

ментов уплотнения// Геотехника Поволжья–99: Сборник трудов. – Йошкар-Ола: Салика, 1999.- С. 58-64.

УДК 626.823.2

ПРО ВПЛИВ НЕГАТИВНОГО ТЕРТЯ НА ВЕЛИЧИНУ ОСІДАННЯ БУРОНАБИВНИХ ПАЛЬ

В.С.КОРЯКІН – к.т.н., доц., Херсонський ДАУ

У практиці будівництва цивільних, промислових та гідромеліоративних споруд широко використовуються пальові фундаменти усіх видів.

У льосових просідаючих ґрунтах на півдні України усе частіше застосовуються фундаменти із буронабивних паль із розвитою площею опирання (п'ятою) на несучий непросідаючий прошарок.

Як правило, несуча здатність таких паль визначається сумою сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем (п'ятою) палі та на її бічній поверхні. У просідаючих ґрунтах II-го типу, коли розмір осідання, що виявляється, більше 5см від впливу замочування, ґрунт нависає на бічну поверхню пальдодатково пригружає їхньою власною вагою навколишнього ґрунту. Обсяг навислого ґрунту буде залежати від довжини, діаметра і п'яти палі, рогу внутрішнього тертя ґрунту. Додаткове навантаження на палю зростає на розмір сил негативного тертя. У цих випадках БНіП 2.02.03-85 рекомендує, що якщо на бічну поверхню паль можливо прояв негативних сил тертя, то осідання пальового фундаменту з висячих паль варто визначити як для умовного фундаменту, що приймається обмеженим із боків вертикальними площинами, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстань:

$$h_{mt} = \operatorname{tg} \varphi_{II,mt} \cdot L_{CB}$$

де h_{mt} – відстань від нижніх кінців до глибини h_{sl} ;

$\varphi_{II,mt}$ - обчислені значення кутів внутрішнього тертя, обумовлене в межах прошарків на глибині.

У світлі останніх даних [1] обсяг умовного масива ґрунта має циліндричну форму, по висоті рівній просадочному шару з зоною нависання ґрунту $2,85 \dots 4d$ (де d – діаметр буронабивної палі). Тоді, використовуючи це положення, наші дослідження показують, що

контури умовного масиву ґрунту будуть визначатися не постічним розміром, а мати значний діапазон змін.

Отже, для буронабивних паль довжиною до 8.5 м, діаметр стовбура 0.5...0.6 м варто приймати відстань віддалену від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль $h_{mt}=L_{cb} \operatorname{tg} \varphi_{II,mt}$, що буде відповідати 4...4.5d палі навколишнього масиву; для паль довжиною 8.5...14.5 м діаметром стовбура 0.5м варто приймати $h_{mt}=L_{cb} \operatorname{tg} \varphi_{II,mt}/2$; і для паль довжиною до 20 м $h_{mt}=L_{cb} \operatorname{tg} \varphi_{II,mt}/4+d$ (що відповідає 4d).

Додаткове навантаження від власної ваги масива ґрунту для паль довжиною 8.5; 14.5; 20 м відповідно складе 450кН; 746кН; 1004кН, а тиск, що додатково пригружає =0.143; 0.237; 0.32 МПа, що призведе до збільшення осідання будівель та споруд на просідаючих ґрунтах. Слід зазначити, що відповідно БНІП 2.02.01-83 допустимий розрахунковий опір R_o для осідаючих замочених ґрунтів рекомендується приймати при їхній щільності $\rho_d=1.35...1.55 \text{ т/м}^3$ для супісів 0.15-0.18 МПа, суглинків – 0.18...0.20 МПа. Зіставлення останніх значень R_o із розміром тиску, що додатково пригружає, свідчить про те, що основа може бути перегружена в 1.6 разів.

Розрахунок осідання одиночної буронабивної палі довжиною 8.5 м, діаметром стовбура 0.5 м, уширення 1.6 м із урахуванням негативного тертя, пригружуючого тиску $h_{mt}=L_{cb} \operatorname{tg} \varphi_{II,mt}$ при неповній прорізіці просадочної товщі у льосових ґрунтах II типу показує, що пружні деформації стовбура палі дуже малі і складають 0.5...1.5 мм. Осідання п'яти при навантаженні 1000 кН – 1.97 см; осідання палі, викликане негативним та пригружуючим тиском – 1.95см. Розмір осідання просадочної товщі S_{sl} потужністю $h_i=5.8$ м при коефіцієнті відносного осідання, визначеному за результатами штампових іспитів на рівні глибини закладення п'яти палі = 0.023 $S_{sl}=h_i^*=13.3\text{см}$. Загальний розмір осідання склав 17.22см.

Статичні польові іспити одиночної палі зазначених параметрів при повному замочуванні ґрунту основи через дренажні свердловини під навантаженням 1000кН показали, що загальний розмір осідання досяг 14.34см.

Таким чином проведені польові експерименти та теоретичні дослідження роботи буронабивних паль в льосових ґрунтах (2,3,4,5) дозволяють прогнозувати розвиток їхньої деформації і основ негативного тертя і тиску. Розрахунковий розмір осідання одиночної палі в загальному випадку буде мати вигляд (2,3,4,5):

$$S = \Delta_{y.c.} + S_{y.c.} + S_n^{(i)} + \Delta_{y.c.}^H + S_n^H \quad (1)$$

$$S = \frac{1}{2} \frac{(T_{np} + T_c + P_n)}{E_{\delta} A_{np}} + \left[\frac{(P_{СТР} + R_n)}{KEF_n} + \frac{P_{mac}}{D_{y.c.} E_{ep}} \right] \omega(1 - \mu^2) \quad (2)$$

Останнє вирішення (2) отримано на підставі закону Гука, формули Шлейхера та законів механіки ґрунтів стосовно осадок пильових фундаментів. При цьому повинно бути дотримана умова : $S < S_{u,mt}$, де S – розрахунковий розмір палі; $S_{u,mt}$ – граничні значення середньої осадки запроектованого будинку.

Використовую формулу (2), можливо заздалегідь побудувати графік залежності осадки палі від навантаження $S = f(P)$, визначити та призначити розрахункове навантаження на палю, виходячи з гранично-допустимого розміру осадки та різниці осадок при різних ґрунтових умовах (рис. 2) з урахуванням розміру негативного тертя. Крім цього, в окремих випадках можливо відмовитися від проведення дорожніх статичних випробувань буронабивних палей.

Дослідження показали, що в початковий період під впливом зовнішнього навантаження осадка голови палі знаходиться за допомогою пружно-зсувних деформацій стовбура палі від T_{np} та T_c , підраховані за формулою Гуна, де T_{np} та T_c – відповідно, крайове значення сил тертя спокою та руху, визначається за таблицями БНІП. Значення T_{np} та T_c можливо також встановити за графіками $S = f(P)$ проведення іспитів палей – тертя з вивільною п'ятою [4].

Після здолання граничних сил тертя, різниця зовнішнього навантаження та цих сил буде передаватися на п'яту палі, викликаючи пружні деформації основи, зв'язані з руйнацією її структурних зв'язків навантаженням $P_{СТР}$, тоді осадка п'яти $S_{c.y.}$ за рахунок пружного стискання основи можливо визначити за формулою Шлейхера. Далі, роздвільюючись роботу п'яти як глибоко закладеного фундаменту, визначаємо її осадку $S_{n(i)}$ як лінійно залежної від сприймаемого нею навантаження зі змінним модулем деформації ґрунту, який знаходять за тією ж самою формулою Шлейхера.

В процесі замочування ґрунта основи льосовидних ґрунтів виникають допоміжні деформації, викликані просіданням. Нависання ґрунта на бічну поверхню палей викликає негативне тертя та деформацію стовбура від P_n , об'єм навислого просадочного ґрунту навантажує основу навантаженням P_{max} , в межі умовного контура D_y . Додаткова деформація стовбура палі та основи знаходиться за такими ж формулами. Розмір негативного тертя та сил негативного тертя на бічній поверхні знаходиться як для повністю водонасиченої основи.

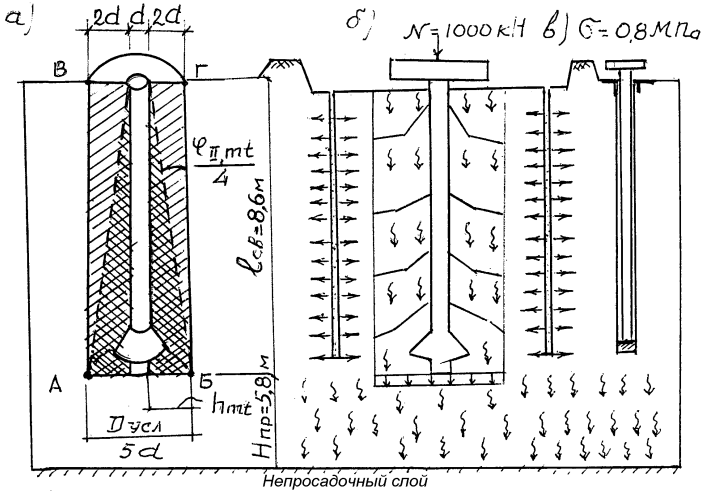


Рисунок 1. Схеми: а) умовного масиву ґрунту біля палі $L=8,6 \text{ м}$, діаметром стовбура $0,5 \text{ м}$, уширення $1,6 \text{ м}$; б) роботи ґрунту з урахуванням негативного тєртя при замочуванні; в) встановлення круглого штампу площею 600 см^2 у свердловину.

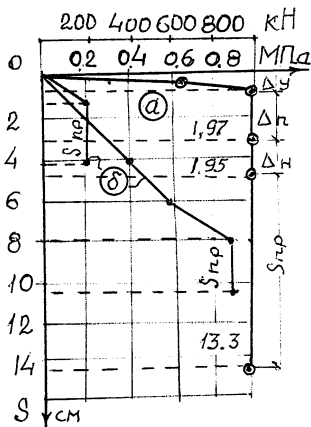


Рисунок 2: а) буронабивної палі від навантаження; б) штампу від тиску. Графік залежності осідання:

Література:

1. Научно-технический отчёт Среднеазиатского филиала НИИОСПа за №02850 875393 за 1985г Душанбе.

2. Корякин В. С. К расчету буронабивных свай по первой группе предельных состояний. Тезисы докладов научно-практической конференции ч2. Эффективность научных исследований в промышленном и сельскохозяйственном производстве. АНУ, УАА, ЮНЗ Херсон, 1993г. стр. 95...96.
3. Корякин В. С. Инженерный метод расчета буронабивных свай по двум группам предельных состояний. Там же стр. 99...101.
4. Корякин В. С. К методу расчета буронабивных свай по деформациям (Таврійський науковий вісник – 1996 №11 стр. 367...369).
5. Корякин В. С. До розрахунку осадки одиночної буронабивної палі з обліком негативного тертя. (Таврійський науковий вісник №5 частина 2 стр. 133...134, Херсон, 1998р.)

УДК 625.7/8

***МЕТОДОЛОГІЧНІ АСПЕКТИ ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКТУ
ДЛЯ ОЦІНКИ ЕФЕКТИВНОСТІ АРМУВАННЯ ГЕОМАТЕРІАЛАМИ
НИЖНІХ ШАРІВ ТА ОСНОВИ НЕЖОРСТКИХ ДОРОЖНІХ ОДЯГІВ***

В.Я.САВЕНКО – д.т.н., проф., академік ТАУ та АБУ (УТУ),
В.В.ПЕТРОВИЧ – к.т.н., .ст. наук. спів., чл.-кор. АБУ (УТУ),
В.І.КАСЬКІВ – к.т.н., доц. (УТУ),
О.Ю.УСИЧЕНКО – (УТУ)

Важливою умовою розширення арсеналу і підвищення обґрунтованості технічних рішень є удосконалення розрахунково-теоретичного забезпечення проектування дорожніх конструкцій з геоматеріалами [1]. Розрахунок ґрунтових споруд з синтетичними включеннями повинен ґрунтуватись на достатньо точному математичному моделюванні напружено-деформованого стану ґрунту і гетекстилів в процесі їх навантаження. В основу програмного комплексу покладений метод кінчноелементної дискретизації в сукупності з уявою про ґрунт як про нелінійно пружно-пластичне тіло[2].

В розрахунках використовувались трикутні кінцеві елементи, так як трикутна форма кінцевого елемента універсальна і може описати любую конфігурацію поперечного перетину.

Ґрунтова споруда може складатись з тіл, що мають різні жорсткості. Це приводить до розривності поля деформацій на межі розподілу. Ця особливість робить неможливим застосування елементів з порядком апроксимації вище першого. Ця ж вимога є безумовною і через врахування такої важливої особливості ґрунту як значна зміна його механічних властивостей в процесі деформування. Як наслідок метод кінцевих елементів (МКЕ) повинен базуватись на варіаційному принципі Лагранжа і використовувати трикутні кінцеві