

ІНЖЕНЕРНА ОЦІНКА НЕСУЧОЇ СПРОМОЖНОСТІ ПАЛІ за МГЕ

Вінницький національний технічний університет

Анотація. Проблема розробки розрахункової моделі ґрунтової основи, що забезпечує достатню відповідність між результатами розрахунку і дійсністю та доведення алгоритмів цієї моделі до простих в використанні програмних комплексів залишається однією із актуальних проблем сьогодення. Середовище ґрунту вже при помірних зовнішніх навантаженнях зазнає незворотного деформування і входить в групу пластичних тіл, що ущільнюються.

Сучасні методи розрахунку основ в механіці ґрунтів дозволяють оцінити лише їх порядок. Викорстання в якості розрахункового тиску граничної величини, що відповідає кінцю лінійної ділянки графіка "навантаження-осідання" приводять, як правило, до неекономічних рішень.

За рамками класичної механіки ґрунтів залишається неврахованою велика область досліджень зсувних деформації ґрунту при роботі його в пластичній стадії. В той же час резерви пластинної зони дозволяють збільшити навантаження на фундамент коли осідання пружної стадії не сягають гранично допустимого для даної споруди значення.

Для отримання достовірної математичної моделі ґрунту в роботі використано класичну теорію пластичної течії та дилатансійну теорію гранульованих середовищ проф. В.Н. Ніколаєвського, проф. І.П.Бойка. При розрахунках граничного стану дисперсного середовища ґрунту дилатансійна теорія дає можливість вносити в модель пластичної течії поправки, які диктують реологічні експерименти, та моделювати граничний стан ґрунту адекватно експериментальним даним. Значимість отриманих за дилатансійною теорією результатів тривісних досліджень основ [2,3] потребує широкого впровадження та подальшого розвитку її з метою побудови теорії розрахунку основ, яка задовільняла б будівельну практику.

Ключові слова: напружено-деформований стан, несуча спроможність палі, числовий метод граничних елементів.

Abstract. The problem of developing a calculation model of the soil base, which ensures a sufficient correspondence between the calculation results and the reality, and bringing the algorithms of this model to easy-to-use software complexes remains one of the urgent problems of today. Even under moderate external loads, the soil environment undergoes irreversible deformation and is included in the group of compactable plastic bodies.

Modern methods of calculating foundations in soil mechanics allow us to estimate only their order. Using the limit value corresponding to the end of the linear section of the "load-settlement" graph as the design pressure usually leads to uneconomical decisions.

Within the framework of classical soil mechanics, a large area of studies of shear deformations of the soil during its operation in the plastic stage remains unaccounted for. At the same time, the reserves of the plate zone allow to increase the load on the foundation when the settlement of the elastic stage does not reach the maximum permissible value for this structure.

In order to obtain a reliable mathematical model of the soil, the classical theory of plastic flow and the dilatancy theory of granular media of prof. V.N. Nikolaevsky, prof. I.P. Boyka. When calculating the limit state of a dispersed soil medium, the dilatancy theory makes it possible to make corrections to the model of plastic flow dictated by rheological experiments, and to model the limit state of the soil adequately with experimental data. The significance of the results of triaxial foundation research [2,3] obtained by the dilatancy theory requires its wide implementation and further development in order to build a foundation calculation theory that would satisfy construction practice.

Keywords: stress-strain state, bearing capacity of the pile, numerical method of boundary elements

В роботі використано числовий метод граничних елементів (МГЕ) [4].

Основним розрахунковим рівнянням є інтегральне рівняння, отримане К. Бреббія [4] і яке є аналогом системи 15 диференційних рівнянь (статичних рівнянь, геометричних, фізичних):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (1)$$

де u -заданий вектор переміщень на границі фундаментної конструкції;

p - шуканий вектор напруг на границі;

u^* , p^* , σ^* - ядра граничного рівняння (1) – рішення Р. Міндіна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним взбурюючим впливам ($P=1$) в півпросторі [3];

В роботі використано критерій Мізеса - Шлейхера – Боткіна:

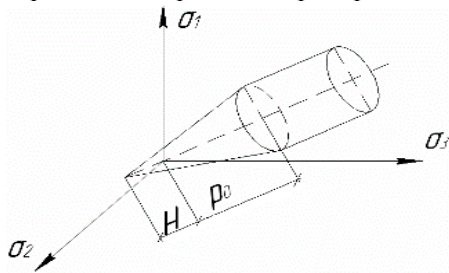


Рис. 1 - Поверхня текучості - модифікований критерій пластичності Мізеса–Шлейхера–Боткіна в координатах головних напружень

Поверхня текучості f для описання нелінійних властивостей ґрунтів дає співвідношення між σ_m (I інваріант тензора напружень) та T (II інваріант девіатора напружень) на октаедричній площині і разом з рівняннями рівноваги забезпечує кількість рівнянь і кількість невідомих:

$$\begin{cases} f = T + \sigma_m \cdot \text{tg} \psi - \tau_s & \text{при } \sigma_m \leq P_0 \\ f = T + P_0 \cdot \text{tg} \psi - \tau_s & \text{при } \sigma_m > P_0 \end{cases} \quad (2)$$

де f – умова текучості,

σ_m - гідростатичний тиск ;

T - інтенсивність девіатора напруг ;

ψ, C - кут внутрішнього тертя та зчеплення на октаедричній площині ;

τ_s – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню;

P_0 - параметр ґрунтового середовища, характеризує перехід від конуса до циліндра.

Кут зсуву φ_m ґрунтової основи (нахил дотичної до кругів Мора) в моделі визначався за формулою:

$$\varphi_m = \varphi_f \pm \theta, \quad \text{tg} \theta = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = \Lambda, \quad (3,4)$$

де φ_f - кут внутрішнього тертя ґрунту,

Λ – швидкість дилатансії (додатковий параметр неасоційованої моделі пластичної течії) знаходився в аналітичній залежності від щільності ґрунту ρ і величини критичної щільності ґрунту ρ^{cr} , $\Lambda = \Lambda(\rho, \rho^{cr})$. В свою чергу ρ^{cr} залежало від гідростатичного тиску σ_m ,

параметра P_0 та мінімального і максимального значення щільності

ґрунту $\rho^{cr} = f(\sigma_m, P_0, \rho_{\min}, \rho_{\max})$. Змінність процесів дилатансії ґрунту

враховувалось згідно моделі дилатансійного середовища В. Н. Ніколаєвського, І. П. Бойка [1,2]. В якості параметра зміцнення в розрахункові моделі прийнято щільність ґрунту .

Величина текучого значення щільності ґрунту на кожному кроці навантаження визначалась по формулі :

$$\rho_i = \rho_o / e^{\varepsilon_v}, \quad (5)$$

де ε_v – об'ємні деформації, для визначення яких використовувалась міра деформацій Генкі:

$$\varepsilon_v = \ln V_i / V_o; \quad (6)$$

ρ_i, V_i – текуче значення щільності і об'єму на i -тому кроці навантаження, ρ_o, V_o - початкові їх величини.

Заміна геологічних показників багатофазового середовища показниками еквівалентного квазіоднорідного середовища є достатньо ефективним прийомом при розрахунках. Значення середньозважених основних вхідних фізико-механічних характеристик ґрунтів, які вводились в розрахунок [4]:

$$E = 10 \text{ МПа}, \quad \nu = 0.35, \quad \rho = 1.818 \text{ г/см}^3, \quad C = 3.1 \text{ МПа}, \quad \varphi = 1.534 \text{ радіан}.$$

Результати числового прогнозування несучої спроможності призматичної забивної палі С 4,5-25 подано на рис. 2.

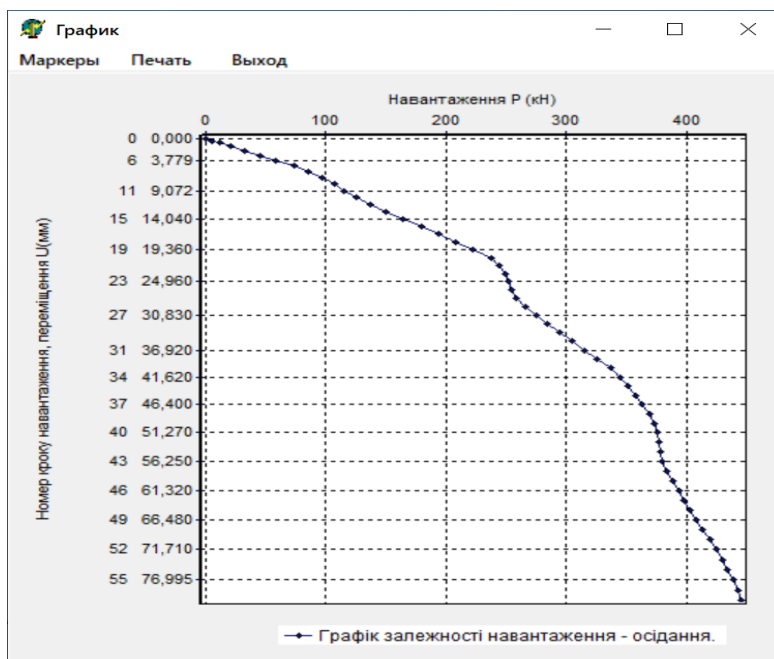


Рис. 2 Несуча спроможність палі С 4,5-25 за МГЕ



Рис.3 Експериментальна крива $s = f(P)$

Згідно даних графіка розрахунку палі С 4,5-25 за числовим МГЕ на рис. 2 залежність «P-S» при несучій спроможності одиночної палі, обрахованої згідно нормативних документів за формулою (7) (340 кН) переміщення складає 4,16 см. Розрахункове навантаження, яке допускається на палю, $N = 340 / 1,4 = 243 \text{ кН}$, при якому величина переміщення складає біля 3 см, залежність P-S в цих межах є практично лінійною, а величина осідання $S=3 \text{ см}$ практично відповідає величині осідання С4,5-25, отримані методом пошарового елементарного підсумовування $S=3 \text{ см}$.

Значення критичного тиску, тиск від якого знаходиться в рамках перших двох фаз напруженого стану ґрунту (рис.3), і при якому зони граничної рівноваги лише зароджуються під краями розподіленого навантаження, рис. 3 [2]:

$$P_{кр} = [\pi(d \cdot \gamma_d + c \cdot \operatorname{ctg}\varphi + z_{\max} \cdot \gamma) / (\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi)] + d \cdot \gamma_d \quad (7)$$

де γ_d – питома вага ґрунту вище підшови фундаменту ,

γ , φ , c - відповідно, питома вага, кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту, що залягає під підшовою фундаменту,

z_{\max} – максимальна ордината розвитку області граничної рівноваги в ґрунті.

Діючі нормативи допускають розвиток зон зсувів до глибини, що не перебільшує четвертини ширини підшови фундаменту, тобто $z_{\max} = 0.25b$.

Приймаючи $z_{\max} = 0.25b$ та підставивши його в (7), значення крайового критичного навантаження на ґрунт основи, яке використовується в практичних розрахунках для визначення розрахункового опору ґрунту [2]:

$$P = M_\gamma \cdot b \cdot \gamma + M_q \cdot d \cdot \gamma_d + M_c \cdot c \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \text{де } M_\gamma &= 0.25 \pi / (\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2), & M_q &= 1 + \pi / (\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2), \\ M_c &= \pi \cdot \operatorname{ctg}\varphi / (\operatorname{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2). \end{aligned}$$

Норми проектування вимагають обмежувати напруження по підшві фундаментів розрахунковим опором ґрунту основи, оскільки це є умовою прикладання до ґрунтів моделі лінійно деформованого середовища, яка дозволяє отримати достовірне значення осідання.

Висновки

Метод граничних елементів дає достовірні дані прогнозування несучої спроможності палів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

- 1.Моргун А.С. Теорія пластичної течії в механіці ґрунтів./А.С. Моргун – Вінниця, ВНТУ. – 2013 – 108 С.
- 3.Ніколаєвський В.Н. Механіка пористих і тріщиноватих середовищ.1984.
- 2.Бойко І.П. Теоретичні основи проектування пальових фундаментів на пружньо-пластичні основи / І.П. Бойко, 36. КНУБА “Основи і фундаменти”. – 1985 – №18, С 11-18.
- 4.Бреббія К., Теллес Ж., Вроубел Л. Методи граничних елементів. 1987.

Відомості про авторів

Моргун Алла Серафимівна – професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури; Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, e-mail: morgunallaS@gmail.com

Пан Жуйця – магістрант кафедри будівництва, міського господарства та архітектури; Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця.