

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ ТА ФУНДАМЕНТИ

УДК 642:624.044:624.15

А. С. Моргун¹В. Ю. Плясовиця²

ГЕОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ЗА МГЕ ПОВЕДІНКИ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ФУНДАМЕНТІВ

¹ Вінницький національний технічний університет² Будівельна фірма «Плясовиці»

За числовим методом граничних елементів спрогнозовано несучу спроможність нахиленої буроін'єкційної палі довжиною 14 м, діаметром 150 мм при дії як вертикального, так і горизонтального навантаження при роботі її під кутом одна до одної (по козлові схемі) при підсиленні основ та фундаментів галереї. Для розв'язання задачі залучено пружно-пластичну дилатансійну модель дисперсного середовища ґрунту, яка дозволяє прогнозувати поведінку буроін'єкційної палі в нелінійній стадії її роботи. Проведено порівняння результатів числового моделювання за методом граничних елементів з даними експериментальних досліджень, що підтвердило задовільну кореляцію.

Ключові слова: метод граничних елементів, напружено-деформований стан, несуча спроможність, буроін'єкційна паля.

Вступ

Будівництво нових об'єктів над, під, рядом з існуючими чи всередині них викликає необхідність в підсиленні основ та фундаментів існуючих споруд для попередження їх деформацій як при виконанні робіт так і під час експлуатації. Використання для підсилення фундаментів коренеподібних палей (їх ще називають буроін'єкційними) дозволяє проводити роботи без розробки котлованів, відкопування фундаментів і порушення структури ґрунту в основі.

Суть способу підсилення коренеподібними палями заключається в улаштуванні під будівлею в деякому роді підпорок – жорстких коренів в ґрунті, що переносять більше частину навантаження на більш щільні шари ґрунту (рис. 1). Буроін'єкційні палі мають високий опір тертю поздовж бокової поверхні.

Особливістю такого способу підсилення основ і фундаментів є те, що буроін'єкційні палі несуть повне вертикальне навантаження від стін і фундаментів в експлуатаційній період а також вертикальне і горизонтальне навантаження в будівельний період, коли після розробки котловану здійснюється відкопування фундаменту з однієї сторони стіни, а на протележні сторони виникають активні горизонтальні сили тиску ґрунту.

Допрацювання прийнятих в будівництві методик розрахунку буроін'єкційних палей, наближення їх до світових стандартів, є актуальною задачею сьогодення і потребує свого вирішення.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

В результаті нерівномірного стиснення підстилаючих слабких ґрунтів під стінами галереї [1] в основах почали розвиватись деформації просадкового характеру та в стінах історичного пам'ятника Третьяковської галереї почали розвиватись тріщини. Проектом підсилення передбачено улаштування нахилених буроін'єкційних палей діаметром 150 мм, що розташовувались з обидвох сторін несучих стін в шахматному порядку під кутом один до другого (по козлові схемі), рис. 1. Буроін'єкційні палі мали крок 1-1.2 м та довжину до 14 м, палі заглиблювались у вапняки.

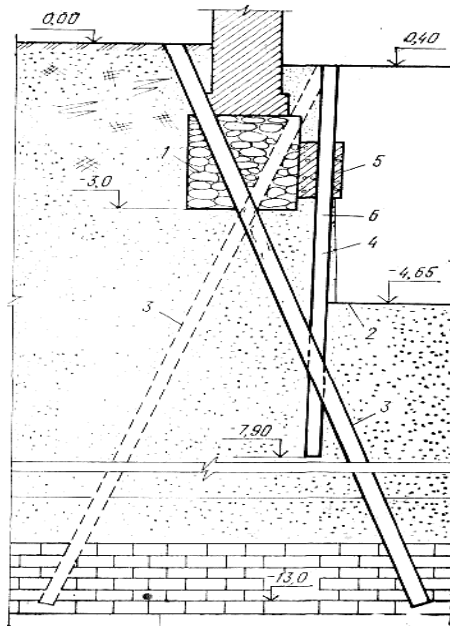


Рис. 1. Схема підсилення основ і фундаментів галереї

Основою фундаментів галереї слугували пісчані і глинисті ґрунти, які підстилялись розробленими породами, що переходять у граніт. Рівень підземних вод знаходився на глибині 6 м. від денної поверхні. Галерея розташована на алювіальній терасі з відносно рівною поверхнею – максимальна різниця відміток не перебільшує 0.4 м. На глибину 2.4-6.2 м площадка складалась із піску та супіску. Нижче, до глибини 11-12 м залягають давньоалувіальні відкладення пісків, супісків та суглинків, потужністю 3.9-8.2 м. На глибині 11-12 м зустрічаються верхнекам'яновугільні відкладення вапняку з прошарками глини і мергелів.

Згідно вимог ДБН несуча спроможність палі складається із сил опору по бокові поверхні $\sum 2\pi \cdot l_i \cdot f_i$ та сили опору під нижнім кінцем палі $\pi^2 \cdot R$, де f_i, R – розрахунковий опір і-го шару ґрунту (з таблиць ДБН); r – радіус палі; l_i – потужність і-го шару. Оскільки паля розташована під кутом α до горизонту (козлова схема на рис.1), несуча спроможність бурин'єкційної палі була розкладена на вертикальну ($\sigma \cdot \sin \alpha + \tau \cdot \sin \alpha$) та горизонтальну ($\sigma \cdot \cos \alpha + \tau \cdot \cos \alpha$) складові, де σ – несуча спроможність палі по вістрі; τ – несуча спроможність палі по боковій поверхні.

В дисперсних матеріалах, якими є ґрунти, зміщення твердих частинок здійснюється лише в умовах одночасової зміни об'єму і форми. Цей ефект перехресного впливу інваріантів T_σ і T_ϵ один на другого ще в 1885 р. О. Рейнольдс назвав дилатансією. Саме дилатансія (факт зміни об'єму ґрунту під дією зсуву, чи переупаковування частинок ґрунту під час зсуву) робить параметри НДС ґрунтових основ суттєво нелінійними. З метою врахування впливу на пластичні деформації ґрунту девіаторних і гідростатичних складових тензора напруги, ці частинки в напрацьованій моделі були розділені

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + \delta_{ij} \cdot \sigma. \quad (1)$$

Розрахунок граничного стану проводився за траєкторією простого навантаження, пропорційно одному параметру змінювались компоненти девіатора напружень, що дало можливість обчислювати приріст пластичних деформацій під час текучого кроку навантаження, а потім знаходити сумарні деформації шляхом додавання:

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^e + \sum \epsilon_{ij}^p + d\epsilon_{ij}^p \delta_{ij}, \quad (2)$$

$$d\epsilon_{ij}^p = d\epsilon_{ij(шар)}^p + d\epsilon_{ij(дев)}^p, \quad (3)$$

де s_{ij} – девіатор напруг; σ – шаровий тензор напруг; ϵ_{ij} – повний тензор деформацій, величина якого залежить від попередньої історії завантаження ґрунту; $\epsilon_{ij}^e, \epsilon_{ij}^p$ – пружні та пластичні

деформації ґрунту до кроку навантаження, що розглядається; $d\varepsilon_{ij}^p$ - приріст пластичних деформацій на текучому кроці навантаження; $d\varepsilon_{ij}^p(uap)$, $d\varepsilon_{ij}^p(oev)$ - прирости шарової та девіаторної частини тензора деформацій.

При виникненні граничного напруженого стану умова повного прилипання замінювалась умовою проковзування. За руйнування основи прийнято ряд порушень граничної рівноваги по поверхнях руйнування ґрунту. В використаній нелінійній моделі критерій приходу пластичних деформацій визначала модифікована умова пластичності Мізеса-Шлейхера-Боткіна [3], яка враховує реальне просторове деформування ґрунту та передбачає, що площадки зсуву реалізуються на октаедричних площинах:

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m \operatorname{tg}\psi - \tau_s, & \text{при } \sigma_m \leq \rho_0 \\ f = \sigma_i + \rho_0 \operatorname{tg}\psi - \tau_s, & \text{при } \sigma_m > \rho_0 \end{cases} \quad (4)$$

де σ_i, σ_m - дотичні та нормальні напруження на девіаторній площині (II інваріант девіатора напружень та I інваріант тензора напружень); ρ_0 - рівень гідростатичного тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище; τ_s - значення інтенсивності дотичних напружень на девіаторній площині при $\sigma_m = 0$; φ, c - кут тертя та зчеплення на октаедричній площині.

Фізичні рівняння являють математичну ідеалізацію поведінки матеріалу. При роботі ґрунту в фазі зсувів використано неасоційований закон пластичної течії [3]:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f, \quad (5)$$

де F - пластичний потенціал, функція історії деформування (дисипативна функція пористого середовища ґрунту). Пластична еквіпотенціал є фіктивною. Вона не співпадає з будь-якою поверхнею текучості [3]; f - критерій переходу до пластичного стану; $d\lambda$ - скалярний коефіцієнт простого навантаження.

Мінливість процесу деформування ґрунту описувалось за числовим методом граничних елементів, який крайову задачу поведінки палі в ґрунті зводить до інтегрального рівняння, отриманого К. Бреббія [4]:

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} p_{ij}^* u_j d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* p_j d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \dot{\varepsilon}_{jk}^p d\Omega, \quad (6)$$

де u - заданий вектор переміщень на границі фундаментної конструкції; p - шуканий вектор напруг на границі; u^*, p^*, σ^* - ядра граничного рівняння (6) - рішення Р. Міндіна для переміщень, напружень та похідних від напружень, що відповідають одиничним взбурюючим впливам ($P=1$) в півпросторі [3]; c_{ij} - постійна, визначається із умов руху тіла як цілого, з'являється при переводі краювої задачі до інтегрального рівняння (6) для отримання єдиного рішення.; Γ, ξ, x, Ω - відповідно гранична поверхня фундаментної конструкції, точка збурення, точка нагляду та границя трикутних осередків ґрунту [3].

Для корегування неспіввідності тензорів напружень та деформацій при роботі ґрунту в пластичній стадії використано дилатансійну умову В. М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [3]:

$$d\varepsilon_{ij}^p(uap) = \Lambda(\chi) d\gamma^p, \quad (7)$$

де $d\varepsilon_{ij}^p(uap)$ - скалярний еквівалент приросту непружних об'ємних деформацій (шарової частини тензора деформацій); $d\gamma^p$ - скалярний еквівалент приросту інтенсивності зсуву. Прирости пластичних деформацій зсуву $d\gamma^p$ визначались девіаторним оператором. $\Lambda(\chi)$ - швидкість (коефіцієнт) дилатансії, визначався з [3].

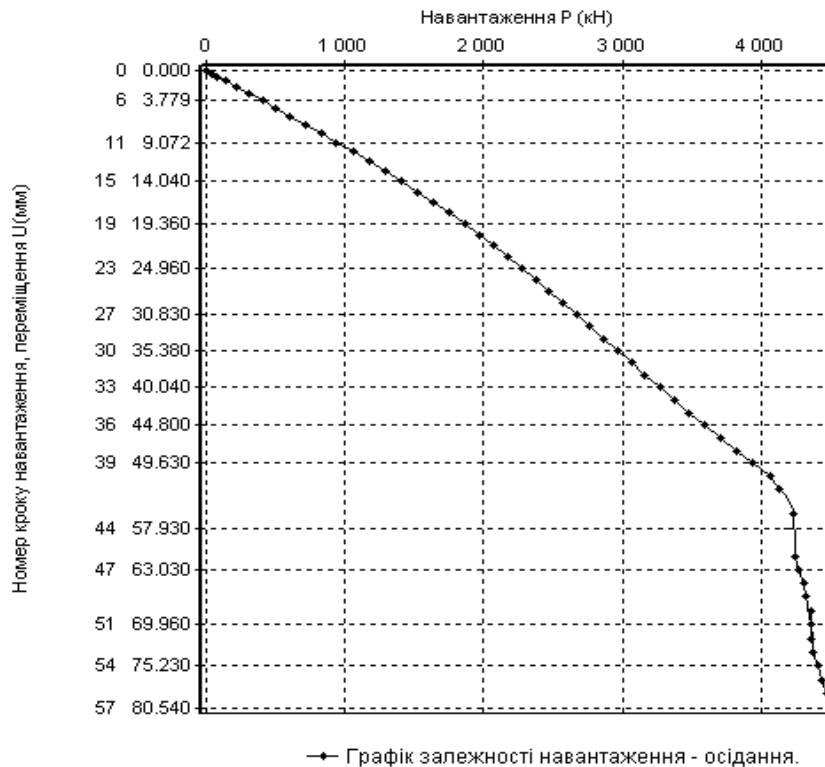


Рис. 2. Динаміка зміни несучої спроможності буроін'єкційної палі $l=14$ м., що на рис. 1, при вертикальному навантаженні

Дані графіка на рис. 2 ілюструють результати моделювання за МГЕ поведінки палі підсилення фундаменту (рис.1) при вертикальному навантаженні. Для визначення несучої спроможності буроін'єкційної палі на рис. 1 при горизонтальному навантаженні запис розрахункових рівнянь в матричному вигляді

$$|K| \cdot |Y| = |F|, \quad (8)$$

де K – матриця впливу МГЕ, яка для цього випадку складається із рішень P . Міндіна від дії дотичних напружень по боковій поверхні τ_s , радіальних напружень по боковій поверхні τ_r та нормальних напружень під вістрям палі σ_L ; Y – вектор шуканих напружень $|\tau_s, \tau_r, \sigma_L|$ на границі контакту палі з ґрунтом, F – вектор переміщень, який для граничних вузлів бокової поверхні взято 0.1 мм. Коли вертикальні переміщення палі перебільшують середній розмір діаметру зерен ґрунту ($w \leq 0.2$ мм.) виникає зсув частинок ґрунту. При цьому в деяких областях ґрунту настає гранична рівновага. Боковий опір палі згідно прогнозу за МГЕ склав 25.7 кН., несуча спроможність буроін'єкційної палі на рис. 1 на горизонтальне навантаження за натурним експериментом [1] склала від 25 до 34 кН.

Висновки

- Таким чином, залучення МГЕ до прогнозування поведінки буроін'єкційних паль дає хорошу кореляцію з даними експериментів. Так на рис. 2 вертикальному навантаженню 900 кН відповідає величина переміщення 7.6 мм (в експерименті [1] навантаженню 900 кН – відповідає осідання 7.5 мм).
- Досвід проведених робіт [1] показав високу ефективність способу підсилення основ і фундаментів буроін'єкційними палями при реконструкції споруд, їм властива висока продуктивність праці і порівняно низька кошторисна вартість. Тому такий досвід рекомендовано для широкого вжитку.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Дмитриев Н.В., Малышев Л.И., Спицын Ю.И. Усиление оснований и фундаментов зданий Государственной Третьяковской галереи / ОФМГ.– 1986.– № 4 – С. 6-9.
2. Рекомендации по применению буронабивных свай. М: НИИОСП. –1984. – 49 с.
3. Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів. Монографія. Вінниця: ВНТУ. – 2016. – 137 с.

Моргун Алла Серафимівна – д-р техн. наук, професор, завідувач кафедри будівництва, міського господарства та архітектури, Вінницький національний технічний університет.

Плясовиця Віталій Юрійович – директор будівельної фірми «Плясовиці».

A. Morgun¹

V. Plyasovitsa²

**GEOTECHNICAL CALCULATIONS FOR MGE
BUROINEKTSIONNYH PILES OF CONDUCT AT
STRENGTHENING FOUNDATIONS**

¹ Vinnytsia National Technical University

² Construction company "Plyasovytsi"

For a numerical method of boundary elements predicted nesuschayu ability tilted buroinektsionnoy pile length of 14 m, a diameter of 150 mm under the action of both vertical and horizontal loading robot at it at an angle to one another (for gantry scheme) for strengthening the bases and foundations of the gallery. To solve the problem used elastic-plastic dilatancy model rrunta dispersion medium, which allows you to predict the behavior of buroinektsionnoy piles in the nonlinear stage of its work. A comparison of the results of numerical modeling of the boundary element method with the data of experimental studies, which confirmed a satisfactory correlation.

Keywords: boundary element method, the stress-strain state, carrying capacity, buroinektsionnaya pile.

Morgun Alla - Dr. Sc. Science, professor, head of construction, urban and architecture, Vinnytsia National Technical University.

Plyasovytsya Vitaliy - director of construction company "Plyasovytsi".

A. C. Моргун¹

В. Ю. Плясовица²

**ГЕОТЕХНИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗА МГЕ ПОВЕДЕНИЯ
БУРОИНЪЕКЦИОННЫХ СВАЙ ПРИ УСИЛЕНИИ
ФУНДАМЕНТОВ**

¹ Винницкий национальный технический университет

² Строительная фирма «Плясовицы»

За числовим методом граничних елементов спрогнозовано несущую способность наклонённой буронабивной сваи длиной 14 м, диаметром 150 мм при действии как вертикального, так и горизонтального нагружения при работе её под углом одна к другой (по козловой схеме) при усилении оснований и фундаментов галереи. Для решения задачи использовано упруго-пластическую дилатансионную модель дисперсной среды грунта, которая позволяет прогнозировать поведение буронабивной сваи в нелинейной стадии её работы. Проведено сравнение результатов числового моделирования за методом граничных элементов с данными экспериментальных исследований, которые подтвердили удовлетворительную корреляцию.

Ключевые слова: метод граничных элементов, напряженно-деформированное состояние, несущая способность, буронабивная свая.

Моргун Алла Серафимовна - д-р техн. наук, профессор, заведующая кафедрой строительства, городского хозяйства и архитектуры, Винницкий национальный технический университет.

Плясовица Виталий Юрьевич - директор строительной фирмы «Плясовицы».