}/\text{см}^3$, и коэффициента пористости e , д.е., по глубине в зависимости от расстояния до ствола сваи.

Показанные на рис. 3 графики изменения плотности грунта ρ , $\text{г}/\text{см}^3$, и коэффициента пористости e , д.е., не демонстрируют ожидаемого значительного отличия параметров грунта природного сложения от аналогичных величин у боковой поверхности сваи или у ее нижнего конца. Очевидно, самое сильное уплотнение грунта происходит в непосредственной близости от сваи (150...250 мм), где механизированный отбор образцов практически невозможен.

Таблица 1

Результаты лабораторных определений физических свойств грунтов

Table 1

Results of laboratory determination of physical properties of soils

№ п/п	Наименование и номер выработки	Глубина отбора проб, м	Характерные влажности			Показатель текучести I_L , д.е.	Характерные плотности			Пористость n , %.	Коэффициент пористости e , д.е.	Степень влажности S_r , д.е.
			природная w , %	на границе текучести w_L , %	на границе пластичности w_p , %		плотность грунта ρ , г/см ³	плотность частиц грунта ρ_s , г/см ³	плотность сухого грунта ρ_d , г/см ³			
1	Скв. 1	0,55	21,8	27,7	22,9	<0	1,95	2,65	1,60	39,6	0,66	0,88
2	Скв. 1	2,00	22,4	27,9	23,6	<0	1,92	2,65	1,57	40,8	0,69	0,86
3	Скв. 1	3,00	26,1	32,6	24,8	0,17	1,92	2,65	1,52	42,5	0,74	0,93
4	Скв. 1	4,00	24,8	30,8	23,5	0,18	1,93	2,65	1,55	41,6	0,71	0,92
5	Скв. 1	5,00	23,5	38,0	24,1	<0	1,94	2,65	1,57	40,7	0,69	0,91
6	Скв. 1	6,00	22,0	37,6	23,9	<0	1,97	2,65	1,61	39,1	0,64	0,91
7	Скв. 1	7,00	21,2	31,1	25,5	<0	1,91	2,65	1,58	40,5	0,68	0,82
8	Скв. 1	8,00	20,5	34,9	26,4	<0	1,88	2,65	1,56	41,1	0,70	0,78
9	Скв. 1	9,00	21,1	34,3	22,9	<0	1,85	2,67	1,53	42,8	0,75	0,75
10	Скв. 1	10,0	21,3	34,9	23,1	<0	1,97	2,68	1,62	39,4	0,65	0,88
11	Скв. 1	11,0	21,5	35,6	24,5	<0	1,96	2,68	1,61	39,8	0,66	0,87
12	Скв. 1	12,0	24,9	37,7	25,3	<0	1,92	2,68	1,54	42,6	0,74	0,90
13	Скв. 2	0,55	22,8	27,3	23,1	<0	1,93	2,65	1,57	40,7	0,69	0,88
14	Скв. 2	2,00	22,9	26,9	23,4	<0	1,88	2,65	1,53	42,3	0,73	0,83
15	Скв. 2	3,00	25,1	32,1	24,9	0,03	1,92	2,68	1,53	42,7	0,75	0,90
16	Скв. 2	4,00	24,1	32,6	24,9	<0	1,94	2,68	1,56	41,7	0,71	0,90
17	Скв. 2	5,00	25,3	35,4	26,1	<0	1,91	2,64	1,52	42,3	0,73	0,91
18	Скв. 2	6,00	24,5	36,4	25,6	<0	1,95	2,65	1,57	40,9	0,69	0,94
19	Скв. 2	7,00	21,8	30,2	25,3	<0	1,85	2,65	1,52	42,7	0,75	0,78
20	Скв. 2	8,00	21,3	31,7	26,2	<0	1,90	2,65	1,57	40,9	0,69	0,82
21	Скв. 2	9,00	20,3	33,3	22,3	<0	1,89	2,67	1,57	41,2	0,70	0,78
22	Скв. 2	10,0	21,6	38,5	21,8	<0	1,93	2,68	1,59	40,8	0,69	0,84
23	Скв. 2	11,0	20,1	36,7	22,9	<0	1,90	2,68	1,58	41,0	0,69	0,78
24	Скв. 2	12,0	23,5	40,7	24,9	<0	1,99	2,68	1,61	39,9	0,66	0,95
25	Скв. 3	0,66	11,3	25,2	19,9	<0	1,74	2,64	1,56	40,8	0,69	0,43
26	Скв. 3	1,66	19,1	26,7	22,3	<0	1,85	2,64	1,55	41,2	0,70	0,72
27	Скв. 3	3,00	24,1	30,2	22,7	0,19	1,94	2,68	1,56	41,7	0,71	0,90
28	Скв. 3	4,00	24,1	32,4	23,1	0,11	1,93	2,68	1,56	42,0	0,72	0,89
29	Скв. 3	5,00	25,3	36,0	25,5	<0	1,85	2,64	1,48	44,1	0,79	0,85
30	Скв. 3	6,00	23,2	37,9	23,8	<0	1,90	2,65	1,54	41,8	0,72	0,86
31	Скв. 3	7,00	23,3	31,4	26,7	<0	1,92	2,65	1,56	41,2	0,70	0,88
32	Скв. 3	8,00	20,7	34,9	21,5	<0	1,90	2,67	1,57	41,0	0,70	0,79
33	Скв. 3	9,00	21,3	35,1	22,4	<0	1,89	2,67	1,56	41,6	0,71	0,80
34	Скв. 3	10,0	20,6	39,0	21,9	<0	1,80	2,68	1,49	44,3	0,80	0,69
35	Скв. 3	11,0	20,3	34,4	20,9	<0	1,85	2,67	1,54	42,4	0,74	0,74
36	Скв. 3	12,0	22,1	39,3	22,8	<0	1,91	2,68	1,56	41,6	0,71	0,83

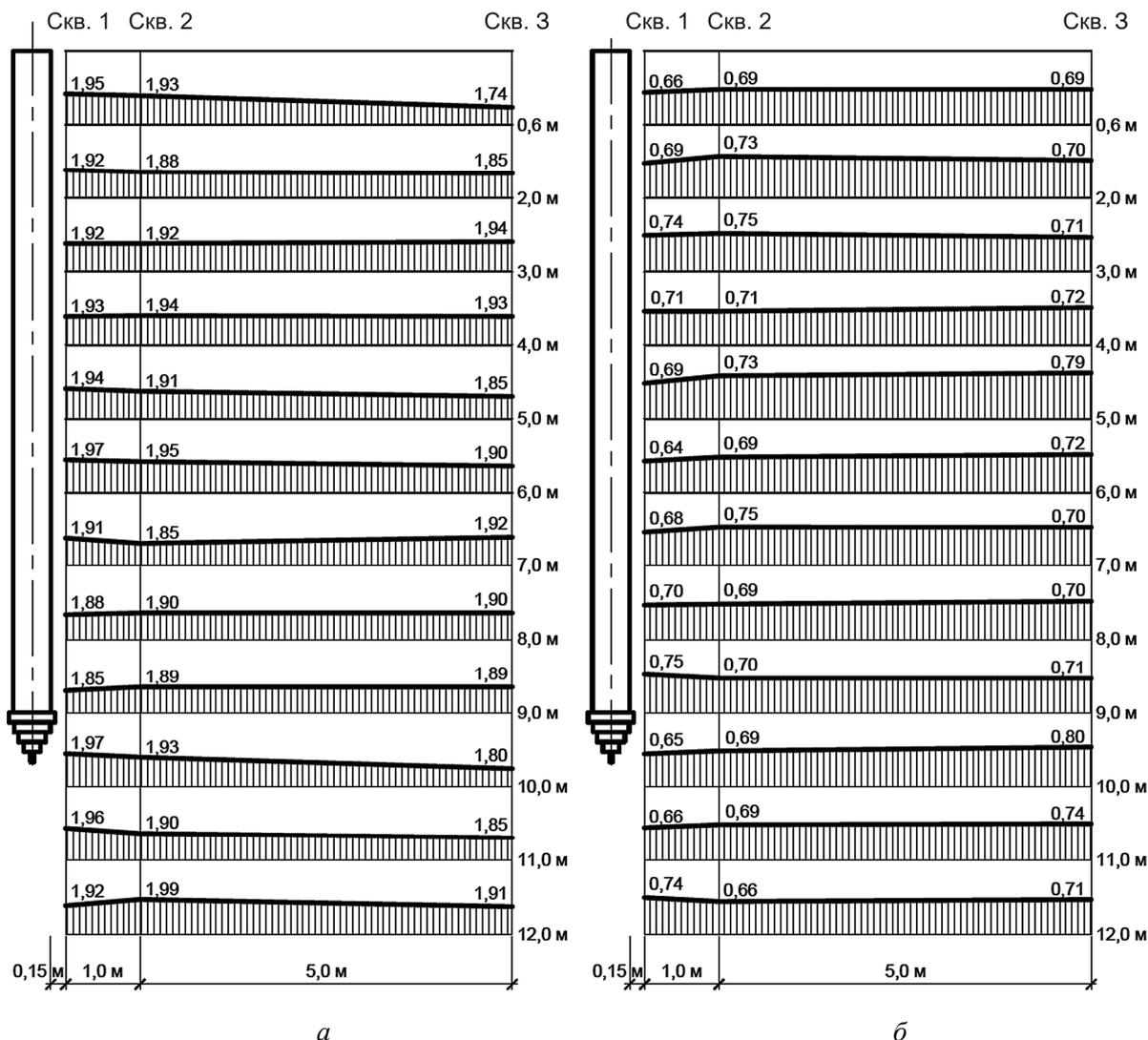


Рис. 3. Графики: *a* – изменения плотности грунта ρ , г/см³, по глубине в зависимости от расстояния до ствола сваи; *б* – изменения коэффициента пористости e , д.е., по глубине в зависимости от расстояния до ствола сваи

Fig. 3. Graphs: *a* – of changes of soil density ρ , g/cm³, on depth depending from distance to a pile trunk; *b* – of changes coefficient of soil porosity e , e., on depth depending from distance to a pile trunk

Определим приблизительно зону влияния сваи (зону уплотнения околоствайного массива грунта), исходя из представленных в табл. 1 физических характеристик. Объем грунта, вытесняемый при устройстве 1 м погонной длины сваи диаметром 0,375 м, составит 0,11 м³. Принимая минимальное значение коэффициента пористости непосредственно у боковой поверхности сваи $e = 0,65$ ($n = 0,394$) и аналогичного параметра грунта природного сложения $e = 0,70$ ($n = 0,412$), линейное изменение характеристик уплотняемого основания, отметим, что приближенное значение радиуса зоны влияния (от боковой поверхности сваи) составит $R = 1,45$ м, или 3,88 диаметра ствола сваи, от оси сваи – $R = 1,64$ м, или 4,38 диаметра. С учетом большего диаметра башмака сваи, нелинейного изменения характеристик в горизонтальном и вертикальном направлениях, наличия у грунтов структурной прочности и т.д. радиус зоны уплотнения может отличаться от вычисленного нами значения. Вместе

с тем этот приближенный расчет дает вполне реальные (соответствующие общепринятым представлениям [15–17]) значения радиуса зоны уплотнения околосвайного массива, а следовательно, зафиксированные в эксперименте изменения физических характеристик основания также являются достоверными.

Следует отметить, что глины на данной площадке в пределах ствола сваи содержат прослойки супеси и песка, включения алеврита и песчаника, затрудняющие отбор однородных монолитов даже из грунта природного сложения. При устройстве сваи происходит активная «переработка» (перемещение, перемешивание) грунта, и при определении числа пластичности лабораторными методами на образцах, отобранных вблизи сваи, получаются значения I_p , характерные для суглинков, а в отдельных случаях – и для супесей. С учетом этой особенности изменения классификатора вида грунта в процессе эксперимента значения числа пластичности в табл. 1 не приводятся.

Ниже башмака сваи (на глубинах от 9 до 12 м), где прослойки отсутствовали, глинистые отложения однозначно определяются как глины.

По результатам сдвиговых испытаний при раздельном вычислении угла внутреннего трения φ и удельного сцепления C также отмечается значительный разброс параметров. Поэтому в качестве характеристик прочности приняты значения предельного сопротивления консолидированного грунта сдвигу τ_u , МПа, при нормальных напряжениях в плоскости сдвига $\sigma = 0,1 \dots 0,3$ МПа (консолидированно-дренированные испытания при водонасыщении – схема КВ).

Результаты лабораторных определений прочностных характеристик грунтов представлены в табл. 2.

Таблица 2

Результаты лабораторных определений прочностных характеристик грунтов

Table 2

Results of laboratory determination of strength characteristics of soils

Глубина отбора монолитов, м	Скв. 1	Скв. 2	Скв. 3
Предельное сопротивление консолидированного грунта сдвигу τ_u , МПа, при нормальном напряжении в плоскости сдвига $\sigma = 0,1$ МПа			
0,55...0,66	0,075	0,065	0,040
1,66...2,00	0,035	0,070	0,040
3,00	0,080	0,065	0,075
4,00	0,075	0,075	0,080
5,00	0,080	0,085	0,070
6,00	0,075	0,075	0,070
7,00	0,085	0,060	0,075
8,00	0,075	0,040	0,070
9,00	0,080	0,080	0,080
10,0	0,080	0,075	0,080
11,0	0,080	0,085	0,085
12,0	0,075	0,075	0,075
Предельное сопротивление консолидированного грунта сдвигу τ_u , МПа, при нормальном напряжении в плоскости сдвига $\sigma = 0,2$ МПа			
0,55...0,66	0,140	0,120	0,070
1,66...2,00	0,065	0,130	0,070

Глубина отбора монолитов, м	Скв. 1	Скв. 2	Скв. 3
3,00	0,130	0,105	0,120
4,00	0,125	0,125	0,130
5,00	0,130	0,145	0,125
6,00	0,125	0,130	0,115
7,00	0,140	0,105	0,130
8,00	0,125	0,070	0,120
9,00	0,130	0,135	0,135
10,0	0,125	0,115	0,130
11,0	0,140	0,135	0,150
12,0	0,130	0,115	0,125
Предельное сопротивление консолидированного грунта сдвигу τ_u , МПа, при нормальном напряжении в плоскости сдвига $\sigma = 0,3$ МПа			
0,55...0,66	0,195	0,175	–
1,66...2,00	–	0,180	–
3,00	0,190	0,150	0,175
4,00	0,165	0,170	0,185
5,00	0,175	0,195	0,185
6,00	0,160	0,170	0,160
7,00	0,195	0,150	0,180
8,00	0,165	–	0,160
9,00	0,180	0,185	0,185
10,0	0,165	0,155	0,180
11,0	0,195	0,175	0,205
12,0	0,175	0,165	0,165

Сопоставим величины предельного сопротивления консолидированного грунта сдвигу τ_u , МПа, при нормальных напряжениях в плоскости сдвига $\sigma = 0,1 \dots 0,3$ МПа (см. табл. 2) со значениями среднего удельного сопротивления грунта основания по боковой поверхности f по результатам испытаний аналогичных свай в идентичных грунтовых условиях по ГОСТ 5686–2012 статическими выдергивающими нагрузками (табл. 3), полученными нами в [11].

Таблица 3

Результаты определений несущей способности грунта на боковой поверхности свай экспериментальным и расчетным методами при коэффициенте надежности по грунту $\gamma_{c,g} = 1,0$

Table 3

The results of determining the bearing capacity of the soil on the side surface of the pile by experimental and computational methods for the coefficient of reliability of the soil $\gamma_{c,g} = 1,0$

Сравниваемые параметры	Значения несущей способности боковой поверхности F_{du} и среднего удельного расчетного сопротивления грунта основания f по боковой поверхности свай			
	Расчет по СП [10] при $I_L \leq 0,2$ и $\gamma_{R,f} = 1,0$ при глубине расположения слоев		Испытания по ГОСТу [13] с отметки дна котлована	
	от отметки дна котлована	от природного рельефа	при стабилизации	при срыве
F_{du} , кН	542,47	613,38	549,36	627,84
f , кПа	51,18	57,88	51,83	59,23

Сравнение показывает, что даже при наименьшем в лабораторных испытаниях нормальном напряжении в плоскости сдвига $\sigma = 100$ кПа величины предельного сопротивления консолидированного грунта сдвигу на монолитах, отобранных в диапазоне глубин от 3 до 9 м, составляют $\tau_u = 75 \dots 80$ кПа. Это существенно больше как экспериментальных значений среднего удельного сопротивления грунта основания по боковой поверхности сваи f (51,83–59,23 кПа) [13], так и расчетных значений сопротивления грунта (51,18–57,88 кПа) по таблицам СП 24.13330.2011.

Модули деформации определялись на стандартных приборах компрессионного сжатия в интервале давлений $\sigma = 0,0 \dots 0,2$ МПа при естественной влажности и в условиях полного водонасыщения. Результаты лабораторных определений деформационных характеристик грунтов представлены в табл. 4.

Таблица 4

Результаты лабораторных определений деформационных характеристик грунтов

Table 4

Results of laboratory determination of deformation characteristics of soils

Глубина отбора монолитов, м	Модуль деформации E/E_{sat} , МПа, в интервале давлений $\sigma = 0,0 \dots 0,2$, МПа					
	Скв. 1		Скв. 2		Скв. 3	
	E	E_{sat}	E	E_{sat}	E	E_{sat}
0,55–0,66	12,1	–	13,5	–	–	10,5
1,66	–	–	–	–	13,0	–
2,00	–	10,3	–	11,6	–	–
3,00	11,8	–	10,1	–	–	10,0
4,00	–	11,5	–	10,4	9,8	–
5,00	10,1	–	11,3	–	–	11,3
6,00	–	10,1	–	8,75	11,9	–
7,00	13,8	–	–	12,9	–	9,90
8,00	–	9,28	–	12,5	11,6	–
9,00	10,4	–	10,3	–	–	10,5
10,0	–	8,78	–	8,06	–	12,9
11,0	11,6	–	11,5	–	10,3	–
12,0	–	8,22	–	7,64	9,3	–

Проанализируем изменение физико-механических характеристик грунтового массива после устройства и длительного «отдыха» сваи Fundex.

При изучении результатов принимались во внимание следующие особенности инженерно-геологических условий площадки и технологии устройства сваи:

- в диапазоне глубин от 0,55 до 2,0 м уплотнение грунта вокруг ствола сваи обусловлено весом установки ИНС Fundex F2800, предотвращающим выпор грунта на поверхность при устройстве скважины;

- в диапазоне глубин от 4,0 до 2,6 м (зона быстрого техногенного подъема уровня подземных вод после начала освоения строительной площадки) залегает прослой менее прочной полутвердой водонасыщенной глины ИГЭ-2;

- в соответствии с проектом между отметкой пяты сваи и кровлей слоя ИГЭ-3 остался участок слоя ИГЭ-2 мощностью около 1,0 м, природные физико-механические ха-

рактеристики которого были существенно хуже, чем у слоя ИГЭ-3 (см. рис. 1). Именно на этом участке заметно наиболее значительное уплотнение грунтового основания при устройстве и последующем «отдыхе» свай.

Анализ полученных экспериментальных данных показывает:

1. При устройстве свай происходит активная «переработка» (перемещение, перемешивание) окружающего массива грунта, что не столь характерно для забивных или вдавливаемых свай.

2. В диапазоне глубин от 4 до 7 м отмечается типичное для свай вытеснения уплотнение грунта при максимальных значениях ρ и минимальных значениях e вблизи боковой поверхности свай.

3. По результатам лабораторных определений прочностных характеристик незначительное увеличение параметров грунтов получено только на глубине 7 м. На меньших глубинах величины τ_u близки к значениям, характерным для грунта природного сложения. На наш взгляд, это объясняется тем, что радиальные (остаточные, «конечные») давления, при которых происходит консолидация грунта вокруг боковой поверхности свай при ее «отдыхе», меньше значений нормальных напряжений, принимаемых при стандартных лабораторных испытаниях ($\sigma = 100 \dots 300$ кПа). Это нивелирует эффект упрочнения грунта при изготовлении и «отдыхе» свай. Лишь на глубине 7 м, где остаточное радиальное давление вокруг ствола свай, вероятно, превысило минимальное при лабораторных испытаниях нормальное напряжение в плоскости сдвига $\sigma = 100$ кПа, отмечено увеличение предельного сопротивления консолидированного грунта сдвигу τ_u (см. табл. 2).

4. Модули деформации E/E_{sat} при компрессионных испытаниях получены при меньших нормальных давлениях ($\sigma = 0 \dots 200$ кПа), поэтому небольшое увеличение деформационных характеристик в диапазоне глубин от 4 до 7 м отмечено в табл. 4.

5. Сопоставление значений среднего удельного сопротивления грунта основания на боковой поверхности свай по результатам испытаний аналогичных свай в идентичных грунтовых условиях по ГОСТ 5686 статическими выдерживающими нагрузками ($f = 51,83 \dots 59,23$ кПа) с результатами испытаний монолитов на плоский срез ($\tau_u = 75 \dots 80$ кПа при $\sigma = 100$ кПа) также указывает на то, что реальные прочностные характеристики грунта вокруг ствола экспериментальных свай существенно ниже величин, полученных в лаборатории. Это связано с отмеченной выше причиной («конечные» радиальные давления вокруг ствола свай меньше уплотняющих давлений при лабораторных испытаниях), а также с наличием в пределах длины свай двух характерных участков грунта со сниженными характеристиками: на участке быстрого подъема уровня подземных вод и в зоне над верхним обрезом башмака.

6. Выше теряемого башмака в диапазоне глубин от 8 до 9 м (на участке свай, равном 3–5 диаметрам ее ствола) вблизи боковой поверхности свай наблюдается снижение плотности (разуплотнение) грунта ρ до значений, меньших исходных (ненарушенной структуры). Наибольшее снижение плотности отмечается непосредственно над верхним обрезом винтового наконечника. На расстоянии 1 м от свай величины ρ и e становятся близки к природным значениям (см. табл. 1 и рис. 3). Снижение прочностных и деформационных характеристик на глубинах от 7 до 8 м фиксируется на расстоянии 1 м от ствола свай (см. табл. 2 и 4). Такое локальное снижение физико-механических характеристик в твердых устойчивых глинах не может быть связано только с технологическими особенностями извлечения обсадной трубы и бетонирования свай, как это, вероятно, происходит в слабых

водонасыщенных глинистых грунтах Санкт-Петербурга [11, 12]. Разуплотненная зона на этом участке боковой поверхности определяется, на наш взгляд, характером (траекторией) вытеснения грунта из-под винтового наконечника, диаметр которого превышает диаметр ствола сваи, и формируется еще при устройстве сваи.

7. Под башмаком сваи отмечается значительное уплотнение грунтового основания на глубину до шести диаметров сваи: очень сильно уплотняется весь участок слоя ИГЭ-2 (около 1 м) и несколько меньше – грунт в кровле слоя ИГЭ-3 (еще на глубину около 1 м). На расстоянии 1 м от сваи характеристики уплотненного грунта снижаются, но остаются заметно выше природных.

8. Аналогичное уплотнение грунта выше природных значений на глубине около 3 м от верхнего обреза башмака (в пределах восьми диаметров сваи ниже ее пяты) регистрируется не непосредственно под свайей, а на расстоянии около 1 м от нее.

9. Зафиксированный характер уплотнения основания вокруг пяты сваи может определяться траекторией выпора грунта из-под наконечника сваи при ее устройстве.

Исследования выполнялись после длительного «отдыха» свай (4,5 месяца). В рассмотренных инженерно-геологических условиях процессы уплотнения, фильтрационной консолидации, восстановления водно-коллоидных связей грунтов околосвайного массива практически завершились. Дальнейшее увеличение прочностных и деформационных характеристик грунтов маловероятно.

По результатам экспериментальных исследований вблизи боковой поверхности сваи Fundex отмечается активная «переработка» (перемещение, перемешивание) грунта, что изменяет исходную идентификацию глинистых грунтов по числу пластичности.

Вблизи боковой поверхности сваи в диапазоне глубин от 4 до 7 м отмечается типичное для вытеснительных свай уплотнение грунта.

Считаем, что коэффициент условий работы боковой поверхности таких свай на основной длине ствола целесообразно принимать $\gamma_{R,f} = 1,0$ для всех глинистых грунтов.

По результатам лабораторных сдвиговых и компрессионных испытаний значительно возростаются прочностных и деформационных характеристик грунта относительно природных (исходных) значений вблизи боковой поверхности сваи не отмечено. Это, на наш взгляд, объясняется тем, что радиальные (остаточные, «конечные») давления, при которых происходит консолидация грунта вокруг боковой поверхности сваи при ее «отдыхе», меньше значений нормальных напряжений, принимаемых при стандартных лабораторных испытаниях.

Непосредственно над верхним обрезом башмака вокруг боковой поверхности сваи отмечается уменьшение плотности (разуплотнение) грунта, а также снижение его прочностных и деформационных характеристик.

Учет пониженных значений расчетного сопротивления грунта f для участка боковой поверхности до пяти диаметров ствола сваи выше обреза башмака при использовании таблиц СП 24.13330.2011 может осуществляться введением коэффициента условий работы $\gamma_{R,f} = 0,7 \dots 0,9$.

Ниже пяты сваи (теряемого инвентарного винтового наконечника) на глубину до восьми диаметров ее ствола достоверно фиксируется характерная зона значительного уплотнения основания, форма которой может определяться траекторией выпора грунта из-под наконечника сваи при ее устройстве.

Отнесение вытеснительных набивных свай Fundex действующими нормами в одну группу с традиционными сваями, погружаемыми в грунт в готовом виде (забивными и вдавливаемыми), вполне оправданно, но требует дополнительного учета особенностей формирования их основания.

Необходимы дополнительные экспериментальные исследования основания свай Fundex в широком диапазоне грунтовых условий лабораторными и полевыми методами с параллельными испытаниями опытных свай статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками для повышения достоверности оценки их несущей способности.

Библиографический список

1. Мангушев Р.А., Ершов А.В., Осокин А.И. Современные свайные технологии: учеб. пособие. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 240 с.
2. Сваи и свайные фундаменты: конструкции, проектирование и технологии: учеб. пособие / Р.А. Мангушев [и др.]; под ред. Р.А. Мангушева. – 2-е изд., стер. – М.: Изд-во АСВ, 2018. – 320 с.
3. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / под общей ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Изд-во АСВ, 2016. – 1040 с.
4. Basu P., Prezzi M. Design and Applications of Drilled Displacement (Screw) Piles: Final Report / Joint Transportation Research Program. Project No: C-36-45U. File № 6–18–19. – Purdue University, West Lafayette, Indiana, September 4, 2009. – P. 12–13. doi: <https://doi.org/10.5703/1288284314278>
5. Fellenius B.H. Basics of foundation design. – URL: <https://www.unisoftgs.com/uploaded/file/RedBook.pdf> (дата обращения: 28.03.2019).
6. Tomlinson M.J., Woodward J. Pile design and construction practice. – 6th ed. – Published: Taylor&Francis, 2014. – 608 p.
7. Sprince A., Pakrastinsh L. Helical pile behaviour and load transfer mechanism in different soils // 10th International Conference Modern Building Materials, Structures and Techniques. – 2010. – P. 1174–1180.
8. Kirsanov M.N. Discrete model of the pile foundation // Magazine of Civil Engineering. – 2015. – № 3 (55). – P. 89–90. DOI: 10.5862/MCE.55.1
9. Tretyakova O.V., Yushkov B.S. Inverted-Cone Piles for Transport Constructions in Seasonally Freezing Soils // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – 2017. – № 3 (54). – P. 173–176. DOI: 10.1007/s11204-017-9453-5
10. Nuzhdin M.L., Nuzhdin L.V., Ponomaryov A.B. Experimental studies on model pile foundations reinforced by hard inclusions // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2020. (62). – P. 193–197. DOI: 10.1007/978-981-15-2184-3_24
11. Мангушев Р.А., Конюшков В.В., Дьяконов И.П. Анализ практического применения завинчиваемых набивных свай // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2014. – № 5. – С. 11–16.
12. Мангушев Р.А. Буронабивные сваи «ФУНДЕКС»: достоинства и недостатки // Вестник Волгоград. гос. архит.-строит. ун-та. Серия: Строительство и архитектура. – Волгоград: ВолгГАСУ, 2013. – № 31 (50). – Ч. 2. Строительные науки. – С. 264–271.

13. Экспериментальные исследования несущей способности свай Fundex после длительного «отдыха» в глинистых грунтах статическими вдавливающими и выдергивающими нагрузками / А.В. Савинов [и др.] // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2019. – Т. 10, № 4. – С. 13–29.

14. Экспериментальные исследования изменения физико-механических характеристик грунтового основания при устройстве свай по технологии «Fundex» / А.В. Савинов [и др.] // Механика грунтов в геотехнике и фундаментостроении: матер. междунар. науч.-техн. конф., г. Новочеркасск, 29–31 мая 2018 г. – Новочеркасск: ЮРГПУ (НПИ), 2018. – С. 623–633.

15. Лапшин Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Саратов: Изд-во СГУ, 1979. – 152 с.

16. Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. Прогноз осадок свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.

17. Ponomaryov A.B., Sychkina E.N. Analysis of pile foundation behavior on modern and ancient clay bases // Challenges and Innovations in Geotechnics – Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference, 8AYGEC. – 2016. – С. 111–114.

References

1. Mangushev R.A., Ershov A.V., Osokin A.I. *Sovremennye svainye tekhnologii* [Modern pile technology]. 2nd ed. Moscow, ASV, 2010, 240 p.

2. Mangushev R.A. [et al.]. *Svai i svainye fundamenty: konstruksii, proektirovanie i tekhnologii* [Piles and pile foundations: structures, design and technology]. Ed. R.A. Mangushev. 2nd ed. Moscow, ASV, 2018. - 320 s.

3. *Spravochnik geotekhnika. Osnovaniia, fundamenty i podzemnye sooruzheniia* [Handbook of geotechnics. Bases, foundations and underground structures]. 2nd ed. Eds. V.A. Il'ichev, R.A. Mangushev. Moscow, ASV, 2016, 1040 p.

4. Basu P., Prezzi M. Design and applications of drilled displacement (screw) piles: Final report. *Joint transportation research program. Project No: C-36-45U. File №: 6-18-19*. Purdue University, West Lafayette, Indiana, September 4, 2009, pp. 12-13.

5. Fellenius B.H. Basics of foundation design. Available at: <https://www.unisoftgs.com/uploaded/file/RedBook.pdf> (accessed 28 March 2019).

6. Tomlinson M.J., Woodward J. *Pile design and construction practice*. 6th Edition. Taylor&Francis, 2014, 608 p.

7. Sprince A., Pakrastinsh L. Helical pile behaviour and load transfer mechanism in different soils. *10th International Conference Modern Building Materials, Structures and Techniques*. 2010, pp. 1174–1180.

8. Kirsanov M.N. Discrete model of the pile foundation. *Magazine of Civil Engineering*. 2015, no. 3(55), pp. 89–90. DOI:10.5862/MCE.55.1.

9. Tretyakova O.V., Yushkov B.S. Inverted-cone piles for transport constructions in seasonally freezing soils. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2017, no. 3(54), pp. 173–176. DOI:10.1007/s11204-017-9453-5.

10. Nuzhdin M.L., Nuzhdin L.V., Ponomaryov A.B. Experimental studies on model pile foundations reinforced by hard inclusions. *Lecture Notes in Civil Engineering*. 2020 (62), pp. 193–197. DOI:10.1007/978-981-15-2184-3_24.

11. Mangushev R.A., Koniushkov V.V., D'iakonov I.P. Analiz prakticheskogo prime-neniia zavinchivaemykh nabivnykh svai [Analysis of the practical application of screwed ram piles]. *Osnovaniia, fundamenty i mekhanika gruntov*, 2014, no. 5, pp. 11-16.

12. Mangushev R.A. Buronabivnye svai «FUNDEKS»: dostoinstva i nedostatki [Bored piles "FUNDEX": advantages and disadvantages]. *Vestnik Volgograd. gos. arkhitekturno-stroit. un-ta. Stroitel'stvo i arkhitektura*. 2013, no. 31 (50), Part 2. pp. 264-271.

13. Savinov A.V. et al. Eksperimental'nye issledovaniia nesushchei sposobnosti svai «Fundex» posle dlitel'nogo «otdykha» v glinistykh gruntakh staticheskimi vdavlivaiushchimi i vydergivaiushchimi nagruzkami [Experimental tests of a bearing capacity of «Fundex» piles after the long “relaxation” in clay soils the dead pressing and pulling-out loads]. *Vestnik Permskogo natsional'nogo issledovatel'skogo politekhnicheskogo universiteta. Stroitel'stvo i arkhitektura*, 2019, vol/ 10, no. 4, pp. 13-29.

14. Savinov A.V. et al. Eksperimental'nye issledovaniia izmeneniia fiziko-mekhanicheskikh kharakteristik gruntovogo osnovaniia pri ustroistve svai po tekhnologii «Fundex» [Experimental studies of changes in the physicommechanical characteristics of a soil foundation when piling using Fundex technology]. *Mekhanika gruntov v geotekhnike i fundamentostroenii: mater. mezhdunar. nauch.-tekhn. konf.*, Novochoerkassk, 29-31 May 2018. Novochoerkassk, IuRGPU (NPI), 2018, pp. 623-633.

15. Lapshin F.K. Raschet svai po predel'nym sostoianiiam [Calculation of piles according to limit states]. Saratov, SGU, 1979, 152 p.

16. Bartolomei A.A., Omel'chak I.M., Iushkov B.S. Prognoz osadok svainykh fundamentov [Pile foundation sediment forecast]. Moscow, Stroizdat, 1994, 384 p.

17. Ponomaryov A.B., Sychkina E.N. Analysis of pile foundation behavior on modern and ancient clay bases. *Challenges and Innovations in Geotechnics. Proceedings of the 8th Asian Young Geotechnical Engineers Conference, 8AYGEC*, 2016, pp. 111–114.