УДК 519.642.624.044:624.15

А.С. Моргун, д.т.н., професор
О.В. Франчук, аспірант
Вінницький національний технічний університет

ПРОЕКТУВАННЯ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КРУГЛОЇ ФУНДАМЕНТНОЇ КОНСТРУКЦІЇ СИЛОСУ ДЛЯ ЗБЕРІГАННЯ ЗЕРНА

За методом граничних елементів оптимізовано фундаментну конструкцію силосу. Наведено методику розрахунку несучої здатності круглої фундаментної плити та кругового пальового поля з урахуванням нелінійної поведінки ґрунту.

Ключові слова: *метод граничних елементів, кільцеві та круглі фундаментні конструкції, теорія пластичної течії.*

А.С. Моргун, д.т.н., профессор
О.В. Франчук, аспирант
Винницкийнациональныйтехническийуниверситет

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПО МЕТОДУ ГРАНИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КРУГЛОЙ ФУНДАМЕНТНОЙ КОНСТРУКЦИИ СИЛОСА ДЛЯ ХРАНЕНИЯ ЗЕРНА

По методуграничных элементов оптимизированофундаментную конструкцию силоса. Приведена методика расчетанесущейспособностикруглойфундаментнойплиты и кругового свайного поля с учетомнелинейногоповеденияграунта.

Ключевые слова: *метод граничныхэлементов, кольцевые и круглые фундаментныеконструкции, теория пластическоготечения.*

A.S. Morgun, Dr. Sc. (Eng.), Prof.
O.V. Franchuk, Postgraduate
VinnytsiaNationalTechnicalUniversity

DESIGN BY THE METHOD OF BOUNDARY ELEMENT ROUND FOUNDATION STRUCTURE OF GRAIN STORAGE SILOS

The article by MBE optimized foundation of the silo. The methodology of calculating the bearing capacity of a circular base plate and circular pile field, taking into account the nonlinear behavior of the soil.

Keywords: *boundary element method, ring and round foundation design, the theory of plastic flow.*

Вступ.Україна має гостру потребу в збільшенні кількості елеваторів для зберігання зерна. Значні навантаження на фундаменти таких споруд потребують особливої уваги до їх проектування, адже ґрунти працюють уже в пластичній стадії. Конкретний вид фундаменту вибирають з економічних міркувань на основі варіативного проектування з урахуванням специфічних природних умов будівельного майданчика та із залученням сучасних досягнень механіки ґрунтів та фундаментобудування.

Підвищення ефективності фундаментобудування можливе шляхом упровадження в будівельну практику сучасних технологій проектування. Прикладні інженерні задачі механіки ґрунтів описуються диференціальними

рівняннями в частинних похідних. Їх можна ефективно розв'язувати, використовуючи потенціал числового методу граничних елементів (МГЕ).

У роботі за МГЕ запроектовано кругове пальове поле із 236-ти паль С120.35з круглою фундаментною плитою діаметром $d = 43$ м, товщиною $h = 0{,}6$ м для силосу зберігання зерна (рис. 1). Саме пальові фундаменти спроможні забезпечити найбільш раціональне проектне рішення, оскільки створюють можливість уникнути великих і нерівномірних осідань, прорізати шари ґрунту, які під впливом води можуть втратити стійкість, сприймати значні горизонтальні навантаження.

Рис. 1. Вигляд силосів для зберігання зерна

Як відомо, в теорії пружності основними рівняннями є: рівняння рівноваги, рівняння суцільності (нерозривності середовища, їх ще називають геометричні рівняння) та фізичні рівняння. У теорії граничної рівноваги залишаються ті ж рівняння рівноваги, а замість умови суцільності записуються формули зв'язку між напруженнями в граничному стані,й саме вони накладають на ґрунтовий масив граничний стан у всіх точках області, що розглядається.

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми.Щодо фізичних рівнянь, то таких чітких залежностей між $\sigma - \varepsilon$,як закон Гука, для матеріалів, що працюють у пластичній стадії, на сьогоднішній день не напрацьовано.

Огляд останніх джерел досліджень і публікацій. Зазвичай використовується теорія пластичної течії [1]. Саме її основи використано для прогнозування поведінки фундаментної конструкції силосу.

За критерій переходу дисперсного ґрунту до граничного стану (геометричні рівняння) прийнято узагальнений критерій Мізеса – Шлейхера – Боткіна.

$$f = \begin{cases} \tau_{окт} + \sigma_{окт} tg\psi - \tau_s = 0 \text{ при } \sigma_{окт} > \rho_0; \\ \tau_{окт} + \rho_o tg\psi - \tau_s = 0 \text{ при } \sigma_{окт} < \rho_0. \end{cases}, \qquad (1)$$

де $\tau_{окт}, \sigma_{окт}$ – інтенсивність дотичних напружень та гідростатичний тиск наоктаедричній площині, ρ_0 – точка переходу від конуса до циліндра в умові Мізеса–Шлейхера–Боткіна [2], τ_s – дотичні напруження при $\sigma_{окт} = 0.$

За рівняння стану при текучості матеріалу ґрунту та для визначення величини пластичних деформацій використано пружно-пластичну модель та неасоційований закон пластичної течії [1] розглядалася довільна, неасоційована дилатансія, тобто при напрацюванні математичної моделі використовувалася термодинаміка незворотних процесів

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{i,j}}, \; F \neq f., \tag{2}$$

де $d\varepsilon^p$ –приріст тензора пластичних деформацій ґрунту; $d\lambda$ – скалярний множник; F – пластичний потенціал, функція історії деформування, яка визначає дилатансійність середовища ґрунту – зміну його об'єму при зсуві; σ – тензор напружень; f – поверхня навантаження.

Для знаходження приросту тензора об'ємних деформацій використано дилатансійне співвідношення В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка [2,3]

$$d\varepsilon^p_{шар} = \Lambda(\rho) d\gamma^p, \tag{3}$$

де $d\varepsilon^p_{шар}$ – скалярний еквівалент приросту об'ємної деформації ґрунту (непружних об'ємних деформацій); $d\gamma^p$ – інтенсивність приросту пластичної деформації зсуву; $\Lambda(\rho)$ – коефіцієнт дилантансії залежить від щільності ґрунту ρ і може приймати як додатні (дилатансія), так і від'ємні (контрактансія) [2,3] значення.

Пружно-пластичне деформування ґрунту описується неінтегрованими диференціальними залежностями. Тому для розв'язання цих задач залучаються числові методи, в цьому випадку метод граничних елементів.

При розгляді тривимірної задачі визначення несучої здатності фундаментної конструкції силосу (вищезгадана розрахункова система з 15-ти диференціальних рівнянь теорії пружності) приведена К.Бреббія[4] до інтегрального рівняння рівноваги фундаментної конструкції в ґрунті

$$C(\xi)U(\xi) + \int_\Gamma U(x) q^*(\xi, x) d\Gamma(x) = \int_\Gamma q(x) U^*(\xi, x) d\Gamma(x), \tag{4}$$

яке пов'язує значення U і його нормальної похідної q = du/dx в кожному граничному вузлі на границі досліджуваної фундаментної конструкції. $U^*(\xi, x), q^*(\xi, x)$ – фундаментальні розв'язки Р. Міндліна для переміщень та напружень у пружній півплощині. Коефіцієнт $C(\xi) = 1/2$ для гладкої границі. Матричний вигляд рівняння (4)

$$A \cdot Y = F, \tag{5}$$

де А – матриця впливу МГЕ, отримана з фундаментальних розв'язків Р. Міндліна; Y – шуканий вектор напружень на границі палі (дотичні напруження τ_i по боковій поверхні та нормальні напруження під вістрям палі σ_1); F – заданий вектор переміщень.

При компонуванні матриці впливу МГЕ точка прикладання навантаження ξ розташовувалася по черзі на боковій поверхні та вістрі всіх паль пальового поля, що входили в активну зону кожної палі, це дало можливість відстежувати взаємовплив активних зон сусідніх паль.

Склад, будова і властивості ґрунту визначаються самою природою і суттєво різняться, вимагаючи кожного разу спеціального вивчення. У розрахунках приймалися середньозважені показники ґрунтової основи (табл.1), взяті за даними інженерно-геологічних вишукувань на будівельному майданчику.

Таблиця 1.Середньозважені характеристики шарів ґрунту буд. Майданчика

E, МПа	φ,°	ρ^{min}, т/м^3	ρ^{max}, т/м^3	ρ, т/м^3	υ	C, кПа
12,988	19,14	1,56	2,24	1,79	0,3655	23,89

У табл.1: E – модуль деформації ґрунту; φ – кут внутрішнього тертя; ρ – щільність ґрунту; υ – коефіцієнт поперечного розширення; C – зчеплення.

Основний матеріал і результати. При розрахунку круглого в плані пальового поля варіювалися параметри кількості паль (236 та 218 штук), їх довжина (12 і 16 м) та відстежувався вплив цих параметрів на перерозподіл зусиль і несучу здатність пальового поля.

На рис. 2 наведено схему розміщення паль фундаменту силосу та розріз по галереї.

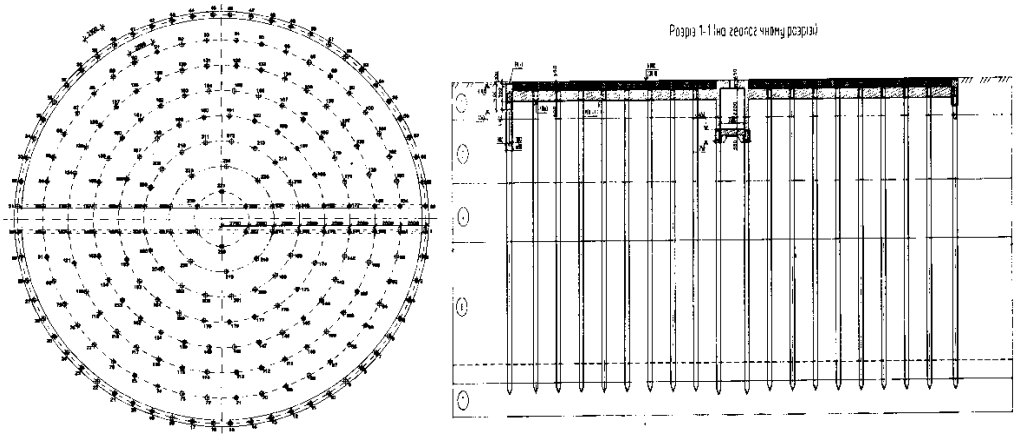

Рис. 2. Схема розміщення паль фундаменту силосу та розріз по галереї

Для вищенаведених геологічних умов за МГЕ отримано поведінку одиночних паль С120.35 і С160.35 (рис. 3).

Несуча здатністьцих паль при S=1 смвідповідно склала 723та 910 кН. За діючими ДБН, несуча здатність відповідно 735 та 955 кН. Такийзбіг підтверджує достовірність прогнозної поведінки за МГЕ роботи одиночних паль уцих геологічних умовах.

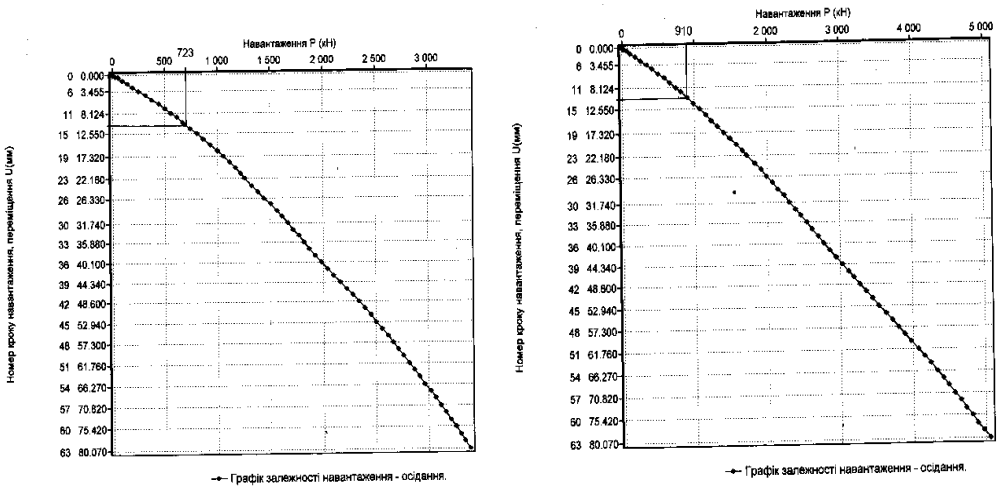

Рис. 3. Осідання одиночних паль С120.35 та С160.35 відповідно

З урахуванням перерозподілу навантаження між палями пальового поля за МГЕ проведено розрахунки двох варіантів пальового поля як фундаментної конструкції силосу для зберігання зерна.

Результати розрахунку несучої спроможності кругового пальового поля (рис. 2) із 236-ти паль С120.35 з галереєю висотою 2,8 м при осіданні S=1 см на ґрунтовій основі з піщаною підсипкою і без неї склали відповідно 51701,8 та 49581,6 кН.

2-й варіант розрахунку кругового пальового поля проведено із 218-ти паль С160.35. При S=1 см таке пальове поле сприймає навантаження 60397кН.

За умови ваги силосуіз зерном 35000 т очікуване за МГЕ осідання складає 7,06 см (з урахуванням підсипки 6,77 см). За другим варіантом пальового поля силосу очікуване осідання S = 5,79 см. З економічних міркувань вибрано пальове поле запершим варіантом із 236-ти паль довжиною 12 м із піщаною підсипкою.

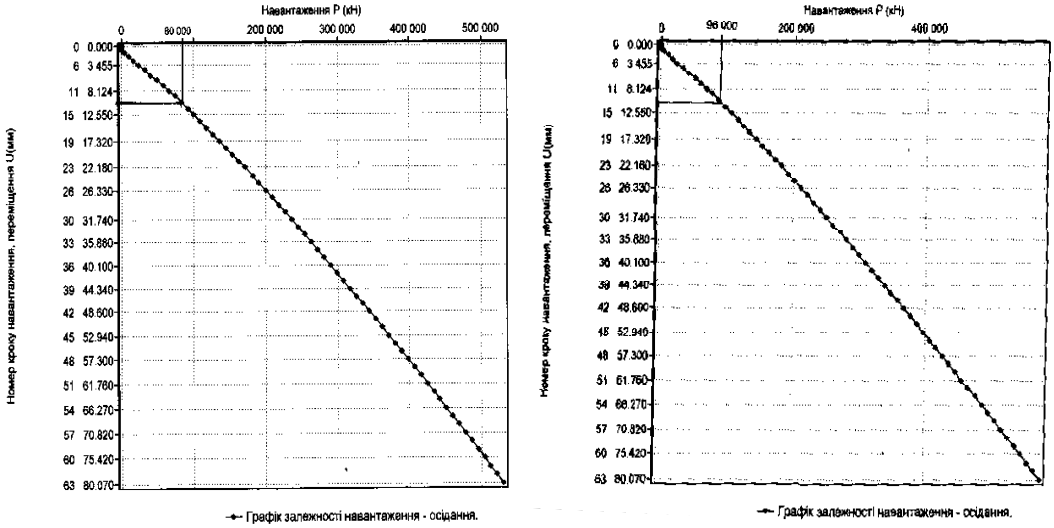

Рис. 4. Осідання фундаментної плити без підсипки та з піщаною підсипкою

Пальове поле накривалося круглою плитою висотою 0,6 м і діаметром 43 м. Прогнозна за МГЕ поведінка такої фундаментної плити згідно з вищенаведеними геологічними даними та з підсипкою 1м піску пилуватого (E=18 МПа, e=0,65, υ=0,363), який поліпшив середньозважені показники ґрунтової основи, наведено на рис.4.

При S=1 см фундаментна плита сприймає навантаження 80000 кН (96 000 кН за умови піщаної підсипки). Сумісна робота пальового поля із 236-ти паль С120.35 та фундаментної плити d = 43 м, h = 0,6 м забезпечує очікуване осідання силосу S=2,71 см(S=2,37 см з урахуванням 1 м підсипки).

Таким чином, як фундаментну конструкціюсилосу прийнято кругле пальове поле із 236-ти паль С120.35 з круглою плитою d= 43 м та h = 0,6 м. Очікувана за МГЕ величина осідання склала 2,37 см, що менше від допустимого за ДБН.

Висновки:

1. Набув подальшого розвитку метод аналізу НДС круглих фундаментних конструкцій, який ураховує нелінійну поведінку ґрунту.

2. Застосована пружно-пластична модель дозволяє задовільно описувати процес деформування фундаментних конструкцій, моделювати їх поведінку при статичному навантаженні. Це свідчить про адекватність закладених в основу моделі передумов і перспективність використання моделі для розв’язку практичних задач фундаментобудування.

Література

1. Моргун, А.С. Застосування МГЕ у розрахунках паль в пластичному середовищі ґрунту / А.С. Моргун. – Вінниця: Універсум-Вінниця, 2001. – 64 с.

2. Бойко, І.П. Наружено-деформований стан грунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Основи і фундаменти: міжвідомчий наук.– техн. зб.– К.: КНУБА,2004. –Вип. 28. – С. 3 – 10.

3. Николаевский, В.Н. Современные проблемы механики грунтов / В.Н. Николаевский // Определяющие проблемы механики грунтов. – М.: Стройиздат, 1975. – С.210 – 227.

4. Бреббия, К. Методы граничных элементов / К. Бреббия, Ж. Теллес, Л. Вроубел. – М.: Мир, 1987. – 525с.

Надійшла до редакції 23.09.2013
© А.С. Моргун, О.В. Франчук