

О ВЗАИМОДЕЙСТВИИ БОКОВОЙ ПОВЕРХНОСТИ СВАЙ С ОКРУЖАЮЩИМ ИХ ГРУНТОМ ОСНОВАНИЯ

Шадунц К. Ш. – д. геол.-мин. н., профессор

Кубанский государственный аграрный университет

В статье рассматривается причина изменения несущей способности забивных висячих свай во времени с учетом ползучести и перестройки структуры грунта основания. Анализируется особенность взаимодействия боковой поверхности буровых свай и их пяты с грунтом основания, приводится формула оценки несущей способности боковой поверхности буроинъекционных свай.

Несущую способность висячих забивных или буронабивных свай F_d СНиП 2.02.03-85 рекомендует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле (1):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (1)$$

где γ_c – коэффициент условия работы сваи в грунте;

R – расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи;

A – площадь опирания на грунт сваи;

u – наружный периметр поперечного сечения сваи;

f_i – расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности;

h_i – толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью;

γ_{cR}, γ_{cf} – коэффициенты условия работы грунта соответственно под нижним концом и по боковой поверхности.

Ряд исследований показывает, что несущая способность буронабивных свай реализуется не одновременно. Работа основания под нижним концом начинается лишь после смещения сваи и срыва касательных сил по боковой поверхности [2]. Вопросу изменения сил взаимодействия забивных свай с окружающим грунтом основания во времени были посвящены исследования, в которых обсуждались сроки "отдыха" свай перед проведением их испытания в зависимости от вида грунта [3]. В результате обобщения экспериментальных исследований многих авторов Б. М. Гуменским и Г. Ф. Новожиловым сделан вывод, что если свая погружена в толщу однородных грунтов, то в первом приближении можно считать, что в супесях увеличение несущей способности свай заканчивается в среднем в течение 5 суток, в суглинках – 15 суток, в тощих и пылеватых глинах – 25 и в жирных глинах через 30 суток и более. Несущая способность забивных свай за это время повышается от 1,5 до 5 раз. После указанных сроков упрочнение протекает настолько медленно, что не имеет практического значения. Дать рекомендации по времени "отдыха" перед испытанием для свай, забитых в многослойную толщу грунта, пока не представляется возможным [3].

Анализируя теорию трения, Б. В. Дерягин [4] подчеркивает, что она может строиться только на основе учения об атомно-молекулярном строении тел. Внешнее трение должно включать не только член, зависящий от шероховатости материалов, но также силу прижимания (которую можно рассматривать как суммарную силу молекулярного взаимодействия между контактирующими поверхностями). Отмечен рост коэффициентов трения с увеличением продолжительности контакта. Возрастает со временем и различие между трением покоя и трением движения. Надо учесть также качественное отличие свойств граничных слоев, связанное с особым агрегатным состоянием, имеющим много общего с состоянием вещества в так называемых жидких кристаллах.

Под липкостью понимают способность грунтов при определенном содержании воды прилипать к поверхности различных предметов. Липкость грунтов обуславливается силами взаимодействия, возникающими между молекулами связанной воды и частицами грунта, с одной стороны, и молекулами воды и поверхностью соприкасающегося с грунтом предмета, с другой стороны. Количественной характеристикой липкости грунтов является усилие (в граммах на $см^2$), требующееся для отрыва прилипшего предмета от грунта при различных его влажностях. Наиболее характерными показателями являются: влажность начального прилипания, влажность максимального прилипания и максимальное значение липкости.

Липкость грунтов в значительной степени зависит от их гранулометрического состава. Существенное влияние на липкость грунтов оказывает минералогический состав. С увеличением прижимающей нагрузки величина липкости достаточно сильно возрастает.

В процессе уплотнения через определенный интервал времени грунт приобретает новую структуру, и в дальнейшем влажность и плотность меняется мало, что и обуславливает малое изменение величины липкости при увеличении времени действия постоянной внешней нагрузки.

Для различных грунтов при отличающихся уплотняющих нагрузках максимальные напряжения липкости меняются от десятков грамм на $см^2$ до десятков килограмм на $см^2$ [5].

Изменения плотности и структуры пограничного слоя грунта в процессе погружения сваи во многом зависят от технологии работ и пока в достаточной мере не изучены.

Грунт, окружающий сваю, обладает свойством ползучести. Контактные напряжения в массиве грунта можно оценить по формулам теории упругости [6] (2):

$$\left. \begin{array}{l} \sigma(l, t) \\ \sigma(\theta, t) \end{array} \right\} = \pm q(t) \cdot \left[\frac{l_0}{l} \right]^2, \quad (2)$$

где $\sigma(l, t)$ и $\sigma(\theta, t)$ – нормальные и касательные напряжения в грунте на расстоянии l от оси сваи;

l_0 – радиус условно начального отверстия в основании (например, лидерной скважины);

$q(t)$ – контактное нормальное напряжение.

Радиальные деформации грунта при погружении сваи можно установить по известной формуле [7] (3):

$$\varepsilon(l, t) = \frac{\sigma(\theta, t) - \nu\sigma(l, t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t [\sigma(\theta, t) - \nu\sigma(l, t)] \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + c(t, l) \right] d\tau. \quad (3)$$

В теории упругости зависимость между относительной деформацией $\varepsilon(l, t)$ и перемещениями $\nu(l, t)$ имеет вид (4):

$$\varepsilon(l, t) = \frac{\partial}{\partial \tau} \nu(l, t). \quad (4)$$

Отсюда перемещения внутренней поверхности начального условного отверстия при погружении сваи (5):

$$\nu(t) = q(t) \frac{1+\nu}{E(t)} l_0 - \int_{\tau_1}^t (1+\nu) l_0 q(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta(t, \tau) d\tau. \quad (5)$$

Радиальное напряжение внешней поверхности сваи под воздействием контактных напряжений будет определяться выражением (6):

$$\nu_p(t) = q(t) \frac{1+\nu_p}{E(t)} R_p, \quad (6)$$

где E_p – модуль Юнга для материала сваи;

ν_p – коэффициент Пуассона;

R_p – радиус сваи.

Рассмотрим закономерности затухания во времени начальных напряжений в грунтовом массиве под влиянием ползучести, изменение модуля деформации от значений мгновенной сжимаемости и старения структуры грунта.

Условие совместности деформаций на контактной поверхности свая-грунт запишется в виде (7):

$$v(t) = v_p(t) + v(\tau_1), \quad (7)$$

Подставляя значения $v(t)$ и $v_p(t)$ и проводя преобразования, получим интегральное уравнение (8):

$$q(t) = \frac{E_p \cdot \Delta}{R_p (1 + \nu_p) [1 + \omega \cdot h(t)]} + \frac{\omega E_p}{1 + \omega h(t)} \int_{\tau_1}^t q(\tau) \delta(t, \tau) d\tau, \quad (8)$$

где

$$\begin{cases} \omega = \frac{l_0}{R_p} \frac{1 + \nu}{1 + \nu_p} \\ h(t) = \frac{E_p}{E(t)} \\ \Delta = v_p(\tau_1) + v(\tau_1) \end{cases}. \quad (9)$$

Задача определения контактных напряжений сводится к решению интегрального уравнения (8) с ядром $K(t, \tau) = \frac{1}{1 + \omega \cdot n(t)} \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right]$, со

свободным членом $f(t, \tau) = \frac{E_p \cdot \Delta}{R_p (1 + \nu_p) [1 + \omega \cdot n(t)]}$ и параметром $\lambda_0 = \omega E_p$ [8].

После ряда преобразований с учетом значительного превышения жесткостью сваи жесткости грунта, когда можно принять $n = \frac{E_p}{E} \rightarrow \infty$, получим условие чистой релаксации в массиве грунта.

Если увеличение отверстия в грунте от радиуса лидирующей скважины $d_n/2$ до радиуса $d/2$ является следствием уплотнения грунта в

области пластических деформаций, ограниченной окружностью радиуса ρ , то изменение объема в результате уплотнения будет (10):

$$\Delta V = \frac{\pi}{4} (d^2 - d_n^2) = \int_{d_n}^{\rho} \int_0^{2\pi} e_v l d l d\theta, \quad (10)$$

где e_v – деформация объема в точке с координатой l .

Подставим выражение для ρ и e_v в (10):

$$\rho = \left[\frac{(P_2 + c \cdot ctg\varphi)(1 + \xi)}{2(P_1 + c \cdot ctg\varphi)} \right]^{1/(1-\xi)} d/2, \quad (11)$$

где ξ – коэффициент бокового давления грунта,

$$e_v = \frac{(1 - 2\mu) \left\{ \frac{1 + \mu}{\left[(P_1 + c \cdot ctg\varphi) \left(\frac{2l}{d} \right)^{\xi-1} (\xi + 1) - 2c \cdot ctg\varphi \right] - 2P_1} \right\}}{E_0}, \quad (12)$$

и произведем интегрирование. После преобразований найдем радиальное давление P_n обжатия ствола круглой сваи с площадью сечения F , погруженной в пробуренную лидирующую скважину F_n . Отношение этого давления к горизонтальному давлению P_l обжатия ствола такой же сваи, погруженной без скважины, выразится формулой (13):

$$P_n/P_l = \left(1 - F_n/F \right)^{(1-\xi)/2}. \quad (13)$$

Для песков и супесей, где сопротивление по боковой поверхности сваи обусловлено в основном силами трения, пропорциональными давлению обжатия (14):

$$f_n^H = f^H \left(1 - F_n/F \right)^{(1-\xi)/2}, \quad (14)$$

где f^H – нормативное сопротивление грунта по боковой поверхности свай, забитой без лидирующей скважины.

Учет времени от погружения свай до передачи на них расчетных нагрузок и изменения способности свай за этот срок за счет более точного определения сил взаимодействия с окружающим грунтом позволит повысить экономичность проектных решений.

В практику строительства в последнее время все шире входят буронабивные и буроинъекционные сваи большого диаметра. Особенности поведения грунта в забоях шахтных выработок и днищах котлованов были рассмотрены К. Терцаги [9]. При диаметрах современных буровых опор (0,8–1,5 м) уже следует учитывать набухание в забое скважины при разгрузке грунта. Исследования, проведенные на Украине, показали, что в длинных буровых сваях основная несущая способность определяется силами взаимодействия боковой поверхности с грунтом, и только при сравнительно больших осадках (в эксперименте до 24,3 мм) в работу включается сопротивление грунта по торцу. Проведенные исследования тензометрических свай показали, что при достижении силами трения предельных значений на пяту сваи передаются нагрузки, равные 10–15 % от общей. После преодоления стволом сваи бокового сопротивления грунта на пяту передается нагрузка, равная разнице между внешней нагрузкой и усилием по боковой поверхности [10]. Анализ проведенных опытов показывает, что возможности пяты в восприятии внешней нагрузки остаются во многих случаях неиспользованными.

В буроинъекционных сваях бетон подается под давлением, что приводит к изменению геометрии скважины и к заполнению ослабленных участков основания грунтобетоном. Процесс выполнения свай контролируется бортовым компьютером, которым оснащена буровая установка. Изменение диаметра скважины позволяет косвенно судить о

модуле деформации грунта и о степени защемления участков сваи в грунте.

Если рассмотреть скважину как расширяющийся цилиндр, то для упругой области при $\sigma_r = 0$ справедливо равенство [9]:

$$E_{ur} = \sigma_r - \mu\sigma_\theta, E_\theta = \sigma_\theta - \mu\sigma_r, \quad (15)$$

где μ – коэффициент Пуассона.

Для пластической области:

$$\sigma_\theta = \sigma_r + 2c, \sigma_r = -p + 2c \ln \frac{r}{a}, \quad (16)$$

тогда

$$\sigma_\theta = -p + 2c(1 + \ln \frac{r}{a}), \quad (17)$$

где c – сцепление;

a – начальный радиус упруго расширяющегося цилиндра (скважины);

p – давление в расширяющемся цилиндре.

В упругой области $\sigma_\theta - \sigma_r < 2c$:

$$\sigma_r = -a^2 \frac{p}{r^2}; \sigma_\theta = a^2 \frac{p}{r^2}.$$

Величина абсолютной деформации упругого цилиндра ε определяется по формуле:

$$\varepsilon = \frac{(1+\mu)}{E} \cdot \frac{a^2 p}{r^2}. \quad (18)$$

При $r=a$ получаем формулу Лямэ для определения модуля упругости:

$$E = (1+\mu)a \frac{p}{\varepsilon}. \quad (19)$$

Имея сведения о форме боковой поверхности сваи, которая получена на основе анализа графиков, вычерченных бортовым компьютером и сопоставленных с результатами неразрушающих методов определения

формы ствола сваи, можно по приведенным выше зависимостям косвенно судить о модуле деформации грунта, окружающего сваю на заданных значениях глубины при соответствующем давлении.

Возможность сопоставить количество инъецированного бетона с объемом, соответствующим объему скважины на различных участках ее глубины, позволяет на основании накопленного эмпирического материала корректировать несущую способность свай и уточнять их число.

Опыт применения технологии *CFA* в России показал, что бетонирование под избыточным давлением повышает несущую способность свай в 1,5–1,7 раза по сравнению с расчетной по [11].

Когда давление в цилиндре становится равным величине сцепления, а затем превосходит его, в среде вокруг цилиндра возникают пластические деформации, формируется область пластического состояния с радиусом ρ , за которым следует упругая зона. Радиус пластической области определяется уравнением [12]:

$$\ln \frac{\rho}{a} + \frac{1}{2} = \frac{P}{2c}. \quad (20)$$

Деформации области $a \leq r \leq \rho$ определяются уравнением Прандтля – Рейса:

$$\varepsilon = \frac{1-\mu^2}{E} \cdot 2c \frac{\rho^2}{r} + \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E} \cdot 2r \left(\ln \frac{r}{\rho} - \frac{1}{r} \right). \quad (21)$$

Таким образом, расход бетона, геометрия скважины, площадь поперечного сечения и упругая составляющая расширения скважины – основные факторы, влияющие на силу прижима, определяющие расчетное сопротивление по боковой поверхности свай.

При геометрии тела буринъекционной сваи, представленной в правой части, т. е. при переменной площади взаимодействия боковой поверхности с массивом, нужно вводить знак u за знак суммы и иметь уточненное значение f_i :

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + \sum \gamma_{cf} u_i f_i' h_i). \quad (22)$$

Величину f_i' можно получить, зная реакции упругого отпора и коэффициент шероховатости в пределах слоя, на которые будет разбита толща по длине ствола сваи. В соответствии с [12] можно принять боковое давление в упругом цилиндре равным сцеплению, тогда:

$$f_i' = 2\pi r_i c_i \operatorname{tg} \varphi_i. \quad (23)$$

Такой упрощенный подход не учитывает фактор времени, липкость и зависимость коэффициента трения от уплотненности, однако, позволяет с большей степенью точности оценить несущую способность висячей буроинъекционной сваи и провести конструирование фундамента с учетом полученных резервов несущей способности.

Список литературы

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. – М., 2000.
2. Лapidус, Л. С. Несущая способность сваи, погруженной в лидирующую скважину / Л. С. Лapidус, Ф. К. Лапшин // "Механика грунтов, основания и фундаменты". Доклады к XXVII научной конференции. – ЛИСИ, 1968.
3. Гуменский, Б. М. Основы физикохимии глинистых грунтов и их использование в строительстве / Б. М. Гуменский. – Л., М. : С. И., 1965.
4. Дерягин, Б. В. Что такое трение / Б. В. Дерягин. – М. : Изд. АН. СССР, 1963.
5. Сергеев, Е. М. Грунтоведение / Е. М. Сергеев [и др.]. – Гл. 7 "Липкость грунтов". – М. : Изд. МГУ, 1971. – С. 151.
6. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести / Н. И. Безухов. – М., 1961.
7. Артюнян, Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Н. Х. Артюнян. – М., Л. : ГТТИ, 1952.
8. Тер-Мартirosян, З. Г. О релаксации напряжений в грунтах : сб. "Проблемы геомеханики" / З. Г. Тер-Мартirosян. – Ереван : Изд. АН Арм. ССР, 1967. – С. 79–90.
9. Терцаги, К. Теория механики грунтов / К. Терцаги. – М. : С.И., 1961.
10. Корякин, В. С. О роли пяты в общем сопротивлении буронабивных свай / В. С. Корякин // Материалы III Всесоюзного совещания "Основания, фундаменты и механика грунтов". – Киев : Будивельник, 1971. – С. 312–315.
11. СП 50-102-2003 Проектирование и устройство свайных фундаментов. – М. : Госстрой России, 2004.
12. Бондарик, Г. К. Полевые методы инженерно-геологических исследований / Г. К. Бондарик, И. С. Комаров, В. И. Ферронский. – М. : Изд-во "Недра", 1967.