

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ ТА ФУНДАМЕНТИ

УДК 681.3:624.044:624.15

DOI: 10.31649/2311-1429-2024-2-67-74

А. С. Моргун
І. М. Метъ
А. В. Колесник
Р. І. Лебідь

ІНОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ РОЗРАХУНКУ ЗА МГЕ ФУНДАМЕНТІВ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ (ПАЛЬ-ОБОЛОНОК)

Вінницький національний технічний університет

З використанням числового методу граничних елементів (МГЕ) розглянуто розв'язок актуальної на сьогоднішній день просторової контактної задачі поведінки фундаменту глибокого закладання, які використовуються для передачі значних навантажень (паль-оболонки) на ґрунтову основу. Одним з головних завдань при проектуванні споруд є технічна та економічна доцільність влаштування конкретних видів фундаментів з урахуванням специфічних природних умов будівельного майданчика. Адже кошторисна вартість підземної частини споруд при складних інженерно-геологічних умовах складає 40-45 % загальної вартості. Для вибору найкращого варіанту використовується варіантне проектування, яке базується на основних принципах економічності, надійності, швидкості спорудження, максимального використання несучої спроможності основ і фундаментів, використанні при проектуванні сучасних досягнень механіки ґрунтів та ЕОМ.

Для сьогодення математичне прогнозування – одне із головних і найбільш економічних прийомів теоретичних і прикладних досліджень актуальних проблем фундаментобудування. Прогнозування осідань основ фундаментів являє одну із найбільш складних задач механіки ґрунтів. Значний потенціал можливостей для отримання достовірної картини напружено-деформованого стану ґрунтової основи відкриває пружно-пластична модель роботи ґрунту під навантаженням, яку і було використано в роботі.

Оскільки загальна оцінка стійкості ґрунтових масивів має першочергове значення при проектуванні фундаментів споруд, розрахунки надійності та економічності фундаментних конструкцій визначають успіх будівництва в цілому. Створені на сьогодні математичні моделі описання процесів поведінки ґрунту – це система диференціальних рівнянь в частинних похідних, які є досить складними для отримання аналітичних розв'язків. Рішення даної задачі геомеханіки – поведінки під навантаженням пальі-оболонки можна отримати числовими методами, одним з яких є метод граничних елементів (МГЕ).

Вхідними параметрами програми числового моделювання є параметри, які характеризують фізико-механічні властивості ґрунту, описують геометрію та топологію розрахункової схеми.

Отримані результати досліджень дають відповідь на широке коло проблем, які вирішуються при проектуванні пальі-оболонки. Програма на основі МГЕ дає можливість отримати коефіцієнти матриці впливу МГЕ (матриці піддатливості ґрунтової основи). Для їх отримання проводиться дискретизація границі області стикання фундаментної конструкції з ґрунтом лінійними граничними елементами, визначаються середньозважені характеристики ґрунтів та встановлюються необхідні розміри фундаментної конструкції.

Числовий підхід проілюстровано розрахунками напружено-деформованого стану пальі на кожному кроці навантаження з урахуванням дилатансійних властивостей ґрунту з використанням пружно-пластичної моделі ґрунтової основи. Наведено співставлений аналіз несучої спроможності пальі-оболонки за розрахунком та діючими нормативними документами.

Ключові слова: пластичність ґрунту, числовий метод граничних елементів, фундаментальне рішення, пальі-оболонки, просторова контактна взаємодія.

Вступ

В сучасній геотехніці експеримент в натурних і лабораторних умовах став складним, довгим і дорогим, а спрощені формули механіки ґрунтів, заснованих на аналітичних рішеннях окремих задач, перестали відповідати умовам проектування, які зросли. В різних областях науки та техніки широке впровадження знайшов обчислювальний експеримент для дослідження інженерних задач.

Математичне моделювання просторових контактних взаємодій натеper лиш починає розвиватись. В останні роки стали приділяти більше уваги математичному моделюванню просторові контактні взаємодії фундаментів з основами на базі числового МСЕ. Але в таких дослідженнях різко зростає розмірність алгебраїчного аналога контактної задачі і приходиться вводити обмеження на форму і розміри як фундаментів, так і ґрунтових масивів.

Відсутність надійних математичних методів стримує розробку та впровадження нових фундаментних конструкцій в будівництво. Тому розвиток методу граничних елементів МГЕ (порівняльно нового напрямку), заснованого на граничних інтегральних рівняннях в фундаментобудуванні для побудови розрахункових моделей і числових алгоритмів контактної взаємодії фундаментів з ґрунтовими основами є багатообіцяючим.

К. Бреббія, Ж. Теллес, Л. Вроубел (1) для отримання функцій впливу МГЕ використали фундаментальне рішення теорії пружності, отримане Р. Міндліном для півпростору (2), яке слугує ваговими функціями при переводі розрахункової краєвої задачі із 15 диференціальних рівнянь в частинних похідних в інтегральне рівняння МГЕ.

В роботі приведено числово-аналітична методика інтегрування фундаментальних рішень Р. Міндліна по довільно орієнтованим в півпросторі плоским трикутним граничним елементам (3, 4, 5), яка дозволяє отримати дані, більш близькі до натурних, ніж інші відомі методики розрахунків. При використанні фундаментальних рішень Р. Міндліна вільна поверхня основи не потребує дискретизації, що значно скорочує підготовку вхідних даних та сам розрахунок значно зменшується.

Отримано формули, які дозволяють в рамках числового алгоритму МГЕ розв'язувати тривимірні контактні задачі для конструкцій складної форми, занурених в пошарові ґрунти. Розвиток алгоритмів МГЕ відображає особливості моделювання процесів просторової контактної взаємодії та придатний для компонування широкого кола просторових контактних моделей (функцій впливу).

МГЕ завдяки своїй показовості та індиферентності до геометрії об'єкту є ефективним числовим методом для розв'язку просторових задач в геотехніці, з можливістю прогнозування реальної ситуації та отримання практичного ефекту.

Багаточисленні розрахунки з використанням МГЕ вказують на задовільну збіжність з експериментом та достатню для практичних цілей точність.

В зв'язку з універсальністю числового МГЕ його можна застосовувати для розрахунку деформацій практично всіх фундаментних конструкцій та уніфікувати розрахунки основ фундаментів, отримати значне скорочення розривів між теоретичними та експериментальними результатами, проводити більш економічні рішення.

Прогрес обчислювальної техніки з використанням МГЕ відкриває можливість переходу від простого розрахунку деформацій основ складних фундаментних конструкцій до пошуку оптимальних рішень, тобто до використання методів оптимізації при проектуванні, які лише почали впроваджуватись.

Методи розрахунку міцності, несучої спроможності будівельних конструкцій регламентовані нормативними будівельними документами. Кошторисна вартість підземної частини споруд складає 10-15 % загальної вартості при звичайних ґрунтових умовах і сягає 40-45 % при складних інженерно-геологічних умовах. Відповідно до світової статистики 80 % усіх аварій споруд відбувається внаслідок аварій та помилок при проектуванні, будівництві та експлуатації основ та фундаментів. Витрати на усунення цих явищ можливо порівняти лише з початковою вартістю будівництва. В зв'язку з цим цінність розрахункового обґрунтування споруд є дуже високою.

Поняття «система» широко використовується майже у всіх областях науки та техніки. Реакція системи на зовнішні дії розглядається як динамічна зміна стану системи, в процесі якої вона прагне мінімізувати деяку потенційну функцію. Математичне моделювання дає основу для її числового аналізу, за допомогою якого можна отримати дані не лише числового, але і прогнозного характеру.

Математичним описом об'єктів проектування суцільних середовищ слугують диференціальні рівняння в частинних похідних (6-11), точний розв'язок яких вдається отримати в небагатьох часткових випадках. В зв'язку з цим для аналізу НДС об'єктів розроблено наближені методи, в основі яких лежать варіаційне числення (числовий МСЕ), (12, 13) чи інтегральні рівняння (числовий МГЕ), (3, 4, 21).

В якості вагової функції МГЕ зазвичай вибирається фундаментальне рішення (позначається *), яке обертає в нуль інтеграл по області, зводячи задачу лише до визначення граничних функцій (4, 5).

Фундаменти глибокого закладання зазвичай використовуються для забезпечення нормальної експлуатації тяжких відповідальних унікальних споруд (опори мостів, портові споруди, тунелі, підземні гаражі, тощо).

Перед будівельниками стоїть задача максимальної економії матеріально-технічних і трудових ресурсів при спорудженні будівель. Один із шляхів вирішення цієї задачі – впровадження раціональних видів фундаментів, широке використання ЕОМ. Процеси, що проходять в ґрунтах при їх навантаженнях, є дуже складні як об'єкти досліджень і контролю, і до цих пір, вивчено не всі аспекти деформування основи під навантаження. Все це потребує нових наукових досліджень.

Інтенсивне освоєння підземного простору пов'язане з необхідністю впровадження в будівельну практику нових прогресивних видів фундаментів, в тім числі і фундаментів із паль-оболонки, до переваг яких відноситься їх дуже висока несуча спроможність (більше 10 МН) [11, 12, 14], при цьому в 5-6 разів зменшується об'єм земляних робіт; вони споруджуються без вскриття основи котлованами; добре опираються дії горизонтальних навантажень; передають вертикальне навантаження на ґрунти основи через підшву (тиском) і бокові поверхні (тертям).

Палі в порівнянні з фундаментами мілкового закладання мають резерви суттєвого зниження матеріалоемності і підвищення продуктивності праці за рахунок подальшого удосконалення їх конструкції, моделей розрахунку, технологій виробництва робіт. Значне скорочення витрат бетону забезпечується кільцевими оболонками без бетонного їх заповнення.

Тенденція до збільшення обсягів сучасного будівництва поставила перед проектувальниками низку вимог щодо аналізу напружено-деформованого стану (НДС) основ будівель та споруд. Очевидно, що традиційні інженерні методики не дозволяють достатньо достовірно оцінити НДС основ без урахування незворотності їх деформацій, а також приймати ефективні проектні рішення. Осідання фундаментів глибокого закладання доцільно визначати методами нелінійної механіки ґрунтів (12, 13, 15).

Постановка задачі, визначальні співвідношення

Натепер з'явився новий розділ механіки ґрунтів – нелінійна механіка ґрунтового середовища, в основі якого лежить уявлення про ґрунт як пружньо-пластичне середовище [12, 13, 3, 16]. Характерною і найбільш яскравою особливістю ґрунту є переважно пластичне його деформування практично з моменту завантаження. Розвиток пластичних (залишкових) деформацій, які складають більшу частину деформацій ґрунту, обумовлює нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями σ - ϵ , а зсувний механізм руйнування ґрунту добре підтверджується експериментами.

Явище зміни об'єму зернистого дисперсного середовища при зсуві було відкрито

О. Рейнольдсом ще в 1885 році та назване дилатансією (зміна об'єму, що супутня зсувним деформаціям). Натепер термін «дилатансія» означає збільшення об'єму ґрунту при зсуві, тобто його розрихлення при зсуві. Ущільнення ґрунту при зсуві – від'ємна дилатансія, чи контракція.

Числове моделювання та оптимальні методи розрахунку дозволяють здійснювати улаштування фундаментів при мінімальному об'ємі затрат по витратах матеріалів, кошторисній вартості і виробництві будівельних робіт. Ускладнення розрахункових моделей та використання принципів оптимального проектування потребують використання ЕОМ.

В теорії пластичної течії фізичні залежності між σ - ϵ приймаються у вигляді диференціальних залежностей між приростами деформацій і напруженнями. Такий підхід значно розширює можливості розрахунків та одночасно їх ускладнює, потребуючи використання ЕОМ.

Згідно з використаними в роботі вихідними положеннями теорії пластичної течії (12, 18, 21):

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (1)$$

прирости компонент повної деформації складаються із приростів пружної $d\epsilon_{ij}^e$ та пластичної $d\epsilon_{ij}^p$ деформацій. Для визначення $d\epsilon_{ij}^e$ використано співвідношення закону Гука. Для визначення $d\epsilon_{ij}^p$ залучено неасоційований закон пластичної течії (12, 15, 17), (3).

Для розв'язання нелінійної задачі механіки ґрунтів використано метод послідовних наближень (ітерацій). Рішення нелінійної задачі зведено до розв'язання послідовності лінійних задач. Цей метод має назву методу пружних рішень А. А. Ільюшина (18) та пов'язаний з використанням ЕОМ. Оскільки зв'язок σ - ϵ для ґрунтів не носить лінійного характеру визначення постійних лінійної пропорційності обмежувались умовами нескінченно малих змін $d\sigma$ і відповідних їм $d\epsilon$. Процес пластичного деформування ґрунту складався із рекурентної послідовності лінійних задач. На теперішній час при практичних прикладаннях теорії пластичної течії широке застосування знаходить модель пружньо-пластичного середовища. В ній пружні (зворотні) і пластичні (залишкові) деформації визначаються окремо і незалежно, що дає можливість відобразити всю історію накопичення пластичних деформацій.

Мінливість процесу деформування ґрунту фундаменту споруди в роботі досліджено числовим МГЕ за дилатансійною математичною моделлю (13, 15, 4).

Для моделювання процесів ущільнення ґрунтів, стискаємість яких в сотні раз перебільшує стискаємість будівельних матеріалів наземних споруд, використана система найсучасніших уявлень проф. В. Н. Ніколаєвського, проф. І. П. Бойка про дилатансійну теорію ґрунтового середовища (12, 15):

$$d\epsilon_{ij}^p(\text{шар}) = \Lambda(\chi) * d\gamma^p, \quad (2)$$

де $d\epsilon_{ij}^p(\text{шар})$, $d\gamma^p$ – скалярні еквіваленти приросту непружних об'ємних деформацій та приросту інтенсивності зсуву;

$\Lambda(\chi)$ – швидкість дилатансії (додатковий параметр неасоційованого закону пластичної течії) [13];

χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища, прийнято щільність ґрунту - ρ .

В МГЕ система диференціальних рівнянь теорії пружності зводиться до інтегрального рівняння, яке

потребує дискретизації лише границі і значно зменшує число вузлових точок. Числовий МГЕ потребує використання ЕОМ і, що є загальним для наближених числових методів, зводить розрахункові рівняння до розв'язків СЛАР високих порядків.

Основні рівняння теорії пружності, які описують поведінку фундаментної конструкції – палі-оболонки в ґрунті, в МГЕ зведено до інтегрального рівняння, отриманого К. Бреббіа, Ж. Теллесом (1):

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p^*_{ij} u_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_i d\Gamma + \int_{\Omega} \sigma^*_{jk} \varepsilon_{jk}^p d\Omega, \quad (3)$$

де u – заданий вектор переміщень на границі палі;

p – вектор напруг на границі палі, який треба знайти;

u^* , p^* , σ^* – ядра граничного рівняння – рішення Р. Міндліна при $P=1$ у півпросторі для переміщень, напруг і похідних від напруг;

C_{ij} – матриця, визначена з умов руху тіла як цілого;

Γ , ξ , x – відповідно: границя, точка прикладання $P=1$, точка спостереження.

Використана в роботі математична модель використовує “прямий” МГЕ. В прямому МГЕ шуканими змінними краєвої задачі є величини, що мають реальний фізичний зміст, наприклад, в задачах теорії пружності це зусилля і переміщення, що виникають в елементах конструкції.

Рівняння (3) є граничним інтегральним рівнянням щодо значень шуканих функцій напружень та деформацій на границі дослідного об'єкта (лише поверхні палі-оболонки), які треба знайти. Ця важлива обставина надає найбільшій привабливості цьому рівнянню, яке стає вельми прийнятним для досліджень числовими методами.

Використання в нелінійних задачах геомеханіки в якості фундаментальних рішень залежностей Р. Міндліна для півпростору не потребує подання в дискретній формі граничної поверхні землі, це значно знижує обсяг обчислювальних робіт. Більш того, завдяки симетрії розглянутої області (палі-оболонки) щодо вертикальної осі, була дискретизована і розглянута тільки половина палі-оболонки (графік дискретизації активної зони на рис. 2, а).

Визначення несучої здатності палі-оболонки в роботі проведено з урахуванням наявності областей граничного стану дисперсного ґрунту, які розвиваються при навантаженні. Поведінку ґрунту в пластичній стадії описано теорією пластичної течії (3,12). До основних закономірностей механіки ґрунтів крім законів стисливості відноситься також закон опору ґрунтів зсуву. Опір ґрунту зсуву часто є основним фактором, що визначає умови роботи ґрунту під навантаженням. Під дією зовнішнього навантаження в деяких зонах ґрунту зв'язки між частинками руйнуються і проходить зміщення (зсув) одних частинок відносно інших, ґрунт отримує можливість необмежено деформуватись під даним навантаженням. Руйнування масиву ґрунту проходить у вигляді переміщень одних частин масиву відносно інших (сповзання відкосу, випір ґрунту з під споруди, ...).

Ґрунти різняться від багатьох інших будівельних матеріалів тим, що їх опір зсуву – змінна величина. Дилатансія ґрунту – зміна об'єму при зсуві.

Збільшення об'єму ґрунту носить назву дилатансія (від англійського dilate – розширення), а властивість ґрунту зменшувати свій об'єм при зсуві – контрактансією (від англійського – contract – стиснення).

На теперішній час експериментально виявлені і в значній степені зрозумілі головні особливості процесу незворотного деформування ґрунтів. Виникає необхідність урахування цих особливостей в математичних моделях для зближення розрахункових даних з натурними властивостями ґрунтів. Деформації зсуву в ґрунтах супроводжуються переорієнтацією частинок, що викликає зміни об'єму пор.

Основна проблема пластичності – визначення умови текучості. Попередження руйнування є важливою задачею техніки, тому необхідна кількісна міра міцності. Необхідний ще один незалежний вираз щоб зв'язати всі напруження і деформації, тоді система дозволить відповісти на питання про стійкість. Критерій текучості має бути функцією інваріантів напружень. З математичної точки зору критерій текучості – це поверхня текучості з осями координат σ_1 , σ_2 , σ_3 . Довільне сполучення на її поверхні відповідає граничному стану (2).

В якості фундаментального рішення в задачах фундаментобудування приймається задача дії в півпросторі зосередженої нахиленої сили, прикладеної в середині півнескінченного масиву, розв'язана в 1936 р. Р. Міндліном (2). Гранична умова відсутності напружень на поверхні півпростору автоматично враховується рішеннями Р. Міндліна, тому стає необхідна дискретизація лише контурної поверхні паля-ґрунт. Таке спрощення граничної дискретизації обов'язково веде до значно меншої системи рівнянь ніж довільна схема дискретизації всього тіла, яку використовує МСЕ.

Для врахування дисипативних ефектів ґрунту (дилатансії та контрактації) до рівнянь рівноваги

додавалися:

а) – критерій переходу в пластичний стан – умова пластичності Мізеса-Шлейхера-Боткіна (припускає руйнування по октаедричних площадках), рис. 1:

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m \tan \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m \leq p_0 \\ T + p_0 \tan \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m > p_0 \end{cases}, \quad (4)$$

б) – фізичні рівняння – залежність між напруженнями й деформаціями для пластичного стану ґрунту – неасоційований закон пластичної течії:

$$d\epsilon_{ij}^P(\text{деб}) = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f \quad (5)$$

де F – пластичний потенціал (дисипативна функція пористого середовища ґрунту), f – критерій переходу до пластичного стану, $d\lambda$ – скалярний множник.

В конкретний момент часу деформація ґрунту не визначається станом, що має місце в цей момент часу, а залежить від попередніх подій.

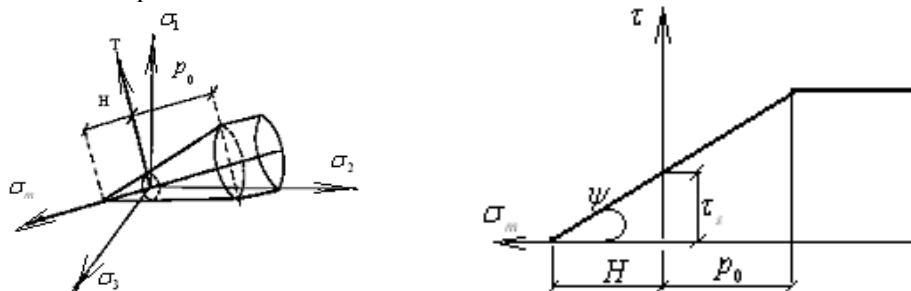


Рисунок 1 – Модифікований (12) критерій текучості Мізеса-Шлейхера-Боткіна в девіаторному та меридіональному переріз в площині гідростатичного тиску

Існує ряд інваріантів тензора напруг та тензора деформацій. В теорії пластичності використовуються октаедричні дотичні напруження τ_s , σ_m , рис. 1, коли вони сягають граничних значень настає пластичний стан.

Натягнутий на конус ковпачок (кришка) обмежує максимальні дотичні напруження. Кришка рухається, поки виникають пластичні деформації. Кришка може розширятись і стискуватись. Переміщуючи кришку можна обмежити кількість дилатансії, яку матеріал може розвивати.

В формулах (3, 4): T – інтенсивність дотичних напружень, σ_m – гідростатичний тиск, ψ – граничний кут тертя на октаедричній площині, τ_s – параметр на октаедричній площині, аналогічний зчепленню, p_0 – величина гідростатичного тиску на девіаторній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа пластичної стисливості) (12).

Процес навантаження основ можна віднести до квазістатичного. Такі процеси характеризуються нескінченно повільною течією, проходження цього процесу відповідає термінам забудови будівлі.

Основні рівняння теорії пружності, що описують поведінку невідомих функцій σ - ϵ в середині і на границі дослідної області в МГЕ зводяться до інтегральних рівнянь, які потребують дискретизації лише границі і значно зменшують число вузлових точок.

МГЕ дає можливість розчленувати розрахункову систему рівнянь на основі розгляду кожного окремого граничного елемента, що дуже зручно в реалізації і є особливістю методу.

Дискретизація та квантування неперервних процесів – це складові прийняття рішень в багатьох складних системах.

Числовий МГЕ потребує використання ЕОМ і, що є загальним для наближених числових методів, зводить розрахункові рівняння до розв'язку СЛАР високих порядків.

Для числового моделювання багатошарова основа замінювалась еквівалентним квазіоднорідним середовищем із середньозваженими в рамках активної зони характеристиками фізико-механічних характеристиками ґрунтів. Паля-оболонка в ґрунті працює в умовах осевої симетрії.

В роботі проведено розрахунок за МГЕ поведінки під навантаженням палі-оболонки, яка являє собою тонкостінний пустотілий циліндр, заглиблений в ґрунт на 6 м. Наружний радіус такої кільцевої палі-оболонки 0.9 м, внутрішній радіус кільцевої палі-оболонки 0.75 м, ґрунти – суглинок з наступними середньозваженими інженерно-геологічними характеристиками ґрунту: $E = 47410$ КПа, $\nu = 0.35$, $\rho = 1.769$ (т/м³), $\rho^{\min} = 1.332$ т/м³, $\rho^{\max} = 2.022$ т/м³,

$\varphi = 0.59$ рад., $c = 1.26$ КПа, $p_0 = -1200$ КПа.

При числовому розв'язанні розрахункового рівняння фундаменту (3) для визначення несучої спроможності палі-оболонки (рис. 2, а) матриця впливу МГЕ складалась із дев'яти підматриць:

$$A = \begin{vmatrix} KS1S1 & KS2S1 & KBS1 \\ KS1S2 & KS2S2 & KBS2 \\ KS1B & KS2B & KBB \end{vmatrix}, \quad (5)$$

які є переміщеннями вузлових точок граничних елементів (ГЕ) бокової поверхні (внутрішньої та зовнішньої бокових поверхонь кільцевої палі-оболонки та вістря) від дії $P=1$ (фундаментальні рішення Р. Міндліна). Після визначення вектора напружень по границі фундаментної конструкції несуча спроможність визначалась інтегруванням напружень по бокових поверхнях (зовнішній та внутрішній) та вістрі палі-оболонки.

Несуча спроможність палі-оболонки згідно розрахунку за МГЕ при $S=6,7$ см склала 8017 кН, рис. 2.

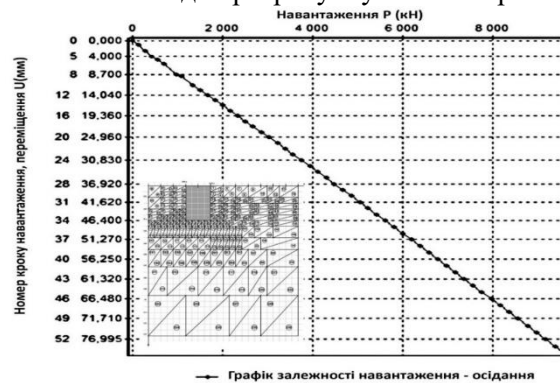


Рисунок 2 – Результати розрахунку палі-оболонки за МГЕ та дискретизація активної зони

Якщо внутрішній діаметр оболонки менше, або дорівнює 1,5 м і її внутрішня частина не заповнюється бетоном, несучу спроможність оболонки можна визначати з урахуванням опору ґрунту і по внутрішній боковій частині такої палі (за умови, що висота ґрунту у внутрішній частині складає не менше двох діаметрів палі) (11).

Результати прогнозного розрахунку несучої спроможності палі-оболонки за МГЕ співставлено з розрахунком за формулою нормативних документів (20):

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cr}RA + u \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_i + \gamma_{cd} u_b \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} f_i h_{bi}), \quad (6)$$

де $\gamma_{cd}=1$ додатковий коефіцієнт умов роботи;

f_i – розрахунковий опір ґрунту i -го шару ґрунту по зовнішній та внутрішній боковій поверхні палі-оболонки – 48 КПа (згідно таблиці 10.3 (20));

u, u_b – зовнішній та внутрішній периметр палі-оболонки ($2\pi R$) відповідно $2\pi \cdot 0.9\text{ м} = 5.655$ м, $2\pi \cdot 0.75\text{ м} = 4.712$ м.

h_i, h_{bi} – товщина i -го шару ґрунту по зовнішній та внутрішній поверхнях оболонки – 6 м; $\gamma_{cr}, \gamma_{cf}=1$ – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем палі та на бокові поверхні палі (згідно таблиці 10.1 (20));

A – площа вістря кільцевої палі-оболонки $\pi \cdot 0.9^2 - \pi \cdot 0.75^2 = 0.7775$ м²;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-оболонки для суглинків при глибині заглиблення палі 6 м – 6550 КПа (згідно таблиці 10.2 (20));

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 6550 \text{ КПа} \cdot 0.7775 \text{ м}^2 + 5.655 \text{ м} \cdot 1 \cdot 48 \text{ КПа} \cdot 6 \text{ м} + 1 \cdot 4.712 \text{ м} \cdot 48 \text{ КПа} \cdot 6 \text{ м}) = 8078 \text{ кН}.$$

Здійснено аналіз підсилення цієї палі-оболонки для підняття її несучої спроможності шляхом улаштування розширення в області вістря за допомогою розбурювання з наступним заповненням порожнини бетоном. Цей варіант підсилення фундаменту забезпечує передачу тиску на більшу площу вістря. Ширина кільця палі-оболонки в області вістря збільшена на 10 см. Результати розрахунку за МГЕ та дискретизація активної зони подано на рис. 3.

Несуча спроможність палі-оболонки з розширенням в області вістря згідно розрахунку за МГЕ при $S=6,7$ см склала 9170 кН, рис. 3.

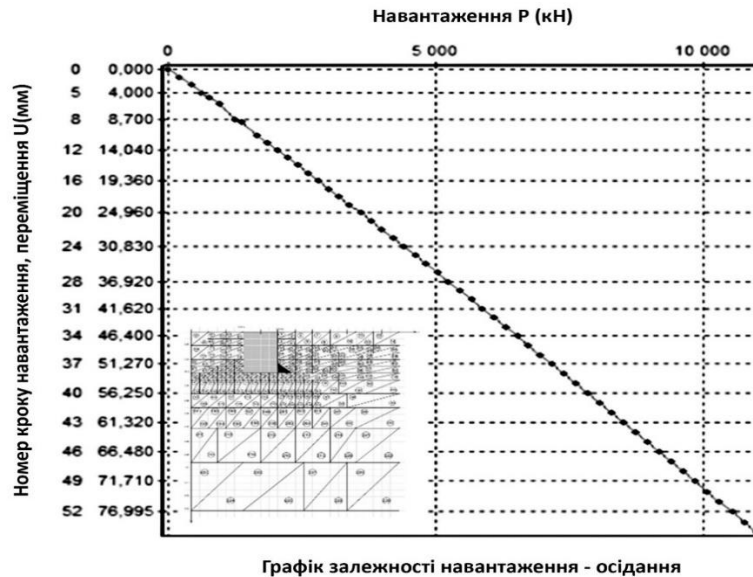


Рисунок 3 – Графік моделювання за МГЕ палі-оболонки з розширенням

Висновки

1. Розрахункові осідання палі-оболонки, обраховані за різними методиками, є близькі: 8017 кН. за МГЕ та 8078 кН. згідно формули (20) при $s = 6,7$ см.
2. Із результатів роботи видно, що розрахунок фундаментів за МГЕ дозволяє скоротити терміни і кошторисну вартість спорудження підземної частини висотних будівель з дотриманням вимог надійності і довговічності конструкцій, що будуються.
3. Використання МГЕ відкриває широкі можливості для фізично більш обґрунтованого підходу до рішення нелінійної задачі механіки ґрунтів.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Моргун А. С. Деформативність ґрунту при пластичній формозміні та дилатансії : монографія / А. С. Моргун. – Вінниця : внту, 2017. – 95 с.
2. Бойко І. П., Носенко В. С. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І. П. Бойко, В. С. Носенко // збірник наукових праць полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка. Серія : галузеве машинобудування, будівництво. – 2012. – вип. 4(1). – с. 54–60.
3. Бойко І. П., Сахаров О. В. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І. П. Бойко, О. В. Сахаров // основи і фундаменти : міжвідомчий науково-технічний збірник. – к. : кнуба, 2014. – вип. 28. – с. 3–10.
4. Моргун А. С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів : монографія / А. С. Моргун. – Вінниця : внту, 2016. – 135 с.
5. Швець В. Б., Бойко І. П., Вінников Ю. Л., Зоценко М. Л., Петраков О. О., Шаповал В. Г., Біда С. В. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / В. Б. Швець [та ін.]. – дніпропетровськ : пороги, 2012. – 197 с.

REFERENCES

1. Morgun A. S. Deformatyvniśt' rruntu pry plastychniĭ formozmini ta dilatansii : monohrafiia / A. S. Morgun. – Vinnytsia : VNTU, 2017. – 95 s.
2. Boiko I. P., Nosenko V. S. Vplyv poslidovnosti zvedennia sumizhnykh seksiiĭ vysotnoho budynku na pererozpodil zusyl' u pal'ovykh fundamentakh / I. P. Boiko, V. S. Nosenko // Zbirnyk naukovykh prats' Poltavsk'oho natsional'noho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratiuka. Seriiia : Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo. – 2012. – Vyp. 4(1). – S. 54–60.
3. Boiko I. P., Sakharov O. V. Napruzheno-deformovanyi stan rruntovoho masyvu pry pobudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuuiuchykh budynkiv / I. P. Boiko, O. V. Sakharov // Osnovy i fundamente : mizhvidomchyi nauково-tekhnichnyi zbirnyk. – K. : KNUBA, 2014. – Vyp. 28. – S. 3–10.
4. Morgun A. S. Neliniĭni problemy mekhaniky rruntiv : monohrafiia / A. S. Morgun. – Vinnytsia : VNTU, 2016. – 135 s.
5. Shvets V. B., Boiko I. P., Vynnykov Yu. L., Zotsenko M. L., Petrakov O. O., Shapoval V. H., Bida S. V. Mekhanika rruntiv. Osnovy ta fundamente : pidruchnyk / V. B. Shvets [ta in.]. – Dnipropetrovsk : Porohy, 2012. – 197 s.

Моргун Алла Серафимівна – д.т.н., професор кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: morgunallaS@gmail.com. ORCID: 0000-0002-4701-339X.

Мет' Іван Миколайович – к.т.н., доцент, декан факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії. Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця, email: vanmet@ukr.net.

Колесник Андрій Вікторович – аспірант кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м.

Вінниця.

Лебідь Роман Ігорович – аспірант кафедри будівництва, міського господарства та архітектури. Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії, Вінницький національний технічний університет, м. Вінниця.

A. Morgun
I. Meth
A. Kolesnyk
R. Lebid

INNOVATIVE TECHNOLOGIES FOR DEEP FOUNDATION (SHELL PILES) ANALYSIS USING THE BOUNDARY ELEMENT METHOD (BEM)

Vinnitsia National Technical University

The paper addresses the solution of a current spatial contact problem in the behavior of deep foundations, specifically shell piles used for transferring significant loads to soil foundations, utilizing the numerical Boundary Element Method (BEM). One of the main tasks in construction design is assessing the technical and economic feasibility of using specific foundation types, taking into account the particular natural conditions of the construction site. Notably, the estimated cost of the underground part of a building in complex engineering and geological conditions constitutes 40-45% of the total cost.

To determine the optimal solution, variant design is applied, based on principles of cost-efficiency, reliability, construction speed, maximum utilization of the bearing capacity of soils and foundations, and the use of modern advancements in soil mechanics and computer technologies.

Currently, mathematical modeling is one of the key and most economical tools for theoretical and applied research in foundation engineering. Settlement prediction of foundation soils remains one of the most complex challenges in soil mechanics. A significant potential for gaining an accurate picture of the stress-strain state of the soil foundation lies in the elastic-plastic soil model under load, which is used in this study.

Since the overall assessment of soil mass stability is of primary importance in foundation design, reliability and economic calculations of foundation structures determine the success of the construction as a whole. Modern mathematical models for describing soil behavior are systems of partial differential equations, which are too complex for analytical solutions. The behavior of a shell pile under load—a problem in geomechanics—can be solved using numerical methods, one of which is the Boundary Element Method (BEM).

The input parameters for the numerical simulation program include values that characterize the physical and mechanical properties of the soil, and describe the geometry and topology of the design scheme.

The obtained research results provide answers to a wide range of issues addressed in the design of shell piles. The BEM-based software allows for the determination of coefficients of the BEM influence matrix (the soil compliance matrix). To obtain these, the boundary of the contact area between the foundation structure and the soil is discretized using linear boundary elements, the weighted average soil properties are defined, and the required dimensions of the foundation structure are established.

The numerical approach is illustrated through stress-strain state calculations of the pile at each loading step, considering the dilatancy properties of the soil using an elastic-plastic soil model. A comparative analysis of the bearing capacity of shell piles based on calculations and current regulations is provided.

Keywords: soil plasticity, boundary element method, fundamental solution, shell piles, spatial contact interaction.

Alla Morgun – Doctor of Technical Sciences, Professor of the Department of Construction, Municipal Economy, and Architecture. Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia, Ukraine. Email: morgunallaS@gmail.com. ORCID: 0000-0002-4701-339X.

Ivan Meth – Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Dean of the Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering. Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia, Ukraine. Email: vanmet@ukr.net.

Andrii Kolesnyk – PhD student at the Department of Construction, Municipal Economy, and Architecture. Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia, Ukraine.

Roman Lebid – PhD student at the Department of Construction, Municipal Economy, and Architecture. Faculty of Construction, Civil and Environmental Engineering, Vinnitsia National Technical University, Vinnitsia, Ukraine.