

УДК 624.15.04

DOI: 10.17213/mgvgif/2026-5-230-237

НАТУРНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ И АНАЛИТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ВДАВЛИВАНИЯ СВАЙ НА ОКРУЖАЮЩУЮ ЗАСТРОЙКУ В ВОДОНАСЫЩЕННЫХ ГЛИНИСТЫХ ГРУНТАХ

М. С. Дружинин

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет,
Санкт-Петербург, Россия

Аннотация. Погружение железобетонных свай заводского изготовления в водонасыщенных глинистых грунтах сопровождается подъемом окружающего грунтового массива, распространяющегося на значительное расстояние. По результатам натурного исследования было выявлено, что основной причиной наблюдаемого эффекта является возникновение избыточного порового давления, из-за которого происходит разгрузка основания. На основании этого предложена аналитическая методика по определению возможной зоны влияния и прогнозируемого подъема. Возможность применения представленного подхода обоснована путем сравнения теоретических значений с экспериментальными данными.

Ключевые слова: сваи вдавливания, технологическое влияние, подъем грунтового массива, подъем зданий окружающей застройки, избыточное поровое давление, зона влияния, недренированная прочность грунта

FIELD STUDY AND ANALYTICAL ASSESSMENT OF THE IMPACT OF PILE JACKING ON SURROUNDING STRUCTURES IN SATURATED CLAY SOILS

M. S. Druzhinin

¹Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering,
Saint Petersburg, Russia

Annotation. The installation of precast reinforced concrete piles in saturated clay soils is accompanied by the heave of the surrounding soil mass, which extends over a considerable distance. Based on the results of the field study, it was identified that the primary cause of the observed effect is the generation of excess pore pressure, which leads to the unloading of the subsoil. Based on this finding, an analytical methodology is proposed for determining the potential zone of influence and the predicted heave. The applicability of the presented approach is validated by comparing the theoretical values with experimental data.

Keywords: jacked piles, installation effects, soil mass heave, heave of surrounding buildings, excess pore pressure, zone of influence, undrained shear strength

Введение

В сложных инженерно-геологических условиях и плотной городской застройки Санкт-Петербурга широкое применение получила технология погружения заводских железобетонных свай методом статического вдавливания. К основным преимуществам данной технологии относятся отсутствие динамических воздействий на окружающую среду, высокая несущая способность и отсутствие дефектов, характерных для методов их устройства непосредственно в грунте [1–3].

Однако многочисленные результаты геотехнического мониторинга свидетельствуют, что при бесконтрольном массовом погружении наблюдается значительный подъем грунтового массива, а в следствие и зданий окружающей застройки, распространяющийся на значительное расстояние [4, 5].

Целью исследования является натурное изучение процессов, происходящих при устройстве вдавливаемых свай в условиях водонасыщенных глинистых грунтов, и сравнение полученных результатов с аналитическим подходом к прогнозу зоны влияния и ожидаемого подъёма.

Натурное наблюдение в процессе погружения свай вдавливания

На опытной площадке Санкт-Петербурга выполнялось погружение сборных железобетонных свай сечением 40×40 см методом статического вдавливания на глубину до 21 м для подземных паркингов и до 28 м для жилых корпусов. Всего было погружено 3783 сваи. Предварительно был сформирован замкнутый контур ограждения котлована из шпунтовых свай Ларсена длиной 15–18 м.

В зоне влияния размещалось здание, подлежащее демонтажу, с несущими сборными железобетонными колоннами и двухскатными балками покрытия. Фундаменты столбчатые на естественном основании глубиной заложения от поверхности 2,7 м.

Для наблюдения за вертикальными и горизонтальными деформациями сооружения были установлены геодезические марки. Контроль за перемещениями грунтового массива осуществлялся по поверхностным маркам, а уровень грунтовых вод отслеживался по пьезометрической скважине (рис. 1). Изменение порового давления регистрировалось струнными пьезометрами, расположенными за ограждением котлована на глубинах 5 и 10 м (рис. 2) на различном расстоянии от зоны производства работ.

Инженерно-геологические исследования показали, что разрез основания характеризуется переменной мощностью насыпных грунтов. Ниже залегают слабые водонасыщенные тиксотропные суглинки с ленточной текстурой, сформированные в условиях озёрно-ледниковых процессов. Подстилающие слои представлены пластичными супесями ледникового происхождения, являющимися основанием проектируемого фундамента. Уровень грунтовых вод колеблется от 0,5 до 1,5 м от дневной поверхности. Характеристики грунтов приведены в табл. 1.

Первоначальный подъём был зарегистрирован при погружении свай на минимальном расстоянии около 17 м от существующего здания. В дальнейшем величина подъёма увеличивалась по мере приближения фронта работ и суммарное значение деформаций по контрольным маркам достигло +33...+16 мм (рис. 3). В горизонтальном направлении здание переместилось на величину 3,0–4,2 см от свайного поля.

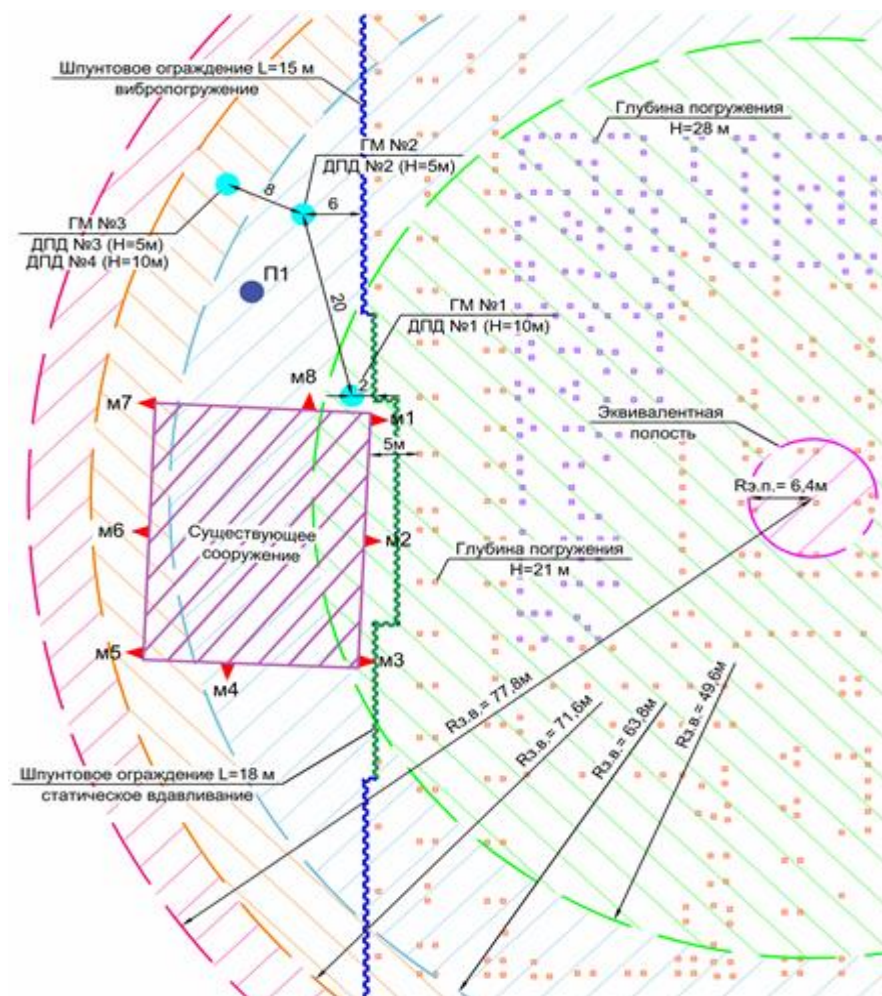


Рис. 1. Ситуационная схема расположения наблюдательного оборудования на опытной площадке:

ГМ-грунтовая марка; ДПД – датчик порового давления; М-геодезические осадочные марки; П-режимная скважина для контроля уровня грунтовых вод.

— — — — — C_u по выражению (5); — — — — — C_u по результатам лабораторных исследований; — — — — — C_u по выражению (7), — — — — — C_u по результатам статического зондирования (6)

Таблица 1. Физико-механические характеристики грунтов

№	Наименование грунта	γ , кН/м ³	W, %	I_L	ϕ , град	c , кПа	E, МПа	E _{ur} , МПа	G, МПа	q_c , кПа	K ₀	C_u , кПа
1	Насыпные грунты	-										
2	Суглинки легкие пылеватые текучепластичные	19.0	30	0.78	12	12	10	20	3.6	1420	0.792	67
3	Суглинки тяжелые пылеватые текучие ленточные	18.0	40	1.08	7	8	7	14	2.6	570	0.878	42
4	Суглинки легкие пылеватые мягкопластичные слоистые тиксотропные	19.4	27	0.61	13	14	8	22	2.9	990	0.775	85
5	Супеси пылеватые пластичные	20.9	18	0.29	19	24	30	55	11.1	1660	0.674	110
6	Супеси пылеватые пластичные	21.7	14	0.20	25	95	22	48	8.1	4620	0.577	-
7	Глины пылеватые твердые	21.1	18	-0.27	22	117	30	50	12	-	0.625	-
8	Глины пылеватые твердые	21.5	16	-0.37	20	149	34	59	13.6	-	0.658	-

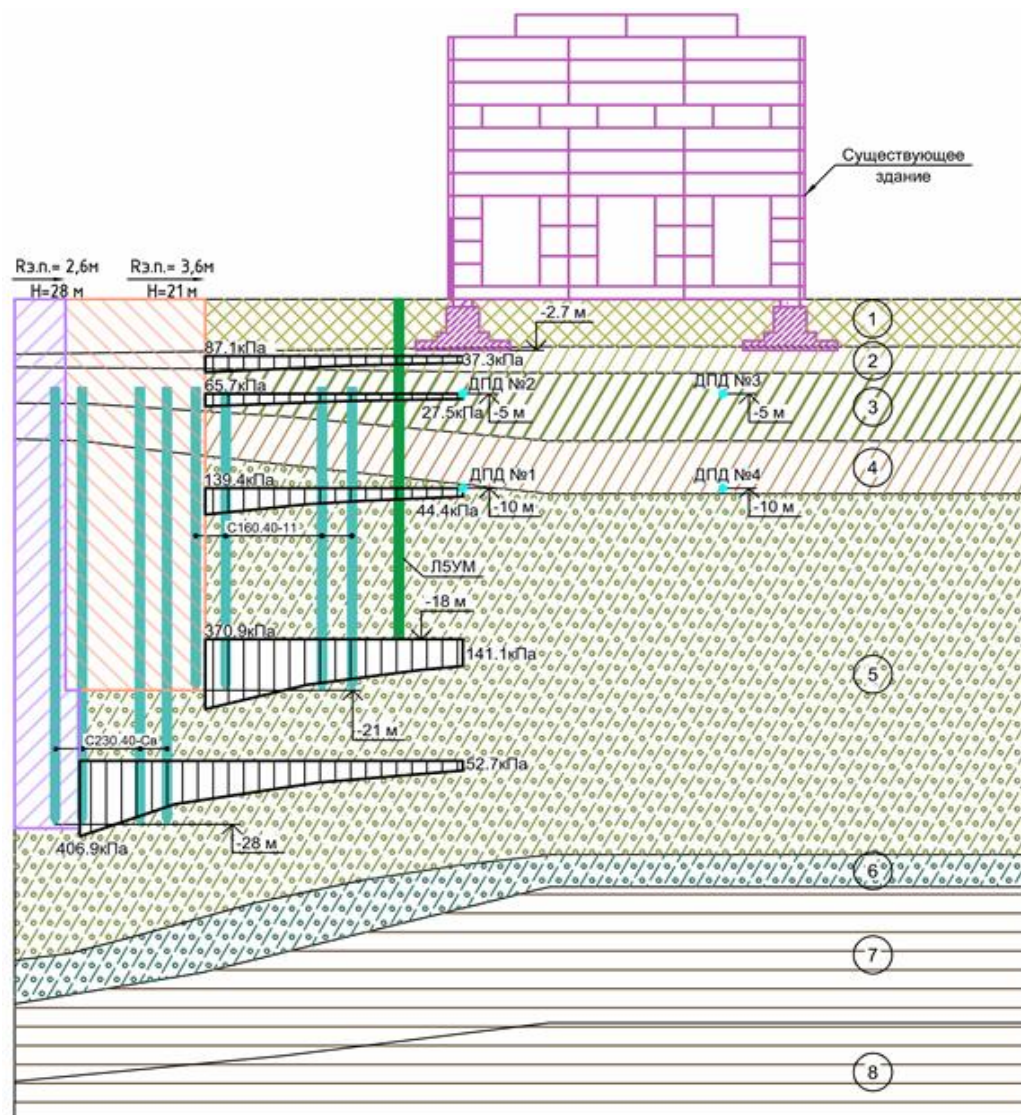


Рис. 2. Схема расположения конструкций и датчиков порового давления на инженерно-геологическом разрезе. Эпюры порового давления показаны для Si по выражению (7). ДПД – датчик порового давления

По результатам наблюдений по поверхностным грунтовым маркам ГМ № 1 и ГМ № 2, размещённым на расстоянии, аналогичном удалению контролируемого сооружения от зоны погружения свай, максимальные значения подъёма составили 31–33 мм, что сопоставимо с максимальными величинами деформаций здания. В тот же период зарегистрировано увеличение избыточного порового давления: до 37 кПа на глубине 10 м и до 10 кПа на глубине 5 м по ближайшим датчикам. Для грунтовой марки ГМ № 3, расположенной на 8 м дальше, чем ГМ № 2, подъём оказался ниже — около 19 мм, а предельные значения порового давления составили 23 кПа на глубине 10 м и 8 кПа на глубине 5 м. Контроль уровня грунтовых вод позволил исключить влияние его изменений на результаты наблюдений.

Аналитическая оценка влияния от погружения свай вдавливания

По результатам натурных наблюдений подъём обусловлен прежде всего генерацией избыточного порового давления при погружении свай вдавливания в водонасыщенные слабофильтрующие глинистые грунты. Это запускает двухстадийный процесс деформации массива: на первой кратковременной стадии поровая жидкость передаёт давление, вызывая выпор и подъём на значительном расстоянии; на второй длительной стадии происходит фильтрационная консолидация с отжатием воды, передачей напряжений на скелет и дальнейшей осадкой.

На основании этого можно предположить, что зона влияния ограничена расстоянием, за пределами которого избыточное поровое давление не возникает.

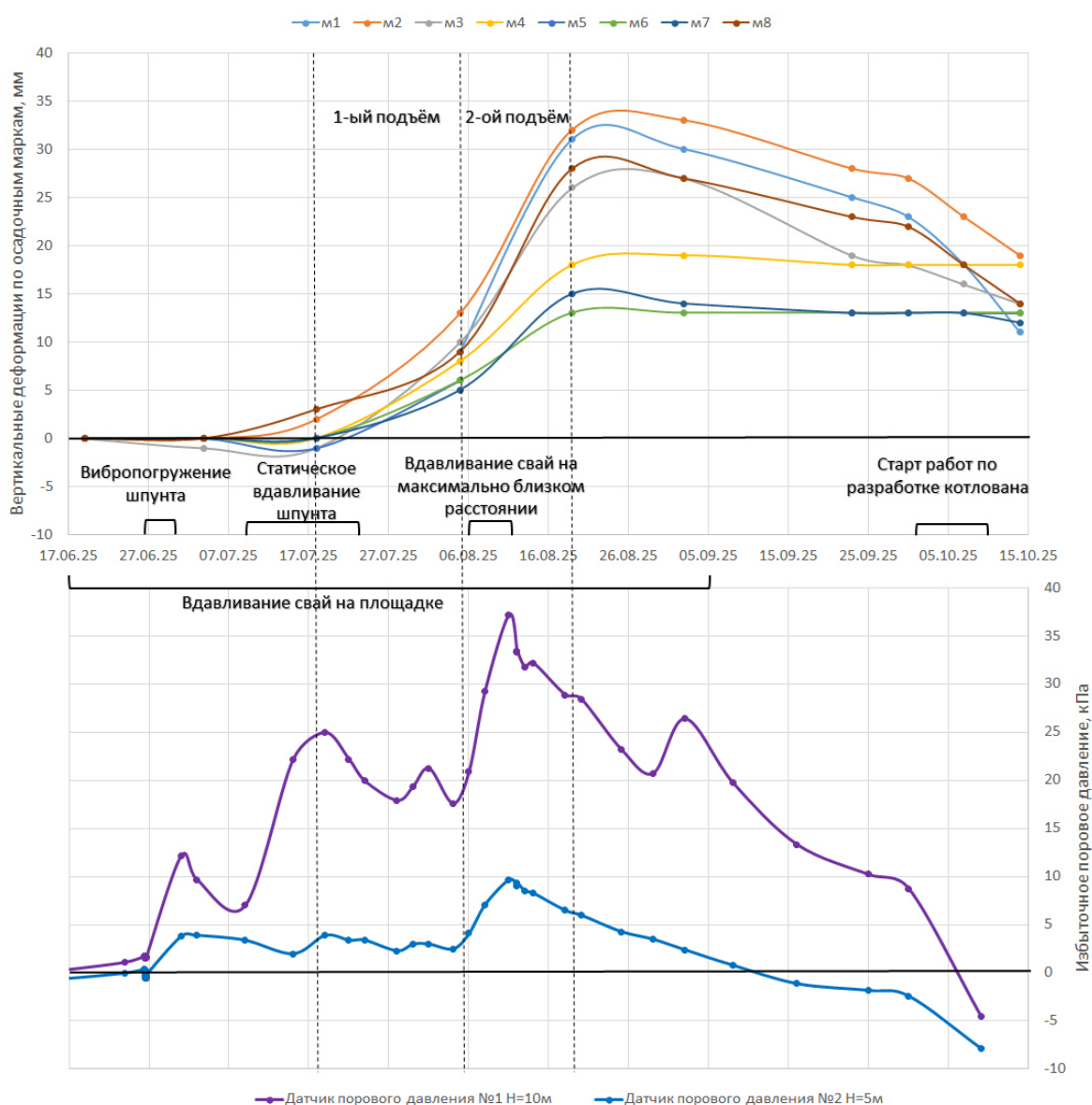


Рис. 3. Совмещенный график деформаций существующего здания и изменения избыточного порового давления по ближайшим датчикам

Для возможности аналитической оценки воспользуемся решением Рэндольф М. и Рот Ч. [6], заменив одиночную сваю «эквивалентной полостью», объем которой равен объему вытесненного грунта:

$$R_{\text{э.п.}} = \sqrt{\frac{V_{\text{вытесн}}}{\pi \cdot H}}, \quad (1)$$

где H — глубина погружения свай; $V_{\text{вытесн}}$ — объем вытесняемого грунта.

В таком случае радиус области, за пределами которой избыточное поровое давление равно нулю:

$$R_{\text{з.в.}} = \sqrt{\frac{G}{c_u}} \cdot R_{\text{э.п.}}, \quad (2)$$

где c_u — недренированная прочность грунта; G — модуль сдвига грунта.

Не составит труда также определить значение избыточного порового давления на интересующем расстоянии r :

$$u_{\text{excess}} = 2 \cdot c_u \cdot \ln \frac{R_{\text{з.в.}}}{r}. \quad (3)$$

Возникающая разгрузка массива грунта приводит к его упругой деформации, определяемой модулем повторного нагружения E_{ur} . Оценка подъёма основания возможна методом послойного суммирования по СП 22.13330.2016, где мерой изменения напряжённого состояния принимается избыточное поровое давление:

$$s_{lif} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{u_{\text{excess},i} \cdot h_i}{E_{ur,i}}. \quad (4)$$

Применение представленных выражений ограничивает параметр недренированной прочности грунта, который в рамках инженерно-геологических изысканий определяется достаточно редко. Однако для Санкт-Петербурга получены зависимости [7–9], по которым можно определить данный показатель имея стандартные характеристики:

$$c_u = \frac{q_c}{19}, \quad (5)$$

$$c_u = 1.6373 \cdot e^{-0.122 \cdot w} \text{ [МПа]}, \quad (6)$$

$$c_u = \frac{\sigma'_0 \cdot \left(1 - (\alpha - 1) \cdot \frac{1 - K_0}{1 + K_0}\right) \cdot \sin(\varphi') + c' \cdot \cos(\varphi')}{1 + (\alpha - 1) \cdot \sin(\varphi')}, \quad (7)$$

где q_c — лобовое сопротивление конуса зонда; w — природная влажность грунта, %; σ'_0 — природные средние эффективные напряжения в грунте; K_0 — коэффициент бокового давления грунта; α — коэффициент, учитывающий особенности образования избыточных поровых давлений при девиаторном нагружении; φ' и c' — эффективные угол внутреннего трения и сцепления грунта.

Возможность применения корреляционных зависимостей для оценки недренированной прочности грунта и предлагаемой методики к прогнозированию зоны влияния и ожидаемого подъёма будет оценена путём сопоставления с натурными наблюдениями на рассматриваемой площадке, где эта характеристика устанавливалась по результатам лабораторных испытаний.

Размеры возможной зоны влияния вычислены от всех свай, за период погружения которых был зафиксирован подъем сооружения, и показан на рис. 1. Для расчета осадки определялись размеры двух «эквивалентных полостей» (рис. 2), поскольку все сваи были погружены на глубину 21 м, а часть — на отметку 28 м. Их положение в плане совпадает с геометрическим центром учитываемой группы свай. Для удобства восприятия и наглядности расчеты по выражениям (3) и (4) представлены в табл. (2).

Таблица 2. Результаты расчет

№ ИГЭ	Отм., м	Н, м	В соответствии с лабораторными испытаниями			В соответствии с (5)			В соответствии с (6)			В соответствии с (7)		
			c_u , кПа	u_w , кПа	s , мм	c_u , кПа	u_w , кПа	s , мм	c_u , кПа	u_w , кПа	s , мм	c_u , кПа	u_w , кПа	s , мм
1	2.5	2.5	-	-	27.8	-	-	28	-	-	24.5	-	-	25.2
2	3.9	0.9	67	29.9		74.7	29.3		42.1	28.6		16.1	18.6	
3	7.5	3.6	42	21.1		30	20.1		12.4	13.8		12.3	13.7	
4	10.3	2.8	85	18.3		52.1	24.0		60.8	23.3		30.6	22.2	
5	18	7.7	110	83.0		87.4	76.0		182.1	91.6		74.0	70.5	
5	21	3	110	166.1		87.4	152.0		182.1	183.1		74.0	141.1	
5	28	7	110	38.9		87.4	51.0		182.1	-		83.1	52.7	

Приняты следующие расчетные допущения:

1. Избыточное поровое давление возникает только в слабофильтрующих водонасыщенных глинистых грунтах. В песчаных и насыпных грунтах оно равно нулю.

2. В случае устройства ограждения котлована оно ограничивает возможность возникновения избыточного порового давления с внешней стороны и до своей нижней отметки. Натурные измерения выявили возникновение избыточного порового давления непосредственно за шпунтовым ограждением, несмотря на его функцию противофильтрационной завесы, поэтому в расчётах величина принималась равной 1/2 от значений по формуле (3), а не нулю.

3. Избыточное поровое давление распространяется только в горизонтальном направлении и не возникает ниже отметки вдавливания свай.

4. В пределах одного инженерно-геологического элемента избыточное поровое давление постоянно по глубине. Это является следствием выражения (3).

Зафиксированный подъем у существующего здания отличен от прогнозируемого значения на 15.2...25.8 % в зависимости от того, как определялась недренированная прочность грунта. Ожидаемые зоны влияния, продемонстрированные на рис. 1, также хорошо согласуются с фактическими данными. Следует отметить, что при неоднородном свайном поле и переменной глубине погружения может потребоваться несколько итераций по определению наихудшей группы свай, учитываемой в расчете.

Это существенно влияет на положение эквивалентной полости, поэтому определяемая зона влияния и значения избыточного порового давления в исследуемой точке могут оказаться заниженными.

Заключение

По результатам проведенного натурного наблюдения выявлено, что массовое погружение свай методом статического вдавливания в водонасыщенные слабофильтрующие глинистые грунты сопровождается возникновением избыточного порового давления. В связи с чем происходит разгрузка основания и его подъем на значительное расстояние вместе с зданиями и сооружениями окружающей застройки. По предложенному аналитическому подходу можно оценить возможный радиус зоны влияния и ожидаемый подъем, и при необходимости скорректировать технологию погружения или предусмотреть компенсирующие мероприятия. Имеющиеся корреляционные зависимости для оценки недренированной прочности грунта обеспечивают достаточную точность применения рассматриваемой методики при отсутствии прямых лабораторных испытаний.

Список источников

1. Сваи и свайные фундаменты. Конструкции, проектирование и технологии / Р. А. Мангушев, А. Л. Готман, В. В. Знаменский, А. Б. Пономарев. – 3-е изд., стер изд. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2021. – 311 с.
2. Ющубе, С. В. Экспериментальные исследования взаимодействия свай с водонасыщенным глинистым грунтом при их погружении вдавливанием / С. В. Ющубе, В. А. Сулима, А. А. Тарасов // Вестн. Томского гос. Архитектурно-Строительного ун-та. – 2016. – № 3 (56). – С. 179–185.
3. Омельченко, П. Н. Несущая способность вдавленных призматических свай в водонасыщенных глинистых грунтах / П. Н. Омельченко, А. В. Суходуб, Ю. Л. Винников // Механика и технологии. – 2016. – № 3 (53). – С. 99–107.
4. Дружинин, М. С. Анализ влияния погружения заводских железобетонных свай на основания окружающей застройки / М. С. Дружинин // Вестн. Гражданских инженеров. – 2025. – № 3 (110). – С. 84–98.
5. Денисова, О. О. Влияние работ по выполнению свай вдавливания и устройству глубинной распорной диафрагмы на дополнительные деформации зданий окружающей застройки / О. О. Денисова // Вестн. Гражданских инженеров. – 2023. – № 5 (100). – С. 52–63.
6. Randolph M. F., Wroth C. P. An analytical solution for the consolidation around a driven pile // Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech. 1979. Т. 3, № 3. С. 217–229.
7. Лучкин, М. А. Учет развития деформации основания во времени при совместном расчете системы «основание-фундамент-здание»: автореферат дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / М. А. Лучкин. – СПб.: ГОУ ВПО ПГУПС, 2007. – 18 с.
8. Влияние механизма упрочнения на результаты расчета ограждений котлована в условиях Санкт-Петербурга / Р. А. Мангушев, И. П. Дьяконов, И. Б. Башмаков [и др.] // Строительство наука и образование. – 2025. – Т. 15. – № 1. – С. 59–70.
9. Башмаков, И. Б. Влияние воздействия слабых водонасыщенных пылевато-глинистых грунтов на ограждения котлованов с учетом избыточных поровых давлений: дис. ... канд. техн. наук: 2.1.2 / И. Б. Башмаков. – СПб.: Санкт-Петербургский гос. архитектурно-строительный ун-т. 2025. – 174 с.

© Дружинин М. С., 2026