

УДК 519.624:624.0041:624.15

А. С. Моргун, д-р техн. наук, проф.; С. П. Берчак, студ.

ТЕОРІЯ ПЛАСТИЧНОЇ ТЕЧІЇ В ПРИКЛАДНИХ ЗАДАЧАХ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ

Удосконалено методику розрахунку несучої здатності забивної палі за числовим МГЕ. Спрогнозовано нелінійну задачу механіки ґрунтів з використанням неасоційованого закону пластичної течії.

Вступ

Нелінійний аналіз ґрунтових основ все більше використовується в будівельній проектній практиці. Його необхідність очевидна. В зв'язку з переходом сучасних будівель на каркасно-монолітну схему, будівлі «ростуть» вгору і вниз. Це збільшує тиск на основи і приводить до того, що найважливіша стадія роботи основ — зміна структурної міцності — випадає з точки зору ДБН. Саме сучасне висотне будівництво ставить перед проектувальниками низку вимог до визначення напружено-деформованого стану (НДС) основ у всьому діапазоні «навантаження—осідання». Традиційні інженерні методики не дозволяють достатньо достовірно оцінити НДС основ без урахування незворотності їх деформування та прийняти ефективне проектне рішення. Необхідне залучення нових нелінійних сучасних математичних моделей описання поведінки ґрунту під навантаженням з прикладанням теорії пластичної течії.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

Метою роботи є моделювання поведінки забивної палі з використанням неасоційованого закону пластичної течії та числового методу МГЕ. Палі $l = 7,75$ м з розміром поперечного перерізу 35×35 см слугувала фундаментною конструкцією пального поля 9-поверхової житлової будівлі в мікрорайоні «Поділля» м. Вінниці. Фасад будівлі показано на рис. 1.

Для отримання надійних та достовірних прогнозів поведінки палі пального поля будівлі необхідні дані інженерно-геологічних вишукувань фізико-механічних характеристик ґрунту будівельного майданчика. Оскільки ґрунти — природна субстанція, вони мають випадкову природу. В розрахунок взято середньозважені характеристики фізико-механічних характеристик ґрунтової основи (це вхідні параметри моделей):

$$E = 15110 \text{ кПа}; \quad \nu = 0,348; \quad \varphi = 19^\circ; \quad c = 29,385 \text{ кПа};$$

$$\rho = 1,762 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3}; \quad \rho^{\min} = 1,61 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3}; \quad \rho^{\max} = 2,14 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3};$$

$$p_0 = -1970 \text{ кПа},$$

де E — модуль деформацій ґрунту; ν — коефіцієнт Пуассона; φ — кут внутрішнього тертя; c — зчеплення ґрунту; ρ — щільність ґрунту; ρ^{\min} — мінімальна щільність ґрунту; ρ^{\max} — максимальна щільність ґрунту; p_0 — параметр ґрунту.

Під час дослідження полів напружень і деформацій палі ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом, тобто до границі текучості залежність між $\sigma - \varepsilon$ — лінійна, потім ґрунт переходить в текучий стан, з'являються лінії ковзання (області розриву суцільності ґрунтової осно-

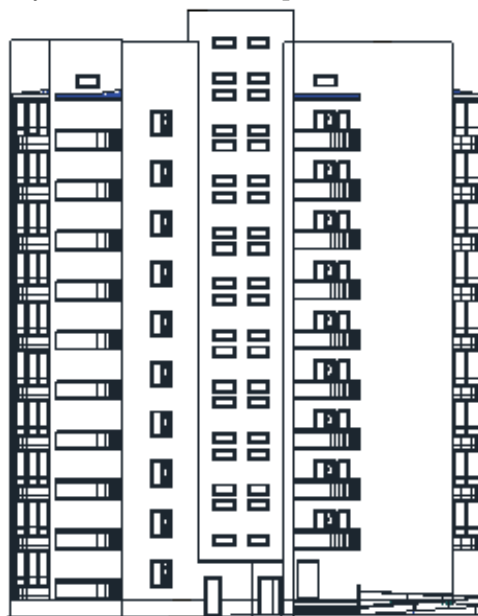


Рис. 1. Фасад будівлі

ви). Замість геометричних рівнянь Коші (рівнянь нерозривності, які описують залежності між $\varepsilon - u$), записуються залежності між $\sigma - \tau$ в граничному стані.

У використаній нелінійній моделі застосовано модифіковану умову пластичності Мізеса-Шлейхера-Боткіна

$$\begin{cases} f = T + \sigma_m \operatorname{tg} \psi - \tau_s, & \text{якщо } \sigma_m \leq p_0; \\ f = T + p_0 \operatorname{tg} \psi - \tau_s, & \text{якщо } \sigma_m > p_0, \end{cases} \quad (1)$$

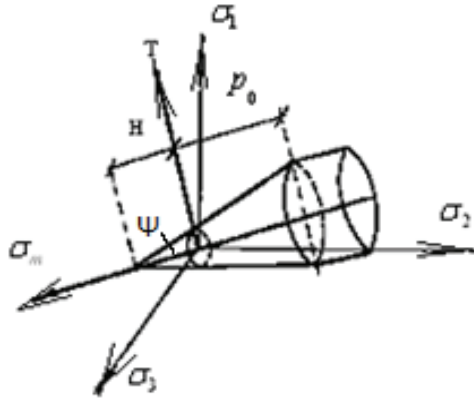


Рис. 2. Умова текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна

де T, σ_m – дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині; p_0 – рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конуса до циліндра на рис. 2); τ_s – значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині за $\sigma_m = 0$ (параметр, аналогічний зчепленню); ψ – кут тертя на октаедричній площині. Повний тензор деформацій складався із пружної та пластичної складових

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2)$$

Пружні деформації визначались із закону Гука, для визначення приросту пластичної деформації ε^p використано неасоційований закон пластичної течії:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}; \quad F \neq f, \quad (3)$$

де F – пластичний потенціал; f – функція, що визначає умову текучості.

Запропонована модель технічного об'єкта поведінки ґрунту під навантаженням побудована на основі інтегрального рівняння, до якого К. Бреббія [4] зведено систему розрахункових диференціальних рівнянь в частинних похідних

$$C_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma^* \dot{\varepsilon}_{jk}^p d\Omega, \quad (4)$$

де u_j – заданий вектор переміщень та напружень на границі фундаментної конструкції; p_j – шукане напруження; інтеграл по області Ω (Ω – активна зона навколо фундаментної основи, показана на рис. 3) включає вектор швидкостей пластичних деформацій $\dot{\varepsilon}_{jk}^p$; Γ – границя досліджуваного об'єкта; $u_{ij}^*, p_{ij}^*, \sigma^*$ – сингулярні фундаментальні рішення Р. Міндліна, що відповідають одиничним збурювальним впливам в півпросторі [1, 2]; C_{ij} – постійна, яка з'являється в процесі переходу від крайової задачі до інтегрального рівняння (4) для отримання єдиного розв'язку в зв'язку з тим, що шукана функція напружень розраховується відносно нульового

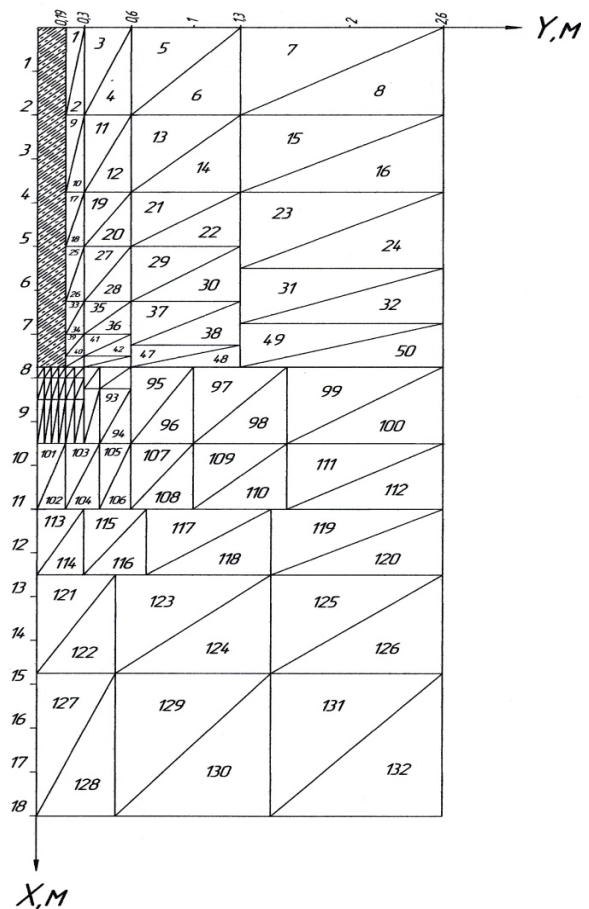


Рис. 3. Дискретизація активної зони навколо фундаментної основи

значення напружень на границі півпростору (граничні умови). C_{ij} вибирається таким чином, щоб сумарне «випромінювання» від усіх джерел перетворювалось в нуль на границі півпростору, знаходилось із умов руху тіла як цілого. Для забезпечення граничних умов необхідно, щоб виконувалась рівність (4). На основі (4) будується система інтегральних рівнянь відносно невідомих на границі. Після їх знаходження, шукані функції в довільній внутрішній точці знаходяться із відомих співвідношень [2]. Якби (4) вдалось проінтегрувати аналітично, то для вихідної задачі було б знайдено точний розв'язок. На практиці рівняння (4) розв'язувалось наближено, що є єдиним джерелом похибок МГЕ.

Для наближеного розв'язання (4) проводилась дискретизація границі області, що розглядається. Аналогічно МСЕ (методом скінченних елементів), розбиття границі на елементи можна здійснювати різними способами. В найпростішому випадку, прийнятому в роботі, границя апроксимувалась лінійними елементами. Окремий елемент визначається координатами своєї середньої точки. Величина шуканих функцій в межах граничного елемента приймалась постійною.

Рівняння (4) записувалось для кожного граничного вузла, провівши підсумовування по всіх елементах, отримуємо систему лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР), корені якої дають шуканий вектор напружень на границі фундаментної конструкції.

Зведення крайової задачі до еквівалентного інтегрального рівняння дає можливість розмірність вихідної задачі знизити на одиницю, оскільки в інтегральне рівняння входить значення змінних лише на границі заданої області. Тому наступна дискретизація задачі проводиться тільки на границі досліджуваної області. Це зумовлює вищу в порівнянні з МСЕ точність розв'язання та суттєве зменшення обсягу вхідних даних у реалізації методів на ЕОМ.

Таким чином, у разі реалізації на ЕОМ алгоритм визначення несучої спроможності фундаментної конструкції за МГЕ складається з таких етапів:

1. Формування вхідних даних.
2. Інтегрування фундаментальних рішень Р. Міндліна для отримання матриці впливу МГЕ.
3. Компонування розрахункової СЛАР.
4. Знаходження коренів СЛАР.
5. Визначення несучої спроможності фундаментної конструкції.

Результати розрахунку

Отриманий графік залежності «навантаження—осідання» для забивної палі довжиною $l = 7,75$ м з поперечним перерізом 35×35 см показано на рис. 4.

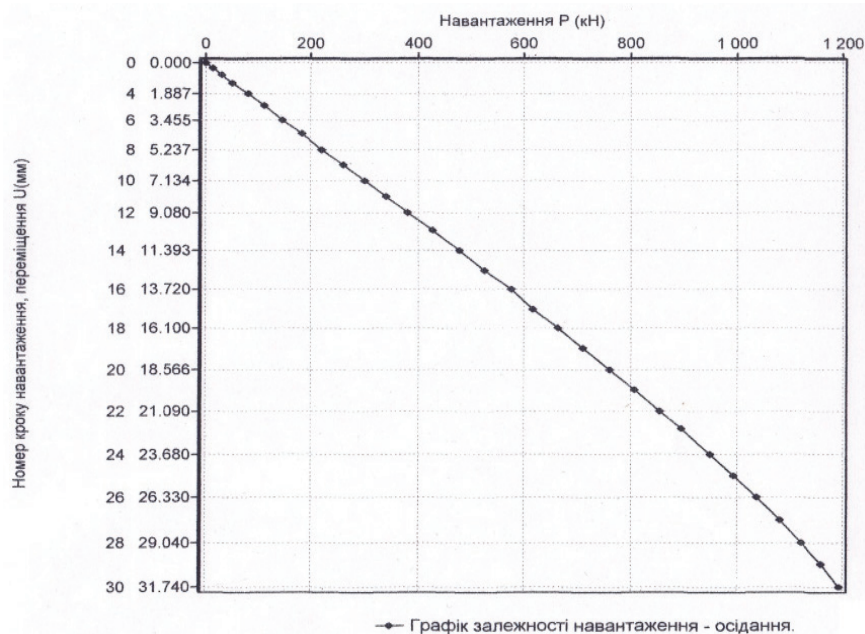


Рис. 4. Графік «P–S» навантаження—осідання палі для ґрунтових умов будівельного майданчика мікрорайону «Поділля» м. Вінниця

Висновки

1. Удосконалена методика розрахунку несучої спроможності палі за допомогою числового моделювання за МГЕ дозволяє спрогнозувати нелінійну задачу механіки ґрунтів з урахуванням конкретних фізико-механічних характеристик будівельного майданчика на основі неасоційованого закону теорії пластичної течії.

2. Несуча спроможність палі згідно з розрахунками за МГЕ склала $P = 828$ кН ($S = 2$ см) та має задовільний збіг з розрахунком за діючим ДБН — 840 кН.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Моргун А. С. Комп'ютерні технології розрахунку фундаментних конструкцій на основі методу граничних елементів / А. С. Моргун, І. М. Меть, А. В. Ніцевич. — Вінниця : ВНТУ, 2009 — 161 с.
2. Бреббиа К. Методы граничных элементов / К. Бреббиа, Ж. Теллес, Л. Вроубел ; пер. с англ. — М. : Мир, 1987. — 524 с.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Стаття надійшла до редакції 4.10.12

Рекомендована до друку 18.10.12

Моргун Алла Серафимівна — завідувач кафедри.

Кафедра промислового та цивільного будівництва;

Берчак Сергій Петрович — студент Інституту будівництва, теплоенергетики та газопостачання.

Вінницький національний технічний університет, Вінниця