

ОЦЕНКА РАБОТЫ БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СТВОЛА ВИНТОВОЙ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СВАИ В ГЛИНИСТОМ ГРУНТЕ

Ф.А. Максимов

Кубанский государственный аграрный университет, г. Краснодар

Представлены результаты полевых экспериментальных исследований работы глинистого грунта по боковой поверхности ствола винтовой сваи, которая предназначена для устройства фундаментов быстровозводимых и временных зданий. Испытания проводились на опытной площадке, сложенной глиной полутвердой консистенции. В опытах использовалась винтовая металлическая тензометрическая свая (тензосвая) длиной 2,5 м с диаметром ствола 0,108 м, имеющая одну лопасть. Эксперименты показали, что для рассматриваемой металлической винтовой сваи несущая способность грунта по боковой поверхности ствола винтовой сваи в глинистом грунте не превышает 10 % от величины ее общей несущей способности F_d . Экспериментально установлено, что несущая способность винтовой сваи по боковой поверхности F_{df} значительно меньше расчетных значений, установленных согласно действующим нормативным документам. Это приводит при проектировании свайных фундаментов к занижению глубины ввинчивания винтовых свай и может вызвать необходимость их наращивания в процессе строительства или реконструкции зданий, сооружений.

Ключевые слова: тензосвая, тензорезисторы, нагрузка, несущая способность сваи по грунту, сопротивление грунта по боковой поверхности, экспериментальные исследования, осадка сваи, глинистый грунт, ввинчивание, градуировка, физико-механические характеристики грунта.

При строительстве временных и быстровозводимых зданий все большее распространение находят свайные фундаменты на винтовых металлических сваях, изготавливаемых из стальных труб диаметром 0,108–0,133 м. Расчеты их несущей способности по боковой поверхности ствола, выполняемых согласно действующим нормам (табл. 7.3 СП24.13330.2011), базируются на табличных значениях расчетных характеристик. Эти данные табличных значений были получены профессором А.А. Лугой (1950–1960 гг.) на основании обработки многочисленных результатов испытаний натурных свай статической вдавливающей нагрузкой (деревянных, железобетонных и др.) с несущей способностью в пределах 200–2500 кН (20–250 тс) в разнообразных грунтовых условиях [1].

Экспериментальные исследования несущей способности винтовых однолопастных свай по боковой поверхности ствола выполнялись под руководством заведующего кафедрой «Основания и фундаменты» КубГАУ (г. Краснодар), заслуженного строителя РФ, доктора технических наук, профессора А.И. Полищука. Работа заключалась в разработке конструкции тензометрической винтовой сваи (тензосваи) с последующим проведением ее статических испытаний в глинистом грунте. Тензосвая представляла собой винтовую однолопастную сваю длиной 2,5 м с диаметрами ствола и лопасти 0,108 м и 0,3 м соответственно.

Для преобразования механических деформаций ствола сваи в электрический сигнал использовались тензорезисторы марки ПКБ-10-100ХА, которые наклеивались на наружную поверхность ствола тензосваи. Для снижения уровня погрешности измерений, повышения чувствительности измерительной схемы, уменьшения влияния температурной погрешности и компенсации деформации изгиба при регистрации усилий, возникающих при работе металлической винтовой сваи на вдавливающие нагрузки, тензорезисторы подключались к измерительной системе по схеме полного моста. Измерительный мост представляет собой электрическую схему, состоящую из четырех тензорезисторов, симметрично расположенных относительно оси поперечного сечения ствола винтовой сваи. Всего было смонтировано пять тензомостов ($M-I - M-I$) с шагом 0,5 м, обеспечивающих измерение вдавливающих усилий в пяти поперечных сечениях по длине ствола тензосваи. Схема конструктивного решения тензосваи представлена на рис. 1. Ствол имел углубления под тензорезисторы, которые были изолированы составом на основе эпоксидной смолы. Для защиты тензорезисторов от механических повреждений в процессе ввинчивания тензосваи их закрывали металлическими пластинами, которые крепили к металлическому стволу сваи винтами. Провода от тензорезисторов проходили через специально выполненные в стволе отверстия и размещались с его внутренней стороны (рис. 2).

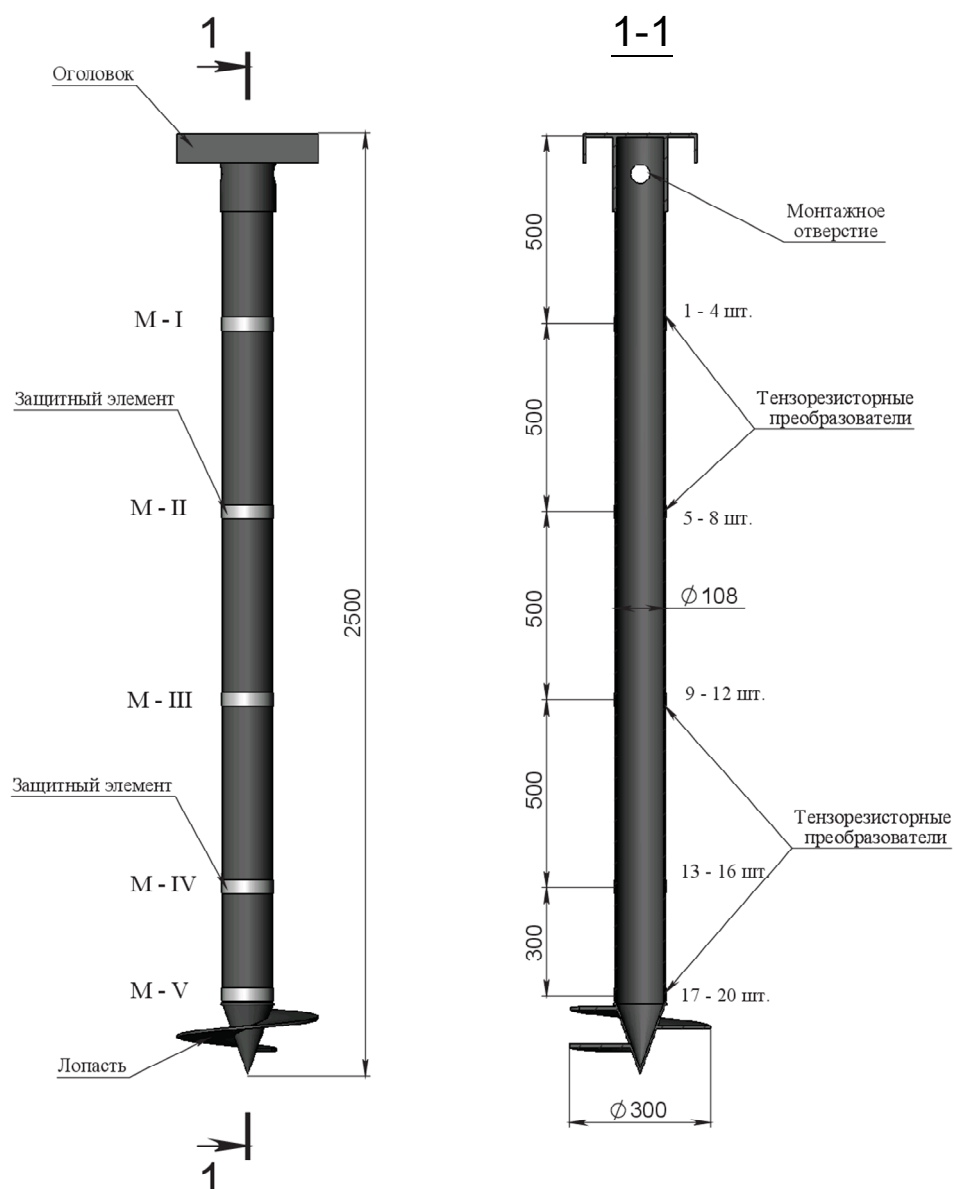


Рис. 1. Схема конструктивного решения винтовой тензометрической сваи:
М-I – тензомост, состоящий из 4 тензорезисторов, расположенный в верхнем сечении ствола;
М-V – то же, расположенный в нижнем сечении ствола тэнзосваи

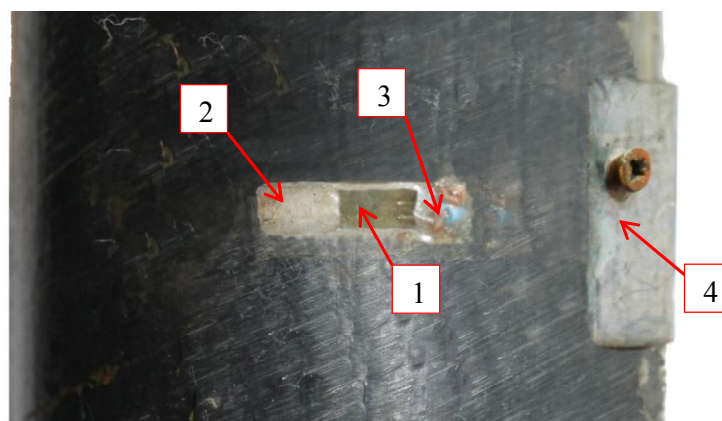


Рис. 2. Устройство тензорезисторов на стволе тэнзосваи:
 1 – тензорезистор ПКБ-10-100ХА; 2 – эпоксидный состав;
 3 – провода, выведенные через ствол сваи; 4 – защитный стальной кожух

Для более достоверной оценки результатов экспериментальных исследований по оценке несущей способности по боковой поверхности ствола автором была проведена градуировка (тарировка) тензосваи. С этой целью была собрана измерительная схема, соответствующая условиям нагружения винтовых свай в натурных условиях и заключалась в обжатии ствола сваи вдавливающей нагрузкой, которая прикладывалась ступенями. Продольный прогиб ствола сваи компенсировался работой тензорезисторов по схеме полного моста. Деформацию каждого из пяти тензомостов регистрировали цифровым тензометрическим измерителем ЦТИ-1 на каждой ступени. Максимальная нагрузка в процессе градуировки тензосваи не превышала 75 кН, что обеспечивало работу тензорезисторов в упругой области.

Испытания тензосваи проводились на экспериментальной площадке, сложенной элювиальным глинистым грунтом – глиной преимущественно полутвердой консистенции, залегающей до глубины 4,1 м от уровня природного рельефа. Глина опытной площадки, используемая в качестве основания для винтовых свай, имела следующие физико-механические характеристики: плотность – 1,94 г/см³; естественная влажность – 23 %; число пластичности – 0,26; показатель текучести – 0,12; коэффициент водонасыщения – 0,87; угол внутреннего трения – 18°; удельное сцепление – 0,047 МПа; модуль общей деформации – 14 МПа [2].

Винтовая тензосвая погружалась в грунт ввинчиванием на глубину, равную 2,4 м от поверхности земли. Для этого использовался навесной гидровращатель, состоящий из гидромотора с планетарным редуктором, который крепился на телескопической стреле установки Isuzu Forward. При устройстве винтовой тензометрической сваи контролировалась вертикальность ее положения.

После устройства винтовой тензометрической сваи выделялось время до начала проведения испытаний («отдых» свай), продолжительность которого составляла 10 суток в соответствии с требованиями ГОСТ 5686-2012 «Грунты. Методы полевых испытаний сваями». Для проведения испытаний сваи использовалось приспособление, в котором упором для гидравлического домкрата служила распределительная балка специальной конструкции, закрепленная на анкерных сваях. Нагрузка на винтовую сваю передавалась центрально и соосно; ее нагружение осуществлялось ступенями, равными 1/10 от ожидаемой предельной нагрузки. На каждой ступени, после достижения стабилизации перемещений, снимались показания с тензомостов. Вертикальные перемещения винтовой сваи замерялись двумя прогибомерами конструкции Н.Н. Максимова с точностью 0,1 мм. При проведении испытаний винтовой сваи за условную стабилизацию принималась скорость ее осадки (перемещения) в грунте не более 0,1 мм за последний час наблюдений. Программой испытаний было предусмотрено доводить нагрузку в каждом опыте до

«срыва» сваи, который характеризовался быстрым ростом осадки, не затухающей во времени. Испытания рассматриваемой конструкции винтовой тензометрической сваи проводились с трехкратной повторностью. В экспериментах с винтовой тензометрической свайей за несущую способность (частное значение предельного сопротивления) F_d принималась нагрузка, предшествующая ее срыву.

По результатам испытаний винтовой тензосваи в глинистом грунте были построены графические зависимости: осадки (перемещения) сваи S , мм, от прикладываемой нагрузки N , кН; изменение вдавливающих усилий по длине ствола сваи; изменение сопротивления грунта по боковой поверхности вдоль ствола сваи f (рис. 3–5).

Экспериментально установлено, что несущая способность тензосваи по грунту в рассматриваемых грунтовых условиях составляет $F_d = 52$ кН (рис. 3). При этом выявлено, что при передаче на сваю внешней нагрузки вдавливающие усилия в сечениях ствола сваи уменьшаются с глубиной. Например, при вертикальной нагрузке на тензосваю в пределах 41–44 кН усилие в стволе сваи на глубине 0,4 м составляет 42 кН, а на глубине 1,9 м – 37,8 кН. Если же нагрузка на тензосваю составляет 52 кН, то усилие в стволе сваи на глубине 0,4 м равно 52 кН, а на глубине 1,9 м – 47,8 кН. Среднюю величину сопротивления грунта по боковой поверхности на участках между тензомостами f_i определяли расчетом, как отношение усилий в стволе сваи к площади его боковой поверхности на рассматриваемом участке по методике, описанной в работах [3, 4].

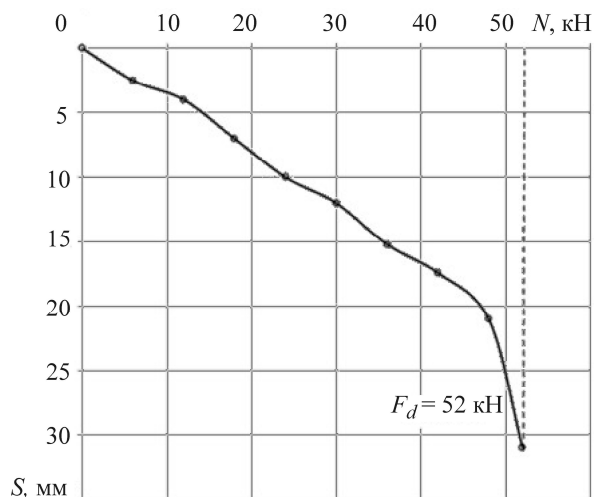


Рис. 3. Зависимость осадки тензосваи S от прикладываемой внешней нагрузки N (данные полевых экспериментальных исследований)

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

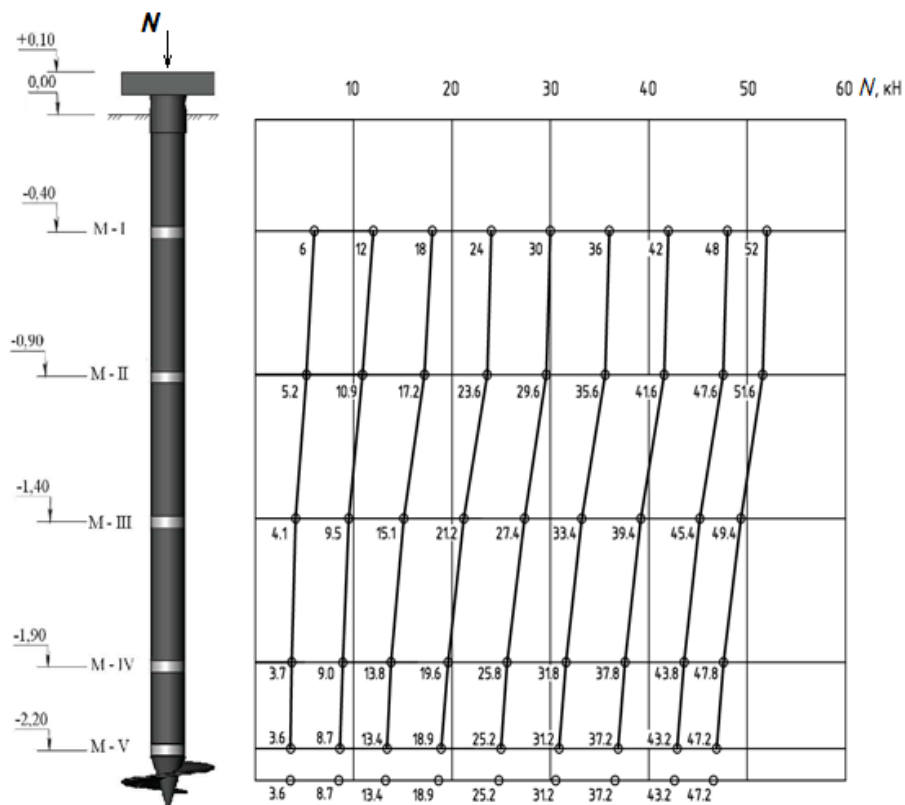


Рис. 4. Распределение вдавливающих усилий по длине ствола тензосваи при ее нагружении

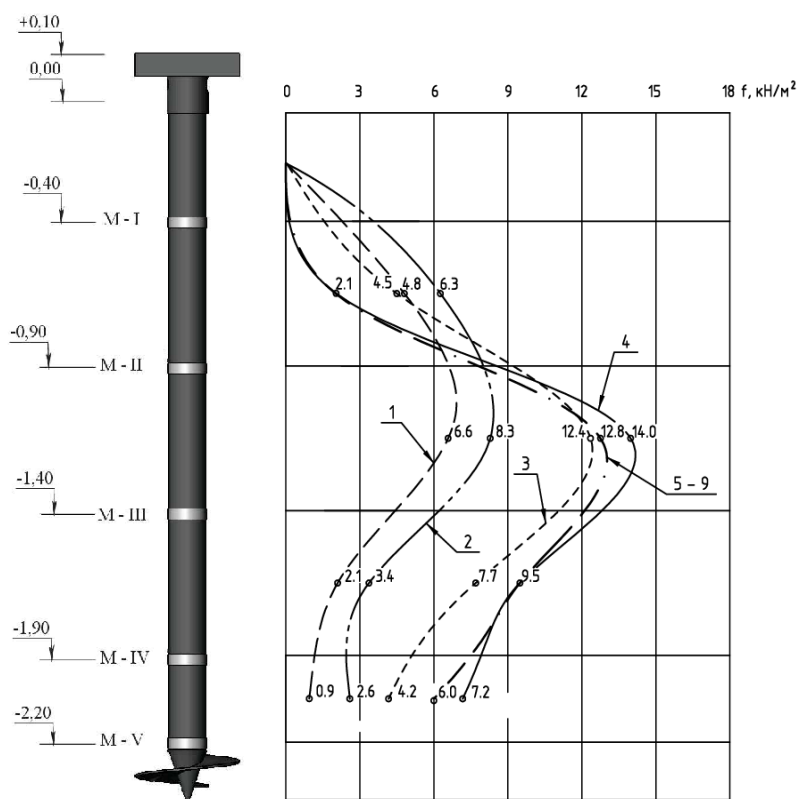


Рис. 5. Распределение сопротивления грунта f по боковой поверхности ствола тензосваи:
 1 – при нагрузке 6 кН; 2 – при нагрузке 12 кН; 3 – при нагрузке 18 кН;
 4 – при нагрузке 24 кН; 5–9 – для последующих ступеней нагрузок

1,5–2,0 мм. При дальнейшем увеличении нагрузки наступает исчерпание несущей способности по боковой поверхности, наблюдается некоторое снижение достигнутых максимальных значений сопротивления грунта по боковой поверхности, что свидетельствует о «проскальзывании» (срезе) грунта (рис. 5, графики 5–9). Нагрузка, передаваемая через боковую поверхность ствола тензосваи в момент исчерпания ее несущей способности составляет $N_f = 4,8$ кН при общей нагрузке на сваю $N = 24$ кН.

Общий характер перераспределения нагрузки между боковой поверхностью и лопастью винтовой тензосваи при возрастании внешней нагрузки $N_{пред}$ представлен в таблице. Часть нагрузки, передающаяся через лопасть сваи N_R , определялась как разница между величиной общей нагрузки N , прикладываемой к свае и нагрузкой, воспринимаемой грунтом по боковой поверхности ствола винтовой сваи N_f .

Анализируя полученные данные, можно отметить, что на начальном этапе нагружения сваи нагрузка перераспределяется между стволом сваи и лопастью практически равномерно, однако при возрастании нагрузки отношение N/N_f резко снижается, что говорит о включении в работу лопасти сваи и исчерпании несущей способности тензосваи по боковой поверхности F_{df} уже на первых ступенях нагрузки (при $N = 24$ кН), дальнейшее увеличение нагрузки происходит только за счет работы нижней лопасти сваи. При достижении свайей нагрузки, соответствующей ее несущей способности по грунту $N = F_d$, доля нагрузки N_f/N , воспринимаемая боковой поверхностью сваи, составляет не более 10 %. Таким образом, для винтовых металлических однолопастных свай экспериментально установлено, что при вдавливающих нагрузках роль работы ствола сваи не оказывает существенного влияния на величину ее несущей способности в глинистых грунтах. Необходимо отметить, что при нарушении технологии при устройстве винтовых свай, особенно в глинистых грунтах полутвердой, твердой консистенции, при отклонениях сваи в горизонтальном направлении в процессе установки происходит образование полостей и зазоров что дополнительно снижает несущую способность винтовой сваи по ее боковой поверхности.

Если оценить несущую способность по боковой поверхности ствола тензосваи F_{df} расчетом,

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

Несоответствие экспериментальных и расчетных значений сил сопротивления грунта, на наш взгляд, связано с тем, что в отечественной нормативной литературе расчетные значения, которые применяются для определения сопротивления грунта по стволу винтовых свай малых диаметров, основаны на табличных значениях (табл. 7.3. СП 24.13330.2011), полученных для железобетонных свай, погружаемых забивкой. Известно, что на боковой поверхности железобетонных свай, изготавливаемых на бетонах из щебня крупной фракции, в процессе забивки в глинистый грунт образуется слой из сильно уплотненного грунта («грунтовая рубашка»), который начинает работать совместно со свайей [5, 6]. Сопротивление сдвигу сильно уплотненного грунта «рубашки» гораздо выше сопротивления грунта природного сложения, за счет значительных радиальных напряжений, возникающих в процессе установки. Очевидно, что в случае погружения металлических свай небольшого диаметра ввинчиванием, условия формирования значительных радиальных напряжений вокруг ствола сваи отсутствуют (внедрение ствола сваи небольшого диаметра не вызывает значительного вытеснения грунта в стороны), что и определяет низкие значения сил сопротивления грунта по боковой поверхности ствола винтовых металлических свай, отмеченные в экспериментах.

Многие зарубежные исследователи при оценке несущей способности ствола свай различных конструкций [7–11] предлагают учитывать понижающий коэффициент, учитывающий снижение сил сопротивления по боковой поверхности (коэффициента адгезии α) в диапазоне значений от 0,3 для грунтов твердой до 0,8 – текучей консистенции. Коэффициент адгезии зависит также от числа пластичности и коэффициента переуплотнения грунта (OCR), а также материала ствола сваи.

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

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

Выводы

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

2. Расчеты несущей способности винтовой однолопастной сваи по ее боковой поверхности F_{df} в глинистом грунте показывают, что их расчетные значения по СП 24.13330-2011 в 3–4 раза больше данных, установленных экспериментально. Поэтому существующие инженерные методы расчета несущей способности винтовых однолопастных свай нуждаются в совершенствовании.

Литература

1. Бахолдин, Б.В. К вопросу сопротивления грунта на боковой поверхности сваи / Б.В. Бахолдин, Н.Т. Игошкин // Основания, фундаменты и подземные сооружения. НИИОСП. – 1969. – Сб. 58. – С. 9–13.
2. Полищук, А.И. Совершенствование конструкции винтовых свай для фундаментов временных зданий / А.И. Полищук, Ф.А. Максимов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – № 4. – С. 37–40.
3. Бартоломей, А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков; под ред. А.А. Бартоломея. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
4. Голли, А.В. Методика измерения напряжений и деформаций в грунтах: учебное пособие / А.В. Голли. – Л.: ЛИСИ, 1984. – 53 с.
5. Савинов, А.В. Определение коэффициента трения материала по грунту на боковой поверхности вдавливаемых свай / А.В. Савинов // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства: материалы Российской науч.-техн. конф. – Пермь: Изд-во Пермского гос. техн. ун-та, 2011. – С. 180–187.
6. Савинов, А.В. Экспериментально-теоретическая оценка несущей способности основания боковой поверхности стальных и железобетонных свай вдавливания / А.В. Савинов // Фундаменты глубокого заложения и проблемы освоения подземного пространства: материалы Российской науч.-техн. конф. – Пермь: Изд-во Пермского гос. техн. ун-та, 2011. – С. 188–194.
7. Mooney, J.S., Adamczak, S.Jr., and Clemence, S.P. Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt. Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil // ASCE. – 1985. – P. 48–72.
8. Narasimha Rao, S. Behaviour of Embedded Model Screw Anchors in Soft Clays / S. Narasimha Rao, Y.V.S.N. Prasad, and C. Veeresh // Geotechnique. – 1993. – Vol. 43. – P. 605–614.
9. Tappenden, K.M. Predicting the Axial Capacity of Screw Piles Installed in Western Canadian Soils. Master's thesis / K.M. Tappenden. – University of Alberta, Edmonton, Alberta, 2004.
10. Tomlinson, M.J. The Adhesion of Piles in Stiff Clay / M.J. Tomlinson // Research Report No. 26. – Construction Industry Research and Information Association, London, 1970.
11. Perko, Howard A. Helical piles: a practical guide to design and installation / Howard A. Perko. – Wiley, 2009. – 513 p.

Максимов Федор Александрович, аспирант кафедры «Основания и фундаменты», Кубанский государственный аграрный университет (Краснодар), mfa86@mail.ru

Поступила в редакцию 12 марта 2017 г.

DOI: 10.14529/build170301

HELICAL METAL PILE SHAFT CAPACITY PREDICTION IN CLAY SOIL

F.A. Maksimov, mfa86@mail.ru

Kuban State Agrarian University, Krasnodar, Russian Federation

The paper presents the results of experimental studies of the clay soil behavior along the helical pile shaft, which is intended for the foundation of prefabricated and temporary buildings. The tests were carried out on an experimental site, composed of clay semi-solid consistency. A metal single-bladed helical strain gauge pile (tensopile) with a length of 2.5 m and with a shaft diameter of 0.108 m was used in the experiment. Experiments have shown that the bearing capacity of the clay soil along the pile shaft does not exceed 10 % of its total bearing capacity F_d . It has been experimentally

identified that the helical pile bearing capacity F_{df} is considerably less than the calculated values estimated in accordance with the current regulatory documents. During designing pile foundations this leads to lowering of the depth of helical piles installation and may cause the need to increase the length during the construction or reconstruction of buildings and structures.

Keywords: tensopile, strain gages, load, bearing capacity, soil resistance along pile shaft, experimental studies, pile sediment, clay soil, installation, grading, physical and mechanical characteristics of the soil.

References

1. Bakholdin B.V., Igon'kin N.T. [To the Question of Resistance of the Soil on the Lateral Surface of the Pile]. *Osnovaniya, fundamente i podzemnye sooruzheniya* [Grounds, Foundations and Underground Structures], 1969, iss. 58, pp. 9–13 (in Russ.).
2. Polishchuk A.I., Maksimov F.A. Improving the Design of Screw Piles for Temporary Building Foundations. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016, vol. 53, no. 4, pp. 282–285.
3. Bartolomey A.A., Omel'chak I.M., Yushkov B.S. *Prognoz osadok svaynykh fundamentov* [Forecast Sediment Pile Foundations]. Moscow, Stroyizdat Publ., 1994. 384 p.
4. Golli A.V. *Metodika izmereniya napryazheniy i deformatsiy v gruntakh* [Methods of Measuring Stress and Strain in Soils]. Leningrad, Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering Publ., 1984. 53 p.
5. Savinov A.V. [Experimental and Theoretical Evaluation of the Bearing Capacity of Foundation the Lateral Surface of the Steel and Concrete Piles Indentation]. *Fundamenty glubokogo zalozeniya i problemy osvoeniya podzemnogo prostranstva: materialy Rossiyskoy nauch.-tekhn. konf.* [Foundations of Deep Foundations and Problems of Development of Underground Spaces: Materials of the Russian Scientific and Technical Conference.]. Perm', Perm State Technical University Publ., 2011, pp. 180–187 (in Russ.).
6. Savinov A.V. [Experimental and theoretical evaluation of the bearing capacity of Foundation the lateral surface of the steel and concrete piles indentation]. *Fundamenty glubokogo zalozeniya i problemy osvoeniya podzemnogo prostranstva: materialy Rossiyskoy nauch.-tekhn. konf.* [Foundations of Deep Foundations and Problems of Development of Underground Spaces: Materials of the Russian Scientific and Technical Conference.]. Perm', Izd-vo Permskogo gos. Tekhn. un-ta Publ., 2011, pp. 188–194 (in Russ.).
7. Mooney, J.S., Adamczak, S.Jr., Clemence, S.P. [Uplift Capacity of Helix Anchors in Clay and Silt. Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil]. ASCE, 1985, pp. 48–72.
8. Narasimha Rao S., Prasad Y.V.S.N., Veeresh C. Behaviour of Embedded Model Screw Anchors in Soft Clays. *Geotechnique*, 1993, vol. 43, pp. 605–614.
9. Tappenden K.M. *Predicting the Axial Capacity of Screw Piles Installed in Western Canadian Soils. Master's thesis*, University of Alberta, Edmonton, Alberta, 2004.
10. Tomlinson M.J. The Adhesion of Piles in Stiff Clay. *Research Report. Construction Industry Research and Information Association*, London, 1970, no. 26.
11. Perko Howard A. *Helical piles: a practical guide to design and installation*. Wiley, 2009. 513 p.

Received 12 March 2017

ОБРАЗЕЦ ЦИТИРОВАНИЯ

Максимов, Ф.А. Оценка работы боковой поверхности ствола винтовой металлической сваи в глинистом грунте / Ф.А. Максимов // Вестник ЮУрГУ. Серия «Строительство и архитектура». – 2017. – Т. 17, № 3. – С. 5–11. DOI: 10.14529/build170301

FOR CITATION

Maksimov F.A. Helical Metal Pile Shaft Capacity Prediction in Clay Soil. *Bulletin of the South Ural State University. Ser. Construction Engineering and Architecture*. 2017, vol. 17, no. 3, pp. 5–11. (in Russ.). DOI: 10.14529/build170301