ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

УДК 624.154

НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ ПОХИЛОЇ БУРОІН'ЄКЦІЙНОЇ ПАЛІ

BEARING CAPACITY OF INCLINED BORO-INJECTION PILE

Фурсович М.О., к.т.н., доцент, ORCID 0000-0003-4519-9589, **Супрунюк В.В., к.т.н., доцент,** ORCID 0000-0001-9534-4460, **Зятюк Ю.Ю., к.т.н., доцент,** ORCID 0000-0003-3831-6599, **Павлюк А.П., к.т.н., доцент,** ORCID 0000-0003-3958-0519, **Скрипник М.М., к.т.н., ст. викл.,** ORCID 0000-0003-4947-3477 (Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне).

Fursovych M.A. PhD, senior teacher, ORCID 0000-0003-4519-9589, **Suprunyuk V.V. PhD, senior teacher,** ORCID 0000-0001-9534-4460, **Ziatiuk Y.Y., PhD, senior teacher,** ORCID 0000-0003-3831-6599, **Pavlyuk A.P., PhD, senior teacher,** ORCID 0000-0003-3958-0519, **Skrypnyk M.M., PhD, senior teacher,** ORCID 0000-0003-4947-3477 (National University of Water and Environmental Engineering).

Розглянуто теоретичні питання визначення несучої здатності похилих буроін'єкційних паль при підсиленні фундаментів мілкого закладання.

The theoretical issues of determining the bearing capacity of inclined bore-injection piles when strengthening foundations of shallow laying are considered.

Ключові слова: буроін'єкційна паля, підсилення фундаментів, несуча здатність.
Boro-injection piels, strengthening of foundations, bearing capacity.

Вступ. Складні інженерно-геологічні умови для будівництва майже на всій території України (просідні та набухаючі ґрунти, заторфовані, підроблювані, підлеглі зсувним процесам території, пливуни та інші структурно нестійкі і слабкі ґрунти) створюють труднощі та ускладнення як під час проектування та зведення будівель і споруд, так і в процесі їх експлуатації.

Технічне переобладнання виробництва і реконструкція старих капітальних будівель є одним з основних завдань сучасної економіки. Реконструкції і модернізації підлягають не тільки старі промислові споруди. Поряд з розвитком нового житлового будівництва, значних робіт з

реконструкції і модернізації (в тому числі з надбудовою) потребують старі капітальні житлові і громадські будівлі.

Необхідність підсилення основ і фундаментів існуючих будівель зумовлена переважно такими факторами як прийняття помилкових проектних рішень, неякісне виконання будівельно-монтажних робіт, порушення правил технічної експлуатації та збільшення навантажень на основи в процесі реконструкції будівель.

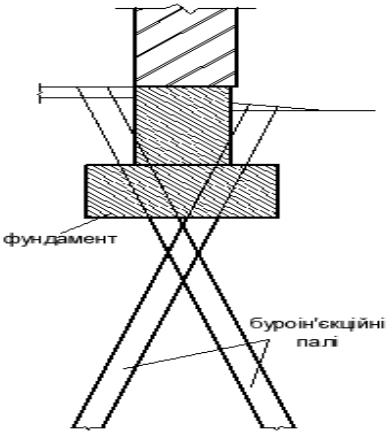

Рис. 1. Схема підсилення фундаменту

Найбільші труднощі виникають під час підсилення і реконструкції фундаментів, особливо в складних інженерно-геологічних умовах. На даний час існує багато ефективних способів підсилення фундаментів будівель: збільшення розмірів підошви і глибини закладання фундаментів; зміцнення ґрунтових основ; підводка паль під існуючі фундаменти. Найбільш часто в нашій країні підводять під фундаменти буроін'єкційні (коренеподібні) палі. З вітчизняного та зарубіжного досвіду використання буроін'єкційних паль відомо, що цей спосіб дозволяє одержати гарантований результат в умовах максимальної механізації робіт та при порівняно низькій і вартості.

В окремих випадках підсилення фундаментів проводиться похилими буроін'єкційними палями. В цьому випадку постає питання визначення несучої здатності палі за таких умов її роботи. Як відомо, згідно з ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» [2] при проектуванні пальових фундаментів за наявності вертикальної і горизонтальної складової навантаження (вертикальне навантаження, які передається на похилу палю, можна розкласти на поздовжню і поперечну складову) визначення несучої здатності палі за властивостями ґрунту основи у вертикальному напрямку проводиться без врахування дії горизонтального навантаження.

Отже, в аналітичних залежностях, рекомендованих ДБН, не враховується взаємний вплив вказаних навантажень. Хоча під час проведення експериментальних досліджень паль на вертикальне навантаження при прикладанні додаткового горизонтального навантаження [3, 5, 6] спостерігається ріст вертикальних деформацій палі та відрив задньої бічної поверхні паді від ґрунту. Саме відрив задньої бічної поверхні палі від ґрунту і викликає неточності між фактичною роботою палі і її розрахунковою схемою (рис. 2.), рекомендованою в [2], оскільки при фактичній роботі полі за такої дії навантажень виключається з роботи певна частина її бічної поверхні, проте додатково збільшується опір ґрунту на передній бічній поверхні за рахунок її обтиснення горизонтальним навантаженням.

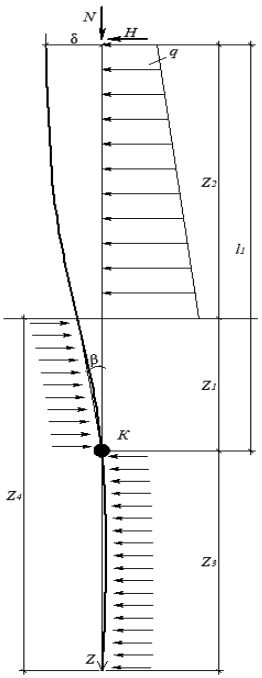

Рис. 2. Розрахункова схема палі

Припустимо, що паля під дією докладених до неї сил деформується згідно семи на рис. 2. Величина Z_1, визначає точку *K* (точку нульових переміщень Т.Н.П.), вище якої реакція ґрунту діє з однієї сторони палі, а нижче - з протилежної. Оскільки деформування палі нижче Т.Н.П., незначне (гнучка паля), будемо рахувати в цій точні умовний шарнір [1]. Отже, спочатку потрібно знайти Т.Н.П., після чого можна визначати несучу здатність палі по ґрунту основи.

Фундамент мілкого закладання після підсилення його похилими буроін'єкційними палями є залізобетонна рама, закріплена в ґрунтовому середовищі, де ригелем є ростверк (існуючий фундамент), а стояками - палі. Якщо враховувати "жорсткість надфундаментної частини будівлі, - прийняти ригель рами абсолютно жорстким, то розрахунок можна спростити, тобто проводити розрахунок окремої палі.

Згідно з розрахунковою схемою (рис. 2), несуча здатність палі за властивостями ґрунту основи за таких умов її роботи складається з:

- несучої здатності ґрунту під нижнім кінцем палі;
- несучої здатності ґрунту від нижнього кінця палі до Т.Н.П.;
- несучої здатності ґрунту від Т.Н.П. до голови палі.

Визначення першої та другої складової не викликає ускладнень. Для визначення третьої складової необхідно знайти відстань до Т.Н.П.

Знаходження Т.Н.П. Розглянемо стрижень постійного поперечного перерізу за дії на нього вертикального і горизонтального навантажень від маси будівлі та просідного ґрунту. Частина стержня довжиною Z_4 розміщена в пружно-деформованому середовищі.

Задачу будемо вирішувати виходячи з наступних припущень:

- ґрунт розглядається як пружно-деформоване середовище з лінійно зростаючим з глибиною коефіцієнтом жорсткості [2];

- враховуються сили тертя між стержнем і ґрунтом на робочих ділянках вертикальних граней;

- значення нормального тиску ґрунту на стержень у кожній точці його вертикальної робочої поверхні приймається прямопропорційним глибині розміщення цієї точки від поверхні непросідного ґрунту Z'.

Для виведення розрахункових формул тиску ґрунту на передні і задні грані будемо враховувати, так звану, "розрахункову ширину стержня" (буроін'єкційної палі), яка визначається за формулою:

$$b_p = k_f k_0 d\,, \tag{1}$$

де d - діаметр поперечного перерізу палі; k_f = 0,9 - коефіцієнт, який враховує вплив поперечного перерізу палі на опір ґрунту [4]; $k_0 = 1{,}5 + 0{,}5/d$ - коефіцієнт, який враховує фактичні умови роботи палі (просторові) в умовах плоскої задачі [4].

Тоді (1) матиме вигляд

$$b_p = k_f(0{,}5 + 1{,}5d) \tag{2}$$

Розглянемо випадок, коли паля знаходиться в однорідному середовищі. Під дією поздовжніх і поперечних сил паля деформується, повертаючись навколо Т.Н.П. на кут β. При цьому на глибині Z' від поверхні непросідного ґрунту горизонтальне переміщення палі y' і тиск q_y відповідно дорівнюють

$$y' = (z_1 - z')tg\beta \tag{3}$$

$$q_y = y'K' = (z_1 - z')tg\beta K' \tag{4}$$

де K' - коефіцієнт жорсткості основи при боковому тиску на глибині Z'.

Для визначення невідомої величини Z_1, складемо рівняння рівноваги у і вигляді рівності нулю всіх сил, які діють на вертикальну вісь Z і суми моментів всіх сил відносно Т.Н.П.

$$\sum z = 0; \quad -N - Ttg\beta + F_1 + F_2 = 0 \tag{5}$$

$$\sum M(K) = 0; Ny + T(y-d)/4)tg\beta + H(z_2 + z_1) + \\ + G(z_3 + z_1)tg\beta - F_1 d/4 + F_2 d/4 - \int_0^{z_4} q_y b_y z' dz = 0 \tag{6}$$

У виразах (5) і (6): G - горизонтальне навантаження від просідного ґрунту з урахування розрахункової ширини палі; T- втискуюче навантаження від просідного ґрунту

$$F_1 = \int_{z_4 - z_4}^{z_4} q_y f b_p dz \tag{7}$$

$$F_2 = \int_0^{z_4 - z_1} q_y f b_p dz\,, \tag{8}$$

де f - коефіцієнт тертя ґрунту по бетону.

Підставивши значення q_y, F_2 та F_2 у вирази (5) і (6) після перетворень і інтегрування отримаємо

$$N = Ttg\beta + f\frac{K}{3z_4} b_p tg\beta (z_4^3 - 5z_4^2 z_1 + 6z_4 z_1^2 - \frac{2}{3} z_1^3 \tag{9}$$

$$N = \frac{Kb_p tg\beta z_4}{y}\left(\frac{z_1 z_4}{3} + \frac{z_4}{4} + \frac{dfz_1}{8} - \frac{dfz_4}{12} - \right.$$
$$\left. - \frac{h(z_2 + z_1)}{Kb_p z_4} - \frac{G(z_3 + z_1)}{Kb_p z_4} - \frac{T(y - d/4)}{Kb_p z_4}\right. \tag{10}$$

Рішення виразів (9) і (10) разом зводиться до однорідного рівняння третього ступеня відносно невідомого z_1

$$A_3 z_1^3 - A_2 z_1^2 + A_1 z_1 - A_0 = 0\,, \tag{11}$$

$$A_3 = \frac{2fy}{3} \tag{12}$$

$$A_2 = 6fyz_4 \tag{13}$$

$$A_1 = 5fyz_4^2 + z_4^3 + \frac{3dfz_4^2}{4} + \frac{3z_4(H+G)}{Kb_p} \tag{14}$$

$$A_0 = fyz_4^3 + 3\frac{3z_4^4}{4} + \frac{dfz_4^3}{4} +$$
$$+ \frac{3z_4(Hz_2 + Gz_3)}{Kb_p} + \frac{3z_4 T(2y - d/4)}{Kb_p} \tag{15}$$

Горизонтальне переміщення y на рівні непросідних ґрунтів знаходиться за відомим методом [4].

В окремому випадку, за умови відсутності просідних ґрунтів, вирази (14) і (15) матимуть вигляд

$$A_1 = 5fyz_4^2 + z_4^3 + \frac{3dfz_4^2}{4} + \frac{3z_4 H}{Kb_p} \tag{16}$$

$$A_0 = fyz_4^3 + 3\frac{3z_4^4}{4} + \frac{dfz_4^3}{4} \tag{17}$$

Для знаходження відстані то Т.Н.П. можна також скористатися

загальновідомими теоретичними рівняннями деформації поздовжньої осі палі [7], обмеживши її деформацію у горизонтальному напрямку, згідно вимог [2], десятьма міліметрами

$$z_1 = -\frac{H}{2EIn^2}\, t^{-\alpha}\left(\frac{\cos \mu z}{\alpha} + \frac{\sin \mu z}{\mu}\right), \tag{18}$$

де $n = \sqrt[4]{\frac{K}{EI}}$; $\alpha = \sqrt{\frac{n^2 + m^2}{2}}$; $\mu = \sqrt{\frac{n^2 - m^2}{2}}$; $m^2 = \frac{K}{2EI}$, (19)

де *EI* - жорсткість поперечного перерізу палі; *K* - коефіцієнт пропорційності для ґрунту; *H, N* - відповідно горизонтальне та вертикальне навантаження на палю.

Враховуючи громіздкість виразу (18) і складність розрахунку за ним доцільніше користуватися більш простою апробованою емпіричною залежністю з визначення відстані до Т.Н.П. [5]

$$z_1 = 12EI\beta\delta / H\,, \tag{20}$$

де β - емпіричний коефіцієнт, який характеризує взаємодію палі з ґрунтом.

Знайшовши відстань до Т.Н.П. подальші розрахунки з визначення несучої здатності палі за властивостями ґрунту основи можна проводити згідно з методикою ДБН за запропонованою аналітичною залежністю

$$F_d = \gamma_c A_i \cos\psi \sum_{i=1}^{n}\left[p_i(tg\psi + tg\varphi_{Ii}) + c_{Ii}\right] + \gamma_c\left[\pi d\sum_{i=1}^{n} f_i h_i \gamma_{cfi} + \gamma_{cR}\frac{\pi d^2}{4}\right], \tag{21}$$

Фактично перша складова формули (21) враховує роботу палі від голови палі до Т.Н.П., друга – після Т.Н.П.

В формулі (21) γ_c, γ_{cR}, γ_{cfi} , R, f_i , h_i - те ж, що і в формулі (Н.2.1) [2]; A_{Ii} - площа бічної поверхні палі в межах *i-го* шару ґрунту; φ_{Ii}, c_{Ii},- кут внутрішнього тертя та питоме щеплення в межах *i-го* шару ґрунту; d - діаметр поперечного перерізу палі; ψ - кут нахилу палі до вертикальної осі Z; p_i, - опір ґрунту на бічній поверхні палі, який визначається за формулою 2 додатка 2 [7]

$$p_i = \left[\frac{E_i}{4p_{0,i}\left(1-\nu_i^2\right) - 2p_{0,i}\left(2-\nu_i\right)}\right]^{\xi}\left(p_{p,i} + c_{I,i}ctg\varphi_{I,i}\right) - c_{I,i}ctg\varphi_{I,i} \tag{22}$$

де E_i - модуль деформації ґрунту *i-го* шару ґрунту; ν_i - коефіцієнт Пуассона *i-го* шару ґрунту; ξ- коефіцієнт, значення якого наведені в таблиці

Таблиця 1

Коефіцієнт	Кут внутрішнього тертя ґрунту φ_{Ii}, град									
	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
ξ	0,06	0,12	0,17	0,22	0,26	0,29	0,32	0.35	0,37	0,39
Для проміжних значень кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{Ii}, значення коефіцієнта ξ визначається інтерполяцією.										

Тиск ґрунту $p_{o,i}$ і $p_{p,i}$, визначається за формулами:

$$p_{0,i} = \frac{\nu_i}{1-\nu_i}\gamma_{I,i}h_i \qquad (23)$$

$$p_{p,i} = p_{0,i}(1+\sin\varphi_{Ii} + c\cos\varphi_{Ii} \qquad (24)$$

1. Огранович А.Б. Учет разрыва сплошности грунта при расчете пирамидальных свай на горизонтальную нагрузку. //Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1991, №1.

Ohranovych A.B. Uchet razrыva sploshnosty hrunta pry raschete pyramydalnыkh svai na horyzontalnuiu nahruzku. //Osnovanyia, fundamentы y mekhanyka hruntov. – 1991, №1.

2. ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

DBN V.2.1-10-2009 «Osnovy ta fundamenty sporud».

3. Мальцев А.Т., Сажин В.С. Исследование работы коротких свай в просадочных грунтах при воздействии наклонных сил деформации // Основания, фундаменты и механика грунтов. -1978. - №6.

Maltsev A.T., Sazhyn V.S. Yssledovanye raboty korotkykh svai v prosadochnыkh hruntakh pry vozdeistvyy naklonnыkh syl deformatsyy // Osnovanyia, fundamentы y mekhanyka hruntov. -1978. - №6.

4. Завриев К.С., Шпиро Г.С. Расчет фундаментов мостових опор глубокого заложения. - М: «Транспорт». 1970.

5. Карасев О.В., Таланта Г.П., Бенда С.Ф, Исследование работы одиночных буронабивных свай при различном сочетании нагрузок // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1980, № 3.

Zavryev K.S., Shpyro H.S. Raschet fundamentov mostovykh opor hlubokoho zalozhenyia. - M: «Transport». 1970

Karasev O.V., Talanta H.P., Benda S.F, Yssledovanye raboty odynochnыkh buronabyvnыkh svai pry razlychnom sochetanyy nahruzok // Osnovanyia, fundamentы y mekhanyka hruntov. - 1980, № 3.

6. Фурсович М.О. Робота буроін'єкційних паль при підсиленні фундаментів будівель та споруд, - Автореферат дисертації. - 1997. 7. СНиП 2.02.02-85 «Свайные фундаменты».

Fursovych M.O. Robota buroiniektsiinykh pal pry pidsylenni fundamentiv budivel ta sporud, - Avtoreferat dysertatsii. - 1997. 7. SNyP 2.02.02-85 «Svainыe fundamentы».