

9. Безсонов В.В. Экспериментальные исследования несущей способности оснований прямоугольных штампов /Безсонов В.В./ Инженерная геоло-

гия, механика грунтов, основания и фундаменты: сб. научн. ст. – Новосибирск: СГУПС, 2007. – С. 85-95.

УДК 624.154.001.4

О ПРОБЛЕМЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЛОБОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ БУРОВЫХ СВАЙ ФУНДАМЕНТОВ ОПОР МОСТОВ

К.В. Королев, В.В. Бессонов

В работе рассматривается проблема определения прочности грунта под нижним концом буровой сваи с учетом специфических свойств грунта, проявляемых при больших давлениях. Дана постановка осесимметричной задачи теории предельного равновесия грунтов вне концепции полной пластичности для нелинейного графика сдвига. Выполнена серия расчетов и проведено сопоставление результатов, полученных по различным методикам.

Ключевые слова: теория предельного равновесия грунтов, грунты, несущая способность, сваи фундаментов мостовых опор, большие давления.

Расчетное сопротивление грунта под нижним концом буровой сваи или лобовое сопротивление грунта определяют согласно СНиП 2.02.03 – 85* «Свайные фундаменты» по формуле

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d_0 + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h), \quad (1)$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые по таблицам [1] в зависимости от угла внутреннего трения грунта основания [1]; γ'_1 – удельный вес грунта, расположенного под нижним концом сваи, кН/м^3 ; γ_1 – осреднённое расчетное значение удельного веса грунтов, кН/м^3 , расположенных выше нижнего конца сваи; d_0 – диаметр сваи, м; h – глубина заложения нижнего конца сваи, м.

В основе данной методики лежит известное решение В.Г. Березанцева, схема которого приведена на рисунке 1 [2]. Модификация этого решения дана А.М. Карауловым, который рассмотрел задачу о несущей способности оснований круглых фундаментов вне концепции полной пластичности [3]. Это позволило получать решения задачи для широкого диапазона исходных данных в рамках строгого статического метода теории предельного равновесия грунтов (ТПРГ).

Согласно этим решениям коэффициенты α_1 и α_2 , являющиеся по смыслу коэффициентами несущей способности, и определенные из решения осесимметричной задачи вне концепции полной пластичности, можно определить следующим образом

$$\alpha_1 = N_\gamma = 0,5e^{8,97\varphi - 0,9851}, \quad (2)$$

$$\alpha_2 = N_q = e^{6,40\varphi + 0,0273},$$

где φ – угол внутреннего трения, градус.

Коэффициент α_3 характеризует уменьшение пригрузки на призму выпора за счёт действия силы трения T , действующей по цилиндрической поверхности, по сравнению с бытовым вертикальным напряжением и определяется согласно указаниям [1] в зависимости от величины E – силы активного давления грунта на цилиндрическую поверхность (рисунок 1).

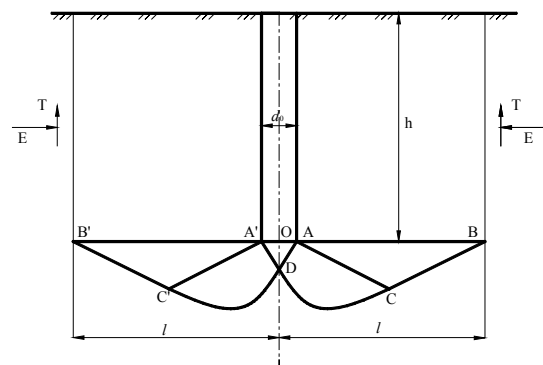


Рисунок 1 – Расчетная схема В.Г. Березанцева

Коэффициент α_4 не имеет строгого теоретического обоснования и принимается равным 0,17...0,34 в зависимости от φ . Однако его появление обусловлено тем, что рассчитываемое по приведенной методике значение R (без α_4) оказывается явно завышенным по

О ПРОБЛЕМЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЛОБОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ БУРОВЫХ СВАЙ ФУНДАМЕНТОВ ОПОР МОСТОВ

сравнению с фактическими данными. Это, в свою очередь, связано, во-первых, с теми изменениями, которые были внесены в таблицы СНиП по сравнению с оригинальным решением В.Г. Березанцева [2], а, во-вторых, со спецификой проявления прочностных свойств в условиях работы грунта под нижним концом сваи.

Специфика работы грунта под нижним концом сваи обусловлена, прежде всего, большими величинами напряжений. Так, если стандартные характеристики прочности грунта – угол внутреннего трения φ и удельное сцепление c – определяются, как правило, при величине нормальных напряжений по площадкам сдвига 0,1...0,3 МПа, реже до 0,6 МПа, то напряжения, возникающие под нижним концом сваи, могут достигать значений 10 МПа и выше [1].

Особенность проявления прочностных свойств грунта при больших давлениях состоит в том, что график сдвига (зависимость предельных касательных напряжений τ_n от нормальных σ_n по площадкам сдвига) приобретает ярко выраженный нелинейный характер. Это означает, что с увеличением давления внутреннее трение грунта уменьшается, а связность растет. Применительно к стандартным характеристикам, которые представляют собой геометрические параметры линейного графика сдвига, здесь можно говорить о мгновенных параметрах прочности φ и c , изменяющихся в зависимости от достигнутого уровня напряженного состояния в точке.

Экспериментальные определения прочности грунтов при больших давлениях, например, проводились на кафедре «Геология, основания и фундаменты» СГУПС П.С. Вагановым [4]. Здесь испытывались среднезернистые песчаные грунты, а также фракционированные пески. Опыты проводились в сдвиговом приборе и в стабилометре. График сдвига определялся в диапазоне нормальных напряжений по площадкам сдвига $\sigma_n = 0...2,5$ МПа.

По результатам испытаний можно было выделить начальный участок ($\sigma_n \approx 0,1...0,5$ МПа), в пределах которого зависимость τ_n (σ_n) вполне удовлетворительно аппроксимируется прямой линией. Весь диапазон нагружения (σ_n от 0 до 2,5 МПа) может быть аппроксимирован как прямой, так и кривой, но

при этом криволинейная аппроксимация, безусловно, предпочтительнее.

В настоящей работе предлагается рассматривать указанные аппроксимации графиков сдвига не в плоскости напряжений (τ_n σ_n) по площадкам сдвига, а в плоскости полуразности и полусуммы главных напряжений (τ, σ). Тогда условие прочности примет вид:

$$\begin{aligned} \tau &= \tau(\sigma) \quad \tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2, \\ \sigma &= (\sigma_1 + \sigma_3)/2 \end{aligned} \quad (3)$$

где σ_1, σ_3 – главные напряжения.

Пусть в качестве нелинейной аппроксимации будет принята функция вида

$$\tau = a \cdot \ln(b \cdot \sigma + 1), \quad (4)$$

где a и b – параметры кривой.

На рисунке 2 представлены аппроксимационные зависимости графиков сдвига в плоскости главных напряжений по одной из серий упомянутых выше опытов [3].

Рассмотрим решение ТПРГ осесимметричной задачи вне концепции полной пластичности с условием прочности вида (3). Таким образом, в цилиндрических координатах $Orz\theta$ предельное равновесие грунтовой среды в условиях осевой симметрии определяется системой уравнений

$$\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial r} + \frac{\tau_{rz}}{r} &= \gamma; \\ \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} &= 0. \end{aligned} \quad (5)$$

$$\tau = \tau(\sigma).$$

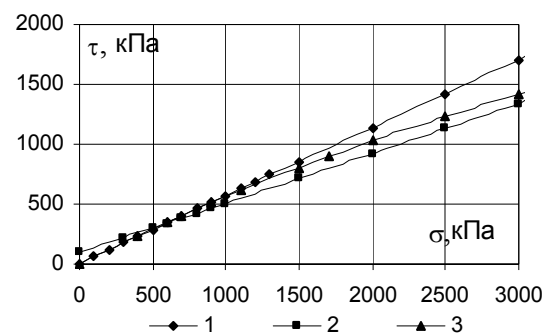


Рисунок 2 – Аппроксимации одной из серий опытов: 1-прямая Кулона, аппроксимирующая начальный участок графика сдвига; 2 - прямая Кулона, аппроксимирующая график сдвига во всем диапазоне давлений; 3 - нелинейная аппроксимация графика сдвига во всем диапазоне давлений

Компоненты тензора предельных напряжений связаны с главными напряжениями следующим образом:

$$\left. \begin{matrix} \sigma_z \\ \sigma_r \end{matrix} \right\} = \sigma \pm \tau \cos 2\alpha; \tau_{rz} = \tau \sin 2\alpha, \quad (6)$$

Тангенциальное напряжение в условиях осесимметричной задачи выражается формулой [2]

$$\begin{aligned} \sigma_\theta &= \sigma_3 + m \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \\ &= \sigma + \tau(m - 1), \quad 0 \leq m \leq 2 \end{aligned} \quad (7)$$

Условию полной пластичности отвечают значения $m = 0$ или $m = 2$, промежуточным значениям параметра m соответствует состояние неполной пластичности [2].

Подставляя выражения (6) в уравнения равновесия (5), и учитывая (7), получим основную систему уравнений осесимметричной задачи ТПРГ:

$$\begin{aligned} (1 + \tau' \cos 2\alpha) \frac{\partial \sigma}{\partial z} + \tau' \sin 2\alpha \frac{\partial \sigma}{\partial r} - \\ - 2\tau \sin 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial z} + 2\tau \cos 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial r} + \frac{\tau}{r} \sin 2\alpha = \gamma; \\ \tau' \sin 2\alpha \frac{\partial \sigma}{\partial z} + (1 - \tau' \cos 2\alpha) \frac{\partial \sigma}{\partial r} + 2\tau \cos 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial z} + \\ + 2\tau \sin 2\alpha \frac{\partial \alpha}{\partial r} - \frac{\tau}{r} (m - 1 + \cos 2\alpha) = 0. \end{aligned}$$

К этим уравнениям присоединяются выражения для полных дифференциалов:

$$d\alpha = \frac{\partial \alpha}{\partial z} dz + \frac{\partial \alpha}{\partial r} dr, \quad d\sigma = \frac{\partial \sigma}{\partial z} dz + \frac{\partial \sigma}{\partial r} dr.$$

Разрешая полученную систему четырёх уравнений относительно частных производных $\frac{\partial \alpha}{\partial z}, \frac{\partial \alpha}{\partial r}, \frac{\partial \sigma}{\partial z}, \frac{\partial \sigma}{\partial r}$ и приравнявая числители и знаменатели полученных выражений к нулю, можно получить каноническую систему уравнений осесимметричной задачи статики сыпучей среды для произвольного условия прочности:

$$\begin{aligned} \frac{dr}{dz} &= \frac{\sin 2\alpha \pm \sqrt{1 - \tau'^2}}{\tau' + \cos 2\alpha} = \operatorname{tg}(\alpha \pm \mu), \\ d\sigma \pm 2 \frac{\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}} d\alpha &= \frac{\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}} [(m - 1) \times \\ \times (\sqrt{1 - \tau'^2} dr \pm \tau' dz) \pm dz] \frac{1}{r} + \\ + \gamma (dz \mp \frac{\tau'}{\sqrt{1 - \tau'^2}} dr). \end{aligned} \quad (8)$$

Верхние знаки в выражениях (8) соответствуют характеристикам первого семейства, нижние – второго семейства.

Особенностью системы (8) является то, что при приближении к оси симметрии первое слагаемое в правой части второго уравнения обращается в неопределенность типа $[0/0]$.

Действительно, в силу симметрии на оси Oz угол α может принимать значения 0 или $\pm \pi/2$, при этом параметр m будет равен соответственно 0 или 2. Учитывая первое из уравнений (8), имеем указанную неопределённость.

Для раскрытия данных неопределённостей было использовано правило Лопитала при $r \rightarrow 0, \alpha \rightarrow 0, m = 0$ и :

$$\text{при } r \rightarrow 0, \alpha \rightarrow \pm \frac{\pi}{2}, m = 2$$

$$\begin{aligned} \lim_{\substack{r \rightarrow 0 \\ \alpha \rightarrow 0}} \frac{\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}} [-(\sqrt{1 - \tau'^2} dr \mp \tau' dz) \pm dz] \frac{1}{r} = \\ = \mp \frac{2\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}}; \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \lim_{\substack{r \rightarrow 0 \\ \alpha \rightarrow \pm \frac{\pi}{2}}} \frac{\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}} [(\sqrt{1 - \tau'^2} dr \pm \tau' dz) \pm dz] \frac{1}{r} = \\ = \mp \frac{2\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}}. \end{aligned}$$

Таким образом, для малой окрестности оси симметрии каноническая система уравнений имеет вид:

$$\frac{dr}{dz} = \frac{\sin 2\alpha \pm \sqrt{1 - \tau'^2}}{\tau' + \cos 2\alpha} = \operatorname{tg}(\alpha \pm \mu); \quad (10)$$

$$\begin{aligned} d\sigma \pm 4 \frac{\tau}{\sqrt{1 - \tau'^2}} d\alpha = \\ = \gamma (dz \mp \frac{\tau'}{\sqrt{1 - \tau'^2}} dr). \end{aligned}$$

Все вычисления осуществлялись методом конечных разностей по линиям скольжения, которые являются характеристиками системы уравнений (8,10) гиперболического типа посредством итераций на каждом шаге интегрирования [6].

Была выполнена серия расчетов предельной нагрузки или лобового сопротивления буровых свай для различных аппроксимаций закона Кулона-Мора в плоскости главных напряжений: линейная аппроксимация начального участка (в диапазоне давлений от 0 до 0,5 МПа), линейная аппроксимация всего участка (в диапазоне давлений от 0 до 2,5 МПа) и нелинейная аппроксимация всего участка в виде логарифмической кривой. На рисунке 3 представлены результаты указанного расчёта в виде зависимости расчётного сопротивления R (кПа) от боковой пригрузки q , кПа без понижающего коэффициента α_4 . Также произведено сопоставление

О ПРОБЛЕМЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЛОБОВОГО СОПРОТИВЛЕНИЯ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ ПОД НИЖНИМ КОНЦОМ БУРОВЫХ СВАЙ ФУНДАМЕНТОВ ОПОР МОСТОВ

с величинами R , полученными по методике нормативных документов с использованием коэффициента α_4 .

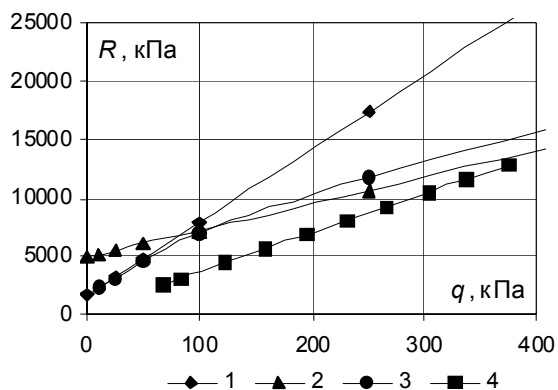


Рисунок 3 – Результаты расчётов лобового сопротивления грунта при различных аппроксимациях графика сдвига и по методике СНиП 2.02.03–85*: 1 – решение при условии прочности в виде прямой Кулона аппроксимирующей начальный участок; 2 – то же для всего участка; 3 – решение при условии прочности в виде нелинейной аппроксимации всего участка $\tau = 1950 \ln(0,00031\sigma + 1)$; 4 – согласно решению СНиП 2.02.03 – 85 «Свайные фундаменты»

Из графиков видно, что прямая, аппроксимирующая начальный участок справедлива лишь для небольших пригрузок (до 100 кПа), что очень часто встречается в практике изысканий и проектирования грунтовых оснований фундаментов мелкого заложения про-

мышленных и гражданских сооружений, при дальнейшем увеличении пригрузки проявляется нелинейный характер зависимости расчётного сопротивления R под нижним концом буровой сваи от пригрузки q . Данное обстоятельство было учтено введением логарифмической зависимости (4) которая наиболее точно описывает характер работы грунтов при больших давлениях для приводимых выше опытных данных.

Из вышесказанного можно сделать вывод, что при проектировании свайных фундаментов транспортных сооружений учет влияния напряженного состояния на прочность грунта обязателен. При этом можно отказаться от коэффициента α_4 , и одновременно обоснованно повысить значение R .

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.02.03-85*. «Свайные фундаменты».
2. Березанцев В.Г. Расчет прочности оснований сооружений. - Л.: Гос. издательство литературы по строит., арх. и строит. материалам, 1960. - 138 с.
3. Караулов А.М. Несущая способность оснований осесимметричных фундаментов. – Новосибирск: Изд-во СГУПС, 2002. - 104 с.
4. Ваганов П.С. Определение параметров прочности песчаных грунтов // Инженерно-геологические условия и особенности фундаментостроения при транспортном строительстве в условиях Сибири: Труды НИИЖТа, вып. 180. – Новосибирск: Изд-во НИИЖТа, 1977. – С. 53-61.