

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Van Impe, W.F. Belgian geotechnics' experts research on screw piles. Belgian Screw Pile Technology – design and recent development. Maertens & Huybrechts eds., Balkema, Rotterdam, 2003.
2. Mandolini A., Load tests on piles – Italian practice and perspective. Workshop: Quasi-static pile testing. Delft University of Technology, 2004
3. Ермашов, В.П. Буропресваи: несущая способность и целесообразность применения в Беларуси / В.П. Ермашов, Н.В Тимофей, В.И. Новик // Строительная наука и техника. - 2005. - №2. - С. 56-63.
4. Бахолдин, Б.В. Экспериментальные исследования буронабивных полых свай / Б.В. Бахолдин, В.И Берман, И.В.Михайленко // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1988.– №2. – с.14-16.
5. Григорян, А.А. Экспериментальные исследования распределения напряжений в буронабивных сваях значительных размеров/ А.А Григорян, И.И Хабибулин // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1980.– №3. – с.18-21.
6. Дзагов, А.М. Разработка способа расчета сопротивления оснований буронабивных свай с учетом процесса твердения бетона / А.М. Дзагов. – ЛИСИ, 1990.– 192с.
7. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям / Ф.К. Лапшин. – Изд-во Саратовского университета, 1979. – 152 с.
8. Мамонов, В.М. Несущая способность буронабивных свай, изготовленных из бетонов различного состава/ В.М. Мамонов, А.М. Дзагов, П.М. Ермошкин // Основания, фундаменты и механика грунтов.– 1989.– №1. – с.11-14.
9. Пойта, П.С. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления свай в построечных условиях / П.С. Пойта, А.Н. Невейков // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса: материалы II междунар. науч.-практ. конференции. – Гомель: БелГУТ, 2008. – с.251-252.
10. Золотухин, Ю.Д. Испытание сооружений: Справочное пособие / Ю.Д. Золотухин и др. – Мн.: Высш. шк., 1992. – 272 с.
11. СТБ 1335 – 2002. Цемент напрягающий. Технические условия. – Мн.: Минстройархитектуры, 2002. – 11 с.

Материал поступил в редакцию 22.01.09

NEVEJKOV A.N., POJTA P.S. Self-stressed Concrete Efficiency for Bored Piles Fabrication

The paper presents modeling results for bored piles work. These results shown, that most effective is the device of self-stressed concrete bored piles bases.

УДК 624.1+624.015:725.4

Пойта П.С., Шведовский П.В.

ОЦЕНКА МЕТОДОВ ОПРЕДЕЛЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЗАБИВНЫХ СВАЙ

Введение. Несущая способность висячей сваи определяется суммой сопротивлений грунта под острием сваи и по ее боковой поверхности [1].

Сравнение норм и стандартов различных стран [1, 2, 5] показывает наличие существенных отличий зависимости расчетных сопротивлений грунта (R и f) в плоскости острия сваи и по боковой поверхности от плотности, влажности и других факторов, а также колебания их численных значений в достаточно больших пределах.

Погрешность в определении несущей способности свай по оценке многих специалистов составляет до 50%.

В то же время анализ результатов испытаний свай в самых разнообразных грунтовых условиях свидетельствует о том, что 50...80% несущей способности сваи формируется за счет трения грунта по боковой поверхности сваи [2]. Поэтому исходное состояние грунта, способ устройства сваи имеют большое значение в оценке ее несущей способности. Рассматривая работу забивных свай и технологические условия, нами выявлено, что глубина погружения сваи и грунтовые условия несомненно оказывают большое влияние на формирование зоны уплотнения грунта в околосвайном пространстве. Все это говорит о необходимости совершенствования методов определения несущей способности свай.

Анализ и методика исследований. Анализ существующих подходов к определению несущей способности забивной висячей сваи за счет сил трения грунта по боковой поверхности показывает, что в расчетах не в полной мере учитывается исходное состояние грунта и практически совсем не учитывается его состояние после погружения сваи и формирование уплотненной зоны вокруг ствола сваи. В качестве примера рассмотрим значения f для забивной сваи сечением 0,3×0,3 м, погруженной в мелкий песок на глубину 10,0 м (рис. 1).

В соответствии с таблицей 6.2 [1] значения f зависят от вида грунта и глубины погружения сваи. Но согласно [3] пески мелкие, средней плотности характеризуются коэффициентом пористости от 0,6 до 0,75. В этом диапазоне коэффициента пористости прочностные характеристики песка мелкого средней плотности значительно меняются:

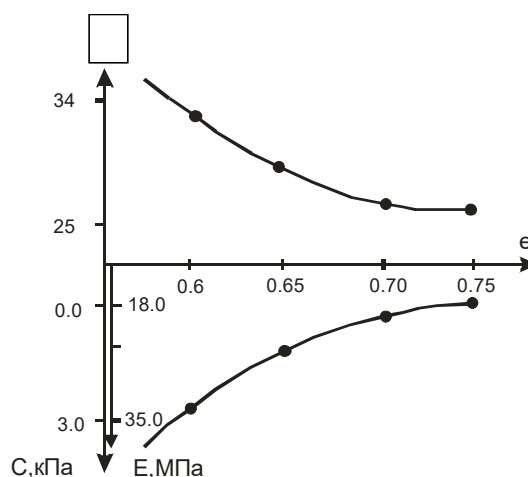


Рис. 1. Изменение φ , C , E в зависимости от e

- угол внутреннего трения: 33°...28°;
- удельное сцепление: 3,0 кПа...0,0;
- модуль деформации: 35 МПа...18 МПа.

Однако таблица 6,2 [1] этих изменений не учитывает, и расчет несущей способности производится для одного фиксированного значения e . С другой стороны, в околосвайном пространстве радиусом около $3d$ (d – диаметр круглой или сторона квадратной сваи) имеет место увеличение плотности грунта (в 1,1...1,2 раза), уменьшение пористости до 9% и возрастание модуля деформации в 2,0...4,0 раза.

Значения φ грунта в околосвайном пространстве также увеличиваются. Вместе с тем, при забивке свай происходит разрушение структурных связей. Таким образом, структура грунта подвергается значительным изменениям. С одной стороны, забивка свай вызывает уплотнение грунта и связанное с ним упрочнение, с другой – разрушение структурных и водно-коллоидных связей.

В соответствии с таблицей 6.2 [1], увеличение значений f_i происходит с увеличением расстояния от поверхности до средней глубины расположения слоя грунта.

Но имеющиеся исследования [3, 4, 6, 7] свидетельствуют о том, что с поверхности грунта до глубины 1,5...2,0 м образуется воронка раскачивания за счет действия поперечных колебаний, возникающих из-за наличия эксцентриситетов между центрами тяжести молота и сваи, несовершенства сваебойных агрегатов, технологий погружения и др.

По данным В.К.Чернова [4], Н.В.Жукова [2] глубина воронки раскачивания у свай большой длины может достигать в глинистых грунтах, имеющих показатель текучести $J_L < 0,5$, до 3,0 м. При погружении же свай в песчаные грунты и глинистые грунты мягкопластичной и текучей консистенции воронки раскачивания практически не образуются.

На наш взгляд, с учетом вышеизложенного, рекомендуемый нормативными документами [1, 5] метод определения несущей способности свай имеет ряд недостатков и весьма существенных.

В этом аспекте более приемлемым является предложение Ф.К. Лапшина [6], согласно которому сопротивление грунта по боковой поверхности сваи зависит от горизонтального давления грунта на ствол сваи и прочностных характеристик грунта

$$f = K \frac{1-\xi}{2} [tg\varphi(P_y - P_0) + C] + P_0 tg\varphi; \quad (1)$$

где K – коэффициент, определяемый по формуле:

$$K = \frac{E}{4P_H(1-\mu^2) - 2P_0(2-\mu)}; \quad (2)$$

E – модуль деформации грунта;

$$\xi = tg^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right); \quad (3)$$

P_H – давление, соответствующее началу образования пластических деформаций, определяемое по формуле

$$P_H = C \cdot \cos\varphi + P_0; \quad (4)$$

если $C=0$ (песчаные грунты), то

$$P_H = P_0(1 + \sin\varphi); \quad (5)$$

P_0 – природное горизонтальное давление грунта, равное

$$P_0 = \frac{\mu}{1-\mu} \gamma h; \quad (6)$$

μ – коэффициент поперечного расширения грунта:

- для песка - $\mu = \frac{1 - \sin\varphi}{2}$;
- для супесей - $\mu = 0,15(1 + J_L)$;
- для суглинков и глин - $\mu = 0,1(1 + 3J_L)$.

Следует отметить, что в большинстве случаев для глинистых грунтов величина P_0 не проявляется, т.е. $P_0=0$.

Считая, что все твердые частицы грунта в объеме сваи вытесняются в объем грунта, ограниченный радиусом R осредненный коэффициент пористости в зоне уплотнения будет равен (рис. 2)

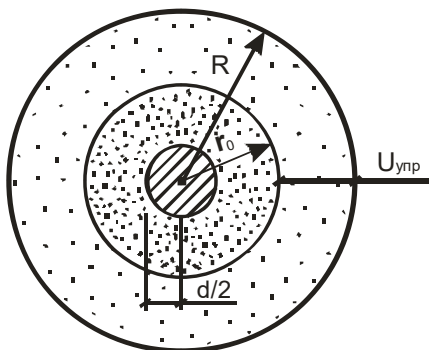


Рис. 2. Схема формирования зон уплотнения вокруг ствола сваи

$$e_{cp} = e_0 - \frac{d^2}{4R^2}(1 + e_0), \quad (7)$$

где e_0 – начальный коэффициент пористости.

Радиус зоны предельного состояния в плоскости, проходящей через острие, можно определить по формуле [7]

$$r_0 = \frac{d}{2} \left[1 + \frac{\sqrt{2}e^{\left(\frac{\pi-\varphi}{2}\right) \cdot tg\frac{\varphi}{2}}}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)} \right]. \quad (8)$$

Обозначив

$$D = 1 + \frac{\sqrt{2}e^{\left(\frac{\pi-\varphi}{2}\right) \cdot tg\frac{\varphi}{2}}}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right)}, \quad (9)$$

получим

$$r_0 = D \cdot \frac{d}{2}. \quad (10)$$

Значения коэффициента D в зависимости от угла внутреннего трения приведены в таблице 1

Таблица 1. Зависимость коэффициента D от φ

φ°	24	26	28	30	32	34	36	38	40
D	4,45	4,63	4,81	5,01	5,23	5,46	5,69	5,93	6,22

Вся зона уплотнения с учетом упругих перемещений грунта ($U_{упр}$) составит

$$R = D \cdot \frac{d}{2} + U_{упр}. \quad (11)$$

Учитывая, что все частицы грунта будут выдавлены в область ограниченную r_0 и учитывая, что $U_{упр}$ незначительно, получим

$$\begin{aligned} e_{cp} &= e_0 - \frac{d^2}{4R^2}(1 + e_0) = \\ &= e_0 - \frac{d^2}{4D^2 \frac{d^2}{4}}(1 + e_0) = e_0 - \frac{1}{D^2}(1 + e_0). \end{aligned} \quad (12)$$

Таким образом, зная среднее значение коэффициента пористости грунта в околосвайном пространстве, можно определить уточненное значение угла внутреннего трения, и, следовательно, найти точное значение f_i .

Рассмотренную выше методику определения f_i апробируем на конкретном численном примере.

С этой целью были выполнены расчеты расчетного сопротивления грунта (пески мелкие, $e=0,6 \div 0,75$, $\varphi=28-36^\circ$ и $C=0,0-2,0$ кПа) по боковой поверхности сваи.

Результаты эксперимента и их обсуждение. Всего было рассмотрено 146 вариантов. Результаты вычислений приведены на рис. 3.

Анализ полученных данных показывает, что характер изменения f_i с глубиной, построенный по таблице [5] и по таблице 6.2 [1] практически один и тот же. До глубины 3-4 м значения f_i интенсивно увеличиваются, а с дальнейшим увеличением глубины приращение f_i незначительно. Вместе с тем, значения f_i по [1] в 1,48...1,73 раза больше, чем по [5]. Это различие более существенно на метровой глубине и с увеличением и оно уменьшается.

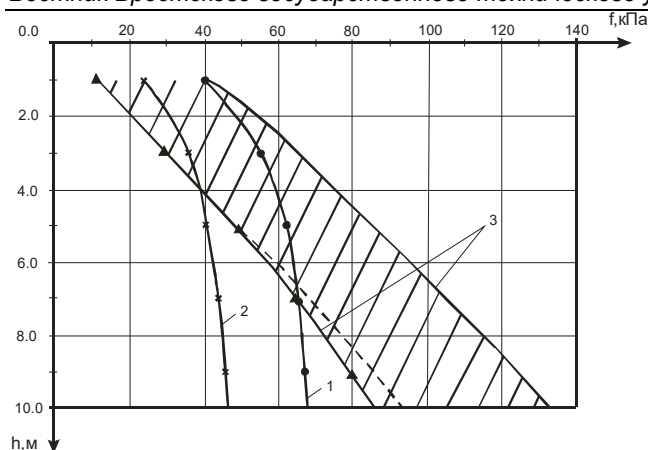


Рис. 3. Изменение f_i с глубиной: 1 – данные [1]; 2 – данные [5]; 3 – результаты вычислений по формуле (границы изменений)

Совсем другая картина изменения f_i , вычисленная по формуле (1). На метровой глубине разброс значений f_i составляет от 11,0 до 41,0 кПа, т.е. возрастает более чем в 3,72 раза. Это очень важный момент, ибо по [1, 5] для песков мелких средней плотности имеем одно значение f_i , т.е. прочность грунта никакого значения не имеет, что противоречит основным законам механики грунтов. Вместе с тем, нижнее значение f_i на метровой глубине по [5] в 2,1 раза больше полученных по формуле (1) и f_i по [1] в 3,6 раза больше этих значений по формуле (1). На глубине 4,0 м значения f_i по [5] такие же, как минимальные значения, полученные по формуле. Ниже этой глубины различие между данными по [5] и по формуле резко увеличиваются. На глубине 9,0 м f_i по [5] составляет 56,0% от минимального значения f_i по формуле (1) и всего лишь 36% от максимального значения f_i . Тенденция изменения f_i , определенных по [1] такая же, но различие между f_i , полученных различными методами меньше. Тем не менее, значение f_i по [1] на глубине 7,0 м равно минимальным значениям, вычисленным по формуле (1), но меньше максимального значения на этой глубине почти в 1,6 раза. С ростом глубины это различие существенно увеличивается. На глубине 9,0 м f_i по [1] уже составляют 79,0% от минимальных значений, найденных по формуле (1), и всего лишь 54,0% от максимальных значений. Таким образом, очевидно, что наиболее существенное увеличение f_i по [1, 5] наблюдается до глубины 4,0 м. При большей глубине интенсивность роста f_i мала. Но с увеличением

глубины боковое давление грунта на сваю увеличивается. Таким образом, выполненные теоретические исследования указывают на необходимость уточнения методов определения несущей способности свай и, в частности, на оценку значений расчетного сопротивления свай по боковой поверхности.

Выводы:

1. Выполненный анализ работы забивных свай в различных грунтовых условиях показывает на наличие воронки раскачивания в верхней зоне глубиной до 2,0 м, а также уплотненной зоны вокруг ствола сваи.

2. Существующие подходы, рекомендуемые в нормативной литературе, в определении расчетного сопротивления грунта по боковой поверхности сваи не учитывают плотность и прочность грунтов, а также тех изменений в грунте основания, которые имеют место после погружения сваи.

3. Предложенные подходы в определении f_i являются более достоверными, ибо они учитывают изменение деформационно-прочностных характеристик грунтов после забивки свай.

4. Важными и необходимыми являются дальнейшие исследования совместной работы свай и грунтового массива в околоствойном пространстве.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование забивных свай: Пособие П4-2000 к СНБ 5.01.01-99 / Сеськов В.Е. [и др.] // Минархстрой РБ. – Минск, 2001. – 68 с.
2. Строительство объектов агропромышленного комплекса. Сер. Строит. материалы и конструкции, здания и сооружения. – 1989. – Вып. 3: Расчет коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки. Обзорн. информ. - ЦНИИЭПсельстрой. – 72 с.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
4. Чернов, В.К. О деформациях глинистых грунтов вокруг забивных свай / В.К.Чернов, В.В.Знаменский, Ю.П.Юрко // Строительство в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера. – Красноярск, 1971. – Вып. 17.
5. СНиП 2.01.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 48 с.
6. Лапшин, Ф.К. Расчет свай по предельным состояниям. – Изд-во Саратов. ун-та, 1979. – 152 с.
7. Березанцев, В.Г. Расчет прочности оснований сооружений. – М.: Госстройиздат, 1960. – 138 с.

Материал поступил в редакцию 22.01.09

POJTA P.S., SHVEDOVSKI P.V. An estimation of methods of definition of bearing ability drive of piles

In work some discrepancies of the normative documents on account of normative resistance ground in a plane of an edge drive piles and on their lateral surface are considered.

The major factors influencing change physical - of the mechanical characteristics ground in aroundpile's space are revealed.

The new technique of account of bearing ability of piles is offered.

УДК 624.072.21.7

Козунова О.В.

НЕЛИНЕЙНЫЙ РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ НА СЛОИСТЫХ ОСНОВАНИЯХ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СЕКУЩЕГО МОДУЛЯ ДЕФОРМАЦИИ

Актуальность проблемы. В силу природных особенностей ландшафта Республики Беларусь реальные грунты неоднородны и могут быть представлены как *слоистые* упругие основания. Неоднородность грунтов усиливается наличием в них полостей в виде слабых слоев, линз, включений, у которых прочностные свойства на порядок

ниже свойств несущих слоев. В нормативных документах слабые полости грунта называются *биогенными грунтами или включениями*.

При расчете инженерной системы «фундамент-основание» ленточные фундаменты рассматриваются как фундаментные плиты на упругом основании. Поэтому первостепенным вопросом является

Козунова Оксана Васильевна, ст. преподаватель кафедры «Строительная механика» УО «Белорусский государственный университет транспорта».

Беларусь, БелГУТ, 246045, г. Гомель, ул. Свиридова, 16/76.