

Расчет несущей способности сваи для свайного поля малого шага
в просадочном грунте II типа: теоретические основы метода

А.И. Русаков

При расчете допускаемой нагрузки на сваю согласно СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты» не делается различий между работой одиночной сваи и сваи в составе свайного поля (СП). Между тем, в случае грунтов 2 типа по просадочности и СП достаточно малого шага возможно существенное отличие распределения вертикального давления по высоте в замоченном просадочном грунте между сваями поля от распределения давления в таком же грунте в случае одиночной сваи. В верхней части просадочной толщи (ПТ) грунт, испытавший просадку, зависает на сваях поля, и давление в грунте уменьшается после замачивания, что приводит к уменьшению просадки сравнительно со случаем одиночной сваи и, как следствие, уменьшению силы негативного трения. Имеются экспериментальные подтверждения этого эффекта [1] и теоретическое обоснование его использования, основанное на решении уравнения равновесия ПТ и реализованное в ТСН 50-306-2005, разд. 6. Согласно названному ТСН вертикальное давление в просадочной толще между армоэлементами усиленного основания может быть вычислено по формуле:

$$\sigma_z = \frac{\gamma_{II} - \alpha_c c_{II}}{\alpha_c \xi \operatorname{tg} \varphi_{II}} \left(1 - e^{-\alpha_c \xi z \operatorname{tg} \varphi_{II}} \right). \quad (1)$$

Здесь $\alpha_c = p_{\Sigma} / S_{\text{гр}}$ — отношение суммарного периметра армоэлементов в поле p_{Σ} к площади межсвайного пространства в плане $S_{\text{гр}}$; ¹ γ_{II} , c_{II} , φ_{II} — удельный вес, коэффициент сцепления и угол внутреннего трения грунта; ξ — коэффициент бокового давления; z — расстояние от дна котлована до выбранного сечения армоэлемента.

¹ В ТСН 50-306-2005 рассматривается поле армоэлементов диаметром D на прямоугольной сетке с ячейкой $L_c \times b_p$. При этом:

$$\alpha_c \equiv \frac{p_{\Sigma}}{S_{\text{гр}}} = \frac{\pi D}{L_c b_p - \pi D^2 / 4}.$$

Формула (1) есть решение уравнения равновесия слоя толщины dz замоченной ПТ в случае бесконечного СП на прямоугольной сетке. Это уравнение приводится ниже, решение (1) получено в предположении отсутствия внешнего давления на грунт, когда $\sigma_z(z) = 0$ при $z = 0$, и предположения о состоянии кулоновского скольжения грунта на поверхности армоэлемента, когда распределенная нагрузка негативного трения определяется выражением

$$\tau = c_{II} + \xi \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_{II}. \quad (2)$$

Давление, вычисленное согласно (1), обычно существенно ниже давления в неусиленной грунтовой толще и при малом шаге армоэлементов удается обеспечить неравенство $\sigma_z < p_{sl}$ на всю глубину ПТ (p_{sl} — начальное просадочное давление). При выполнении этого неравенства авторами методики предполагается, что негативным трением можно пренебречь, и грунт создает сопротивление на всей боковой поверхности армоэлемента [2].

Формула (1) может быть ограниченно применима для грунта в верхней части ПТ, однако по всей высоте этой толщи ее применять нельзя уже потому, что с определенной глубины z , ориентировочно при просадке $s_{sl}(z) = 5$ см, нагрузка τ на боковой поверхности сваи меняет знак. Само по себе утверждение об отсутствии негативного трения, сделанное на основе расчета давления по формуле (1), противоречиво, т. к. именно негативное трение позволило получить эту формулу. Поэтому расчет поля армоэлементов по ТСН 50-306-2005 нельзя считать достоверным. Тем не менее, сам подход к расчету просадки на основе решения уравнения равновесия ПТ в межсвайном пространстве с последующей оценкой несущей способности сваи представляется правильным. В настоящей работе предложены деформационные гипотезы, позволившие получить такое уравнение, разработан алгоритм его решения, и обоснована техника конечно-элементного моделирования, позволяющая устанавливать необходимый параметр уравнения и проверять адекватность результатов.

Общий вид уравнения состояния ПТ. Рассмотрим бесконечное поле несжимаемых свай длиной l на квадратной сетке шага L_c . СП нагружается до осадки s_{ii} с плоской верхней границей грунта, после чего происходит замачивание и просадка. Введем обозначения для следующих величин как функций глубины z :

$\tau(z)$ — сила трения грунта по поверхности сваи на единицу площади, знак «+» соответствует направлению силы вниз;

$\sigma_z(z)$ — вертикальное давление в межсвайном пространстве грунта после замачивания;

$s_{sl}(z)$ — дополнительное вертикальное перемещение грунта после замачивания (просадка).

Полагаем функции определенными на отрезке $[0, H_{sl}]$, где H_{sl} — высота ПТ.

Обозначим $\hat{\sigma}_z$ — оператор преобразования $\tau(z) \rightarrow \sigma_z(z)$; \hat{s}_{sl} — оператор преобразования $\sigma_z(z) \rightarrow s_{sl}(z)$. Операторы \hat{s}_{sl} и $\hat{\sigma}_z$ получены ниже. Установлена также зависимость при $z \in [0, H_{sl}]$:

$$\tau = \tau_0(z, \sigma_z, s_{sl}), \quad (3)$$

которая позволяет составить уравнение состояния ПТ:

$$\tau(z) = \tau_0(z, \hat{\sigma}_z \tau(z'), \hat{s}_{sl} \hat{\sigma}_z \tau(z')) \quad (4)$$

(в правой части $\tau(z')$ — функция, на которую действует соответствующий оператор). Решением этого уравнения удастся установить напряженно-деформированное состояние (НДС) просадочной толщи и касательные силы на боковой поверхности сваи.

Оценка взаимного перемещения грунта и свай. Построение функции (3) основывается на оценках взаимного вертикального перемещения грунта и сечения сваи на одинаковой глубине. Перемещение грунта рассматривается на вертикали посередине между соседними сваями ряда. Величины взаимного перемещения грунта и свай будем обозначать: $\Delta s(z)$ — до замачивания; $\Delta s_{sl}(z)$ — после замачивания. Деформированные плоскости грунта и величины Δs , Δs_{sl} показаны на рис. 1 (сечение А–А построено вдоль ряда свай, см. план на рис. 2). Названные величины на рис. 1 показаны для случая, когда отсутствует проскальзывание сваи в толще грунта. Считаем значения Δs , Δs_{sl} положительными, если осадка сваи меньше перемещения грунта на данной глубине.

Гипотеза 1. Грунт в стабилизированном состоянии можно рассматривать как линейно-упругую среду. Изменение структуры грунта при замачивании влечет изменение его упругих характеристик.

Гипотеза 2. На вертикали посередине между соседними сваями ряда вертикальное перемещение грунта после осадки фундамента, но до замачивания и просадки определяется формулой:

$$s_{\text{гр}} = \frac{l - kz}{l} s_u, \quad (5)$$

где $k = 1 - k_1$, k_1 — коэффициент, определяющий нижнюю ординату эпюры перемещений как $k_1 s_u$, см. рис. 1.

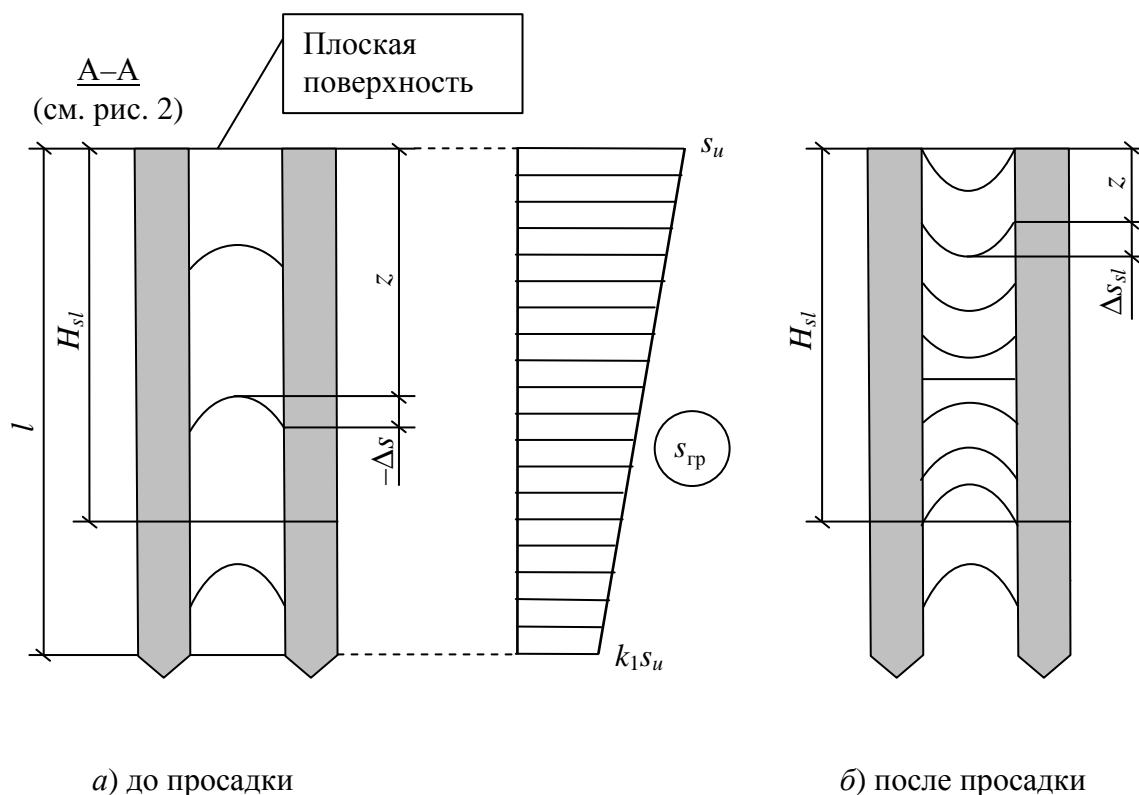


Рис. 1. Схемы взаимного перемещения грунта и свай

Установим дополнительное перемещение грунта вследствие замачивания. Изменение деформации сжатия в данном горизонтальном сечении грунта будем рассматривать как изменение упругой составляющей деформации вследствие изменения давления при замачивании плюс относительная просадочность:

$$\Delta \varepsilon_{sl} = \psi_e (\sigma_z - \sigma_{z1}) + \varepsilon_{sl}; \quad \psi_e \equiv \frac{1}{E_e} \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}. \quad (6)$$

Здесь σ_{z1} — вертикальное давление до просадки; E_e — модуль деформации грунта; ν — модуль поперечной деформации; ψ_e — характеристика податливо-

сти грунта при стесненном сжатии [3]; $\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{sl}(z, \sigma_z)$ — относительная просадочность, которая задается табличной функцией, полученной по опытным данным.

Гипотеза 3. Изменение вертикальной деформации грунта вследствие замачивания определяется только относительной просадочностью.

Обоснование: Изменение вертикальных напряжений $\Delta\sigma_z = \sigma_z - \sigma_{z1}$ в формуле (6) имеет порядок величины не больший, чем изменение вертикальных напряжений в незамоченном грунте после осадки фундамента, поскольку обе эти величины определяются силами трения на сваях, которые приблизительно одинаковы по величине (хотя, может быть, разного знака). Следовательно, составляющая упругой деформации в формуле (6) также имеет порядок величины не больший, чем деформация незамоченного грунта в пределах длины свай $\varepsilon_{гр} = -ds_{гр}/dz$ — даже если считать, что в обоих случаях податливость грунта ψ_e одинакова. Поскольку при просадочности II типа деформация $\varepsilon_{гр}$ существенно меньше относительной просадочности после замачивания, уже следует ожидать, что 1 слагаемое в формуле (6) имеет меньший порядок, чем 2 слагаемое. Однако податливость грунта в формуле (6) на самом деле намного меньше податливости грунта, сжимаемого при осадке фундамента. Действительно, при замачивании грунт в ПТ испытывает разгрузку, а модуль деформации грунта при разгрузке существенно больше модуля деформации E по ветви первичного нагружения — например, согласно п. 5.5 СП 50-101-2004 можно принять $E_e = 5E$. Итак, составляющей упругой деформации в формуле (6) можно пренебречь по сравнению с относительной просадочностью ε_{sl} .

Далее при расчете просадки выполняется замена $\varepsilon_{sl} \rightarrow k_{sl}\varepsilon_{sl}$, где k_{sl} — коэффициент, принимающий значения $1 \div 1,25$ и имеющий смысл коэффициента надежности (см. СП 22.13330.2011 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений», п. 6.1.13). Из выражения (6) с учетом сказанного получаем дополнительное перемещение грунта (просадку):

$$s_{sl} = \int_z^{H_{sl}} k_{sl} \varepsilon_{sl}(z, \sigma_z) dz + s_H. \quad (7)$$

Здесь s_H — перемещение подошвы ПТ, которое обусловлено изменением давления на подошву в результате просадок. Формула (7) определяет оператор \hat{s}_{sl} на множестве непрерывных функций $\sigma_z(z)$.

Гипотеза 4. При расчете просадки допустимо полагать $s_H = 0$.

Обоснование: Разгрузка просадочной толщи после замачивания означает, что $s_H < 0$. Перемещение $s_H < 0$ уменьшает просадку (7), т. е. уменьшает негативное трение и повышает сопротивление на боковой поверхности сваи вне зоны негативного трения. Таким образом, пренебрежение величиной s_H идет в запас несущей способности сваи.

Обозначим $s_1 = k_1 s_u$. До замачивания взаимное перемещение грунта и абсолютно жестких свай получается из выражения (5) в виде:

$$\Delta s = s_{\text{гр}}(z) - s_u = -\frac{kz}{l} s_u = \frac{(k_1 s_u - s_u)z}{l} = (s_1 - s_u) \frac{z}{l}. \quad (8)$$

После замачивания имеем взаимное перемещение при $z \leq H_{sl}$:

$$\Delta s_{sl} = s_{sl} + \Delta s. \quad (9)$$

Расчет трения грунта на боковой поверхности сваи. Расчетные формулы, определяющие функцию (3), получим в 2 этапа: оценим касательные поверхностные силы в предположении упругого грунта с заданным модулем сдвига G , и затем уточним их с учетом неупругих свойств грунта. Модуль сдвига вычисляем в виде

$$G = \frac{E_{\text{вн}}}{2(1 + \nu)},$$

где $E_{\text{вн}}$ — модуль деформации грунта при полном водонасыщении.

Вокруг выбранной круглой сваи диаметра D отсечем воображаемым цилиндром диаметра L_c кольцо грунта высотой 1 м на требуемой глубине (рис. 2). Упрощенно предполагаем НДС кольца двумерным осесимметричным, возможность проскальзывания грунта по свае исключаем, перемещение боковой поверхности кольца относительно сваи принимаем равным Δs_{sl} . Это перемещение в двумерной осесимметричной задаче есть результат действия касатель-

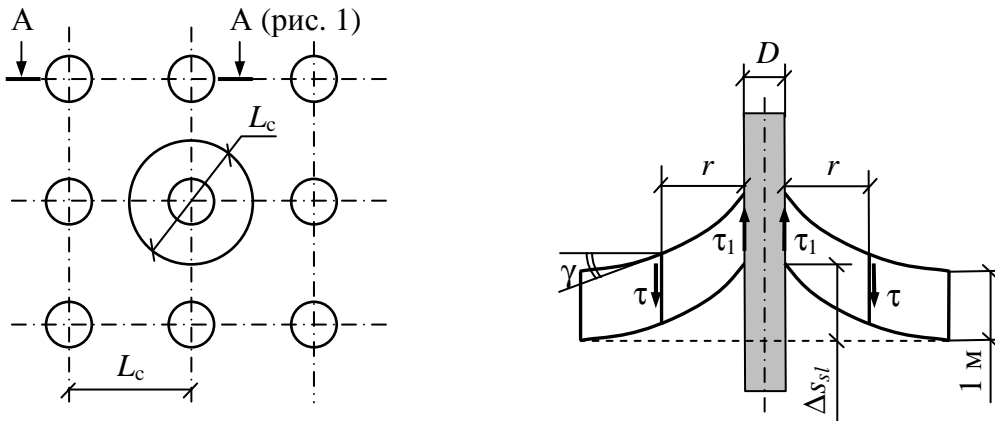


Рис. 2

ных напряжений. Из условия равновесия любого внутреннего кольца радиуса r и высоты 1 м получаем:

$$\tau(r)2\pi r = \tau_1\pi D;$$

$$\tau(r) = \tau_1 \frac{D}{2r}; \quad \gamma = \frac{\tau(r)}{G}; \quad ds = \gamma dr,$$

где τ_1 — искомая нагрузка трения на поверхности сваи; γ — угол сдвига (рис. 2); ds — приращение вертикального перемещения кольца на расстоянии dr . Имеем:

$$ds = \frac{\tau_1 D}{2rG} dr \Rightarrow \Delta s_{sl} = \int ds = \frac{\tau_1 D}{2G} \int_{D/2}^{L_c/2} \frac{dr}{r} = \frac{\tau_1 D}{2G} \ln \frac{L_c}{D}. \Rightarrow$$

$$\tau_1 = \frac{2G\Delta s_{sl}}{D \ln \frac{L_c}{D}}. \quad (10)$$

В случае буровой сваи сила трения по поверхности сваи равна силе внутреннего трения грунта (см. «Руководство по проектированию свайных фундаментов. НИИОСП им. Н.М. Герсеванова Госстроя СССР». – М.: Стройиздат, 1980, пояснение к п. 5.9), которая не может превысить силу кулоновского трения. Для последней имеем:

$$\tau_{\max} = \xi \sigma_z \operatorname{tg} \varphi_I + c_I,$$

где $\xi = \frac{\nu}{1-\nu}$ — коэффициент бокового давления; φ_1, c_1 — прочностные характеристики грунта по 1 предельному состоянию. Для силы трения сваи о грунт (3) получаем:

$$\tau_0(z, \sigma_z, s_{sl}) = \begin{cases} \tau_1(\Delta s_{sl}), & \text{если } |\tau_1| < \tau_{\max}; \\ \tau_{\max}, & \text{если } \tau_1 \geq \tau_{\max}; \\ -\tau_{\max}, & \text{если } \tau_1 \leq -\tau_{\max}. \end{cases} \quad (11)$$

Здесь $\tau_1(\Delta s_{sl})$ определяется выражением (10); положительное значение поверхностной силы τ_0 соответствует негативному трению; $z \leq H_{sl}$.

В случае забивной сваи трение по поверхности сваи устанавливается по табл. 7.3 СП 24.13330.2011. В этой таблице используется глубина расположения слоя грунта вместо давления на поверхности сваи, которое непосредственно определяет силы трения. Боковое давление грунта пропорционально вертикальному давлению на той же глубине.

Для задания глубины слоя (подслоя) грунта согласно названной таблице введем понятие конгруэнтной отметки котлована. Конгруэнтная отметка определяется как отметка условного котлована, не содержащего СП, под дном которого в данном слое (подслое) грунта вертикальное давление такое же, что в реальном котловане при наличии СП с проектной осадкой фундамента в условиях замачивания и просадок. Для каждого подслоя грунта, используемого в расчете, конгруэнтная отметка имеет собственное значение. Условный котлован с конгруэнтной отметкой служит для определения глубины подслоя, которая используется в табл. 7.3 СП 24.13330.2011. Необходимость вычисления конгруэнтной отметки определяется тем, что данные названной нормативной таблицы получены экспериментально в условиях, когда давление грунта можно вычислять без учета его взаимодействия со сваями, т. е. по стандартной технике СП 22.13330.2011, формула (5.23). Заметим, что после вычисления конгруэнтной отметки ее следует преобразовать в условную отметку котлована, см. примеч. 2 к табл. 7.2 СП 24.13330.2011.

В случае забивной сваи формула (11) остается в силе, однако теперь величина τ_{\max} есть табличное расчетное сопротивление грунта.

Расчет давления σ_z в замоченном просадочном грунте. Получим оператор $\hat{\sigma}_z$. В пределах слоя грунта толщиной dz напряжение увеличивается на $d\sigma_z$ в результате действия веса грунта, с одной стороны, и сил трения по поверхности свай, противодействующих этому увеличению (рис. 3). Условие рав-

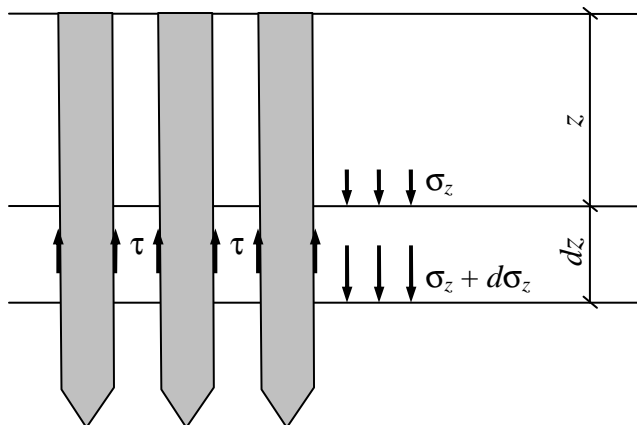


Рис. 3. Схема нагрузок в слое основания толщиной dz

новесия вертикальных сил в слое имеет вид:

$$S_{\text{гр}} \cdot d\sigma_z = \gamma(z) \cdot dz \cdot S_{\text{гр}} - dF; \quad dF \equiv p_{\Sigma} dz \cdot \tau(z). \quad (12)$$

Здесь F — суммарная сила негативного трения по боковой поверхности свай до глубины z ; p_{Σ} и $S_{\text{гр}}$ вводились ранее в формуле (1); $\gamma(z)$ — нормативный удельный вес грунта². После деления обеих частей уравнения (12) на $S_{\text{гр}}$ получаем уравнение:

$$d\sigma_z = \gamma dz - \alpha_c dz \tau(z), \quad (13)$$

причем при $z = 0$ $\sigma_z = 0$. Соответственно

$$\sigma_z(z) = \hat{\sigma}_z \tau(z') = \int_0^z (\gamma - \alpha_c \tau(z')) dz'. \quad (14)$$

Уравнение (13) с подстановкой (2) имеет аналитическое решение (1).

Полученными соотношениями определяется уравнение состояния ПТ (4). В части 2 статьи обосновывается алгоритм его решения и техника конечно-элементного моделирования НДС просадочной толщи, позволяющая устано-

² Стабильность удельного веса грунта позволяет, на наш взгляд, избежать использования его доверительных границ по 1 предельному состоянию.

вить параметр уравнения s_1 — осадку грунта в подошве условного фундамента, см. формулу (8). Дается сравнительный анализ результатов расчетов допускаемой нагрузки на сваю по СП 24.13330.2011 и по новому методу.

ЛИТЕРАТУРА

1. Мустакимов В.Р., Шафигуллин Р.И. Исследование НДС армированного вертикальными элементами песчаного грунта, проявляющего просадочные свойства в объемном лотке // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. 2008. №1. С. 89–95.
http://izvestija.kgasu.ru/files/1_2008/Mustakimov_89_95.pdf
2. Белодедов Г.П., Приходченко О.Е. Армирование оснований, сложенных просадочными грунтами II типа, элементами повышенной жесткости переменной длины // Инженерный вестник Дона (электронный научный журнал). 2012. №4 (часть 2). <http://www.ivdon.ru/magazine/archive/n4p2y2012/1366>.
3. Русаков А.И. Моделирование свайного основания как системы узлов с парным взаимодействием: теоретические основы метода // Пром. и гражд. стро. 2012. № 5. С. 38–41.