

Геотехнічні питання дослідження технічного стану споруди на слабких ґрунтах за методом граничних елементів

Алла МОРГУН¹, Іван МЕТЬ²

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,
¹ morgunallaS@gmail.com, orcid.org/0000-0002-4701-339X
² met@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0003-0568-730X

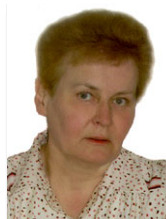
DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.32-38

Анотація. Розглянуто дискусійне питання необхідності врахування підвищувального коефіцієнта до модуля деформацій ґрунту, отриманого на базі компресійних досліджень для проектування лесових замкнених ґрунтів. Як відомо слабкі ґрунти можуть мати низьку несучу здатність та високу стисливість, що робить їх складними для будівництва та експлуатації споруд.

Відомо, що в лабораторних умовах модуль деформації ґрунту зазвичай визначають його ущільненням статичним навантаженням без можливості бічного розширення у жорсткому кільці. Недолік компресійного приладу є невисока точність вимірів підкреслена багатьма дослідниками через те, що сили тертя зразка ґрунту по стінках кільця зменшують в залежності від вологості і виду ґрунту вертикальний тиск, прикладений до зразка під час випробування. Це призводить до хибного зменшення фактичного значення модуля деформацій ґрунту.

Для визначення достовірності двох підходів до визначення модуля деформацій ґрунту, проведено розрахунки осідань фундаментів силосів зернохранищ на небезпечних деградованих лесових ґрунтах за числовим методом граничних елементів (МГЕ) з використанням пружно-пластичної моделі, у варіанті врахування до модуля деформацій ґрунту підвищувального коефіцієнта та без врахування його.

Виявлено, що вирішення задач оцінки технічного стану будівлі пов'язані з геодезичними та інженерно-геологічними вишукуваннями та з аналізом цих результатів, оскільки саме від них залежить напружено-деформований стан системи “будівля-основа” та особливості деформування ґрунтової основи. Адже проблема пов'язана із захистом споруди від крену є досить



Алла МОРГУН
професор кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури
д.т.н., проф.



Іван МЕТЬ
Декан ФБЦЕІ ВНТУ
к.т.н., доц.

актуальною. Проектування або реконструкція споруд на основах із слабкими ґрунтами (з модулем деформацій $E < 5$ МПа) теж пов'язано з проблемою забезпечення не перевищення розрахунковими значеннями деформацій їх гранично допустимих величин для дослідної споруди.

Результати числових досліджень порівняно з розрахунком за методом скінчених елементів (МСЕ) та експериментом.

Ключові слова: дилатансія ґрунту, числовий метод граничних елементів, лесові слабкі ґрунти.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Розвиток ЕОМ сприяв розробці числових методів реалізації нелінійних моделей (МСЕ, МГЕ), що дозволяють виконувати розрахунки основ з використанням традиційних характеристик, які визначаються з інже-

нерно-геологічних вишукувань. Остання обставина є важлива. Натепер багатопараметричні моделі теорії пластичної течії, параметри яких $\epsilon: \rho, E, \nu, c, \varphi$ знаходяться поза конкурсом серед моделей стаціонарних процесів, що мають вжиток в практиці проектних розрахунків.

Головним параметром ґрунту, що впливає на достовірність прогнозу осідань основ будівель є модуль деформацій кожного шару ґрунту E в межах стисливої товщі. Визначення модуля ґрунту, E – одне із ключових питань для замкнених лесоподібних ґрунтів [2, 5]. В слабких ґрунтових умовах значну частину несучої здатності фундаментної конструкції становлять сили тертя по бічній поверхні. Існує багато методів визначення модулів деформацій, та ні один з них не можна рахувати достовірним, в тім числі і рекомендовані дослідження ґрунтів штампом площею 5000 см^2 . Та ґрунти – утворення натуральні і механіку ґрунту не можна відокремлювати від природничих наук [6], серед яких основне місце належить фізиці, тобто умовам збереження маси і енергії. Цим умовам повністю відповідає теорія пружності.

Механіка ґрунтів розглядає пористі тіла, в яких, як вказував Н.М. Герсіванов, перші деформації проходять в результаті ущільнення, тобто зменшення порового простору і лише після цього настає наступна стадія зсувів, розривів. Тому найбільш важливою умовою стану ґрунту є взаємозв'язок напружень і пористості. Компресійні дослідження ґрунтів в одометрах (тобто в умовах неможливого бокового розширення) є фізично обґрунтовані.

Найбільш достовірним методом визначення модуля деформацій є польові випробування в шурфах штампами $2500\text{-}3000 \text{ см}^2$, але вони є дороговартісні.

Із результатів численних досліджень [5] значення модуля E по даних компресійних приладів значно нижчі від модулів, встановлених на базі польових випробувань штампами.

В нормативних документах для вирішення цього питання було запропоновано введення підвищувального коефіцієнта m_k до результатів компресійних досліджень модуля деформацій E . Та підсумки довготривалих геодезичних спостережень [5] вказують, що для розрахунку осідань основ коректно використовувати дані компресійних випробувань без підвищувального коефіцієнта m_k який змінюється від 2 до 6 в залежності виду ґрунту та коефіцієнта пористості ґрунту e .

В [5] проведено порівняння даних точних геодезичних спостережень за деформаціями основ із водонасичених лесоподібних ґрунтів силосних корпусів зернохосовищ для зберігання зернових з розрахунком за методом пошарового підсумовування та МСЕ.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для підтвердження даного положення в роботі проведено числове моделювання за МГЕ деформативності фундаментів цих циліндричних корпусів (монолітних залізобетонних плит з діаметрами 15,5 м, 18,4 м, 23,5 м при глибині закладання 2,2 м). Можливість побудови точних рішень для задач механіки ґрунтів обмежені. По цій причині уже давно усвідомлена необхідність ефективних наближених числових методів. Мінливість процесу деформування ґрунту досліджувалась розглядом інтегрального рівняння рівноваги сил на границі фундаментної конструкції за числовим МГЕ [1, 3].

В роботі гранична задача рівноваги фундаментної конструкції в ґрунтовій основі розв'язується інтегральним рівнянням МГЕ (1).

Рівняння стану, що встановлює залежність між потенціалом $-u$ (переміщення в теорії пружності) та потоком $-q = \frac{du}{d\varepsilon}$ (напруження в теорії пружності) на границі досліджуваного об'єкту отримано К. Бреббія [1] при реалізації числового МГЕ:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ij,j} + b_j &= 0 \\ \varepsilon_{ij} &= 0,5(u_{i,j} + u_{j,i}) \\ \sigma_{ij} &= C_{ijkl}\varepsilon_{kl} \end{aligned} \right\} \Rightarrow C_{ij}(\xi)u_j(\xi) + \int_{\Gamma} p_{ij}^*(\xi, x)u_j(x)d\Gamma(x) = \int_{\Gamma} u_{ij}^*(\xi, x)p_j(x)d\Gamma(x), \quad (1)$$

де зліва в позначеннях Ейнштейна записано: $\sigma_{ij,j} + b_j = 0$ – статичні рівняння рівноваги; $\varepsilon_{ij} = 0,5(u_{i,j} + u_{j,i})$ – геометричні рівняння; $\sigma_{ij} = C_{ijkl}\varepsilon_{kl}$ – фізичні рівняння; u_{ij}^*, p_{ij}^* – базисні функції, що відповідають полю вагових функцій, які задовольняють рівняння рівноваги Лапласа в області Ω . В якості вагових функцій в роботі прийнято фундаментальні рішення Р. Міндліна для переміщень u та напружень q півплощини від дії одиничної сили $P = 1$ [1,3].

Фундаментальні рішення в МГЕ [3] обертають в нуль інтеграл по області, зводячи задачу до пошуку лише граничних функцій та понижують розмірність задачі на одиницю. Фундаментальні рішення Р. Міндліна і є тим одиничним допоміжним універсальним станом принципу взаємності Бетті. Кожний інтеграл рівняння (1) являє роботу узагальненої сили одного стану на відповідних їм переміщеннях другого стану.

Для описання непружної частини деформацій ґрунту в якості фізичних рівнянь прийнято теорію пластичної течії, яка використовує окреме описання пружних і пластичних деформацій, а саме, неасоційований закон пластичної течії:

$$d\varepsilon_{ij}^p = \frac{\partial E}{\partial \sigma_{ij}}, F \neq f, \quad (2)$$

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + \sum d\varepsilon_{ij}^p, \quad (3)$$

де F – пластичний потенціал, дисипативна функція пористого ґрунту; $d\varepsilon_{ij}$ – повні деформації ґрунту, складаються із пружних ε_{ij}^e та суми приростів пластичних $\sum d\varepsilon_{ij}^p$.

Приріст пластичних деформацій на конкретному кроці навантаження:

$$d\varepsilon^p = d\varepsilon^p_{шар} + d\varepsilon^p_{дев}, \quad (4)$$

де $d\varepsilon^p_{шар}$ – приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень; $d\varepsilon^p_{дев}$ – приріст пластичних деформацій від девіатора напружень.

Приріст пластичних деформацій від шарового тензора напружень визначався дилатансійним співвідношенням В.М. Ніколаєвського, І. П. Бойка [2,4]:

$$d\varepsilon^p_{шар} = \Lambda(\chi)d\gamma^p \quad (5)$$

Приріст пластичних деформацій від девіатора напружень:

$$d\varepsilon^p_{дев} = D_{ij}d\lambda \quad (6)$$

де D_{ij} – девіатор напружень; $d\lambda$ – коефіцієнт пропорційності, $d\gamma^p$ – скалярний еквівалент приросту зсувної пластичної деформації на октаедричній площині; $d\varepsilon_{ij}^p$ – приріст непружних змін об'єму, що супутні зсуву; Λ – швидкість дилатансії (згідно з дилатансійною теорією В.М. Ніколаєвського, І.П. Бойка [2, 4]); χ – параметр зміцнення ґрунтового середовища (прийнято щільність ґрунту ρ).

Диференціальна залежність $\sigma_{ij} - d\varepsilon_{ij}^p$ передбачає розв'язок із залученням процедур покрового навантаження. В даному дослідженні використано покровий метод пружних рішень О.А. Іллюшина. На кожному n -му етапі наближення ітераційного процесу «пружних» рішень О.А. Іллюшина розв'язується система лінійних алгебраїчних рівнянь (СЛАР) з кожним разом уточненою правою частиною. На кожному наступному кроці навантаження використовуються дані з попереднього кроку. Оскільки зв'язок $\sigma - \varepsilon$ в ґрунтах не носить лінійний характер, визначення постійних лінійної пропорційності обмежувались умовами нескінченно малих

змін приростів напружень і відповідних їм приростів деформацій. Процес навантаження основи розглядався як квазістатичний, який характеризувався нескінченно повільною течією. Саме такі процеси відповідають етапам зведення споруди.

За допомогою квадратурних формул для інтегрування, рівняння (1) апроксимувалося системою алгебраїчних рівнянь, яка розв’язувалась числовим методом Гаусса.

В табл. 1 приведено дані модуля деформації E ґрунтової основи силосів для інженерно-геологічних елементів (ІГЕ) шарів будівельного майданчика з урахуванням та без урахування підвищувального коефіцієнта m_k [5].

Дискретизація активної зони навколо фундаментної основи та отримані за МГЕ графіки навантаження-осідання для трьох типів силосних корпусів наведено на рис.1-3.

Табл.1. Порівняння значень модуля деформації ґрунтів
Table 1. Comparison of soil deformation modulus values

№ ІГЕ	Підсумки вишукувань при застосуванні коефіцієнтів m_k		Підсумки вишукувань без застосування коефіцієнтів m_k	
	назва ґрунту	E , МПа	назва ґрунту	E , МПа
ІГЕ-2	супісок твердий, пластичний	10	супісок пластичний, текучий	3
ІГЕ-2а	супісок твердий, пластичний	10	супісок пластичний, текучий	4
ІГЕ-2б	супісок пластичний, текучий	7	супісок пластичний, текучий	3,5
ІГЕ-3	суглинок від тугопластичного до текучого	7	супісок пластичний, текучий	4
ІГЕ-3а	супісок текучий	7	супісок пластичний, текучий	3,5
ІГЕ-5	суглинок від твердого до текучо-пластичного	13	суглинок м’якопластичний	6,5

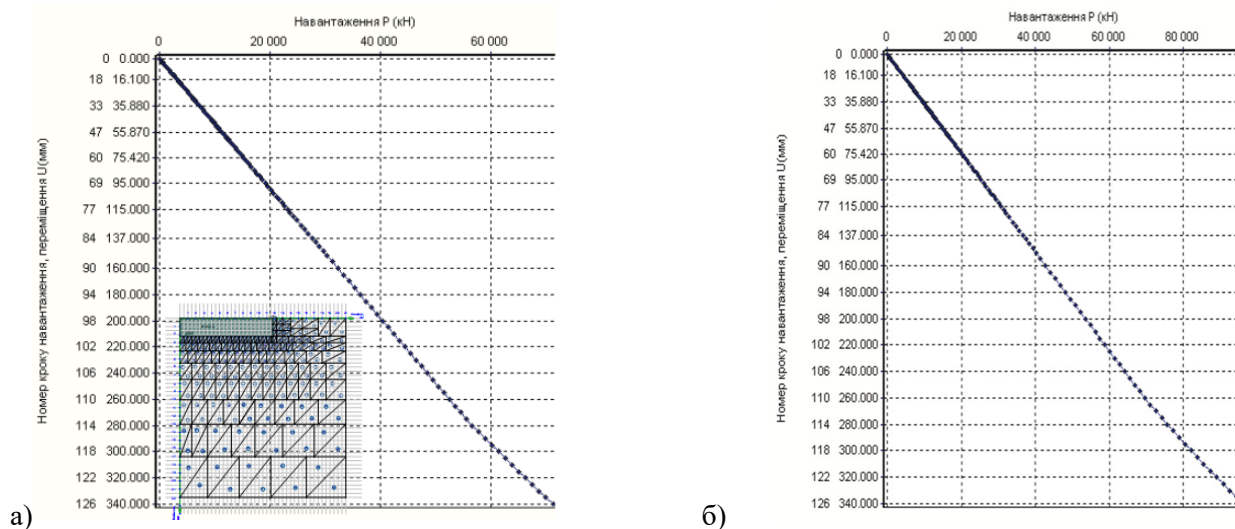
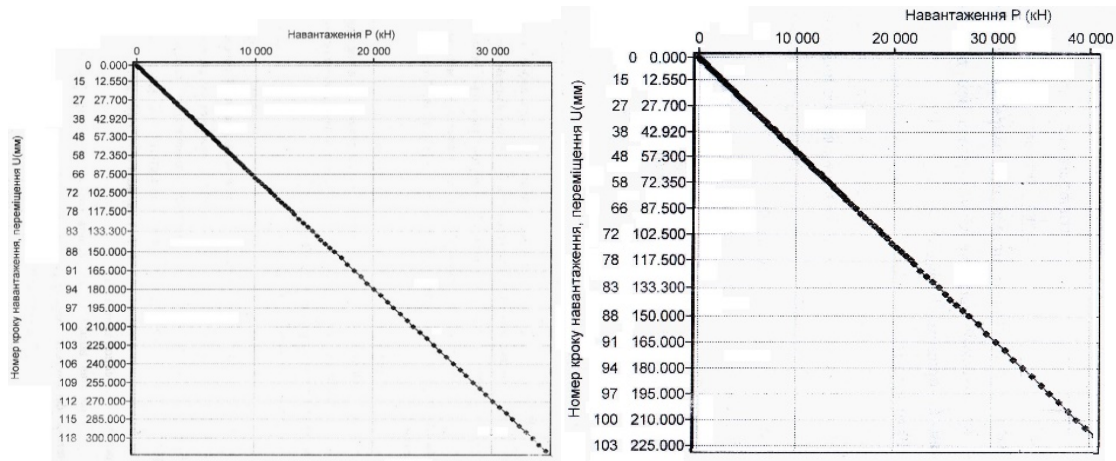


Рис. 1. Схема дискретизації активної зони навколо фундаментної плити та отримані за МГЕ графіки залежності «навантаження-осідання» металевого силосного корпусу діаметром 23,5м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E ; б – без нього.

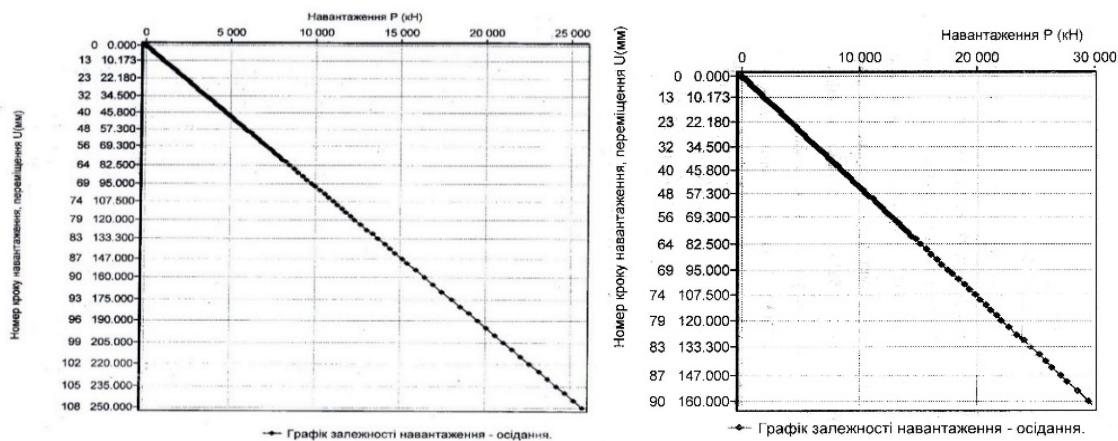
Fig. 1. Scheme of discretization of the core zone around the foundation slab and the graphs of the load-settlement dependence of a metal silo with a diameter of 23.5 m obtained by MBE: a - with the application of a multiplying factor to the soil deformation modulus E ; b - without it.



а) б)

Рис. 2. Отримані за МГЕ графіки залежності «P-S» металевого силосного корпусу діаметром 18,4 м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E; б – без нього.

Fig. 2. The graphs of the P-S dependence of a metal silo body with a diameter of 18.4 m obtained by MBE: a - with the application of a multiplying factor to the soil deformation modulus E; b - without it.



а) б)

Рис. 3. Отримані за МГЕ графіки залежності «P-S» металевого силосного корпусу діаметром 15,5м: а – при застосуванні підвищувального коефіцієнта m_k до модуля деформацій ґрунту E; б – без нього.

Fig. 3. Graphs of the P-S dependence of a metal silo body with a diameter of 15.5 m obtained by MBE: a - with the application of a multiplying factor to the soil deformation modulus E; b - without it.

В якості критерію міцності (поверхні текучості) взято октаедричну теорію Мізеса-Шлейхера-Боткіна:

$$f = \begin{cases} T + \sigma_m tg \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m \leq p_0 \\ T + \rho_0 tg \psi - \tau_s = 0 & \text{при } \sigma_m > p_0 \end{cases} \quad (7)$$

σ_m – гідростатичний тиск (I інваріант T_σ);
 T – інтенсивність дотичних напружень (II інваріант D_σ), p_0 – рівень гідростатичного

тиску, коли ґрунт працює як суцільне середовище (межа переходу від конуса до циліндра в моделі пружно пластичного середовища Мізеса – Шлейхера - Боткіна), τ_s – параметр на девіаторній площині, аналогічний зчепленню. Результати порівнянь осідань основ фундаментів зерносховищ за числовими методами МГЕ та МСЕ подано в табл. 2.

Табл. 2. Порівняння осідань фундаментів зерносковищ
Table 2. Comparison of settlements of granary foundations

Діаметр силосу / натурні значення осідань	Вага силосу	Осідання заповнених зерном силосів (мм)			
		за МГЕ		за МСЕ	
		без урахування m_k	з урахуванням m_k	без урахування m_k	з урахуванням m_k
d=23,5 м / 290 мм	62300 кН	309 мм	236 мм	315 мм	231 мм
d=18,4 м / 270 мм	38180 кН	305 мм	198 мм	297 мм	185 мм
d=15,5 м / 240 мм	23700 кН	231 мм	127 мм	237 мм	126 мм

Величини осідань силосів визначались за отриманими графіками в залежності від ваги силосів.

Таким чином, суттєва різниця розрахованих осідань силосів пояснюється відповідною різницею у завищених значеннях модулів деформацій ґрунтів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

За результатами порівнянь величин дійсних осідань, отриманих за МСЕ, за МГЕ (табл.2) при прогнозі осідань водонасичених лесоподібних основ коректно використовувати компресійний модуль деформацій ґрунту без підвищувальних коефіцієнтів m_k . Саме ці величини осідань краще корелюються з натурними значеннями осідань силосів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Brebbia C.A. Boundary Element Techniques: Theory and Applications in Engineering / C.A. Brebbia, J.C.F. Telles, L.C. Wrobel. — Berlin and New York: Springer-Verlag, 1984. — 464 p.
2. Бойко І.П. 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, 2004. — Вип. 28. — С. 3-10.
3. Моргун А.С. Нелінійні проблеми механіки ґрунтів / А.С. Моргун // *Вінниця, ВНТУ, 2016*. — 122 с.

4. Ніколаєвський В.Н. Сучасні проблеми механіки ґрунтів / В.Н. Ніколаєвський // *Визначальні закони механіки ґрунтів*. 1975. — С. 210-227.
5. Червінський Я.Й. Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах / Я.Й. Червінський, О.О. Петраков, М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.А. Титаренко, В.Д. Шумінський, С.В. Степанчук, А.М. Дворник, Я.І. Домбровський // *Наука та будівництво*. — К.: ДП НДІБК, — 2014. — С. 17-24.
6. Горбунов В. П. О современных тенденциях в развитии механики грунтов. Дискусии. / В. П. Горбунов // *ОФУМГ*. — 1979. — № 1 С. 26-27.

REFERENCES

1. Brebbia C.A., Telles J.C.F., Wrobel L.C. (1984). Boundary Element Techniques: Theory and Applications in Engineering. Berlin and New York: Springer-Verlag
2. Boiko I.P., Sakharov O.V. (2004). Napruzheno-deformovanyi stan gruntovoho ma-syvu pry pobudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuuychkh budynkiv [The stressed-deformed state of the soil massif during the construction of new foundations near existing buildings]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovo – tekhnichniy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 2004, 28, 3-10 (in Ukrainian).
3. Morhun A.S. (2016). Neliniini problemy mekhaniky gruntiv [Nonlinear problems of soil mechanics]. Vinnytsia: VNTU, 122 (in Ukrainian).
4. Nikolaievskiy V.N. (1975). Suchasni problemy mekhaniky hruntiv [Modern problems of soil mechanics]. *Vyznachalni zakony mekhaniky hruntiv*, 210-227 (in Ukrainian).

5. Chervinskyi Ya.I., Petrakov O.O., Zotsenko M.L., Vynnykov Yu.L., Tytarenko V.A., Shuminskyi V.D., Stepanchuk S.V., Dvornyk A.M., Dombrovskyi Ya.I. (2014) Doslidzhennya tekhnichnoho stanu budivel' ta sporud pry nebezpechnykh heolohichnykh protse-sakh [Investigation of the technical condition of buildings and structures during dangerous geological processes]. *Nauka ta budivnytstvo*. Kyiv: DP NDIBK, 17-24 (in Ukrainian).
6. Horbunov V.P. (1979) Pro suchasni tendentsii v rozvytku mekhaniky gruntiv [About modern trends in the development of soil mechanics]. *OFMH*, 1, 26-27 (in Ukrainian).

Geotechnical issues of investigation of the technical condition of the structure on weak soils according to the boundary element method

*Alla MORGUN
Ivan MET*

Summary. The article considers the controversial issue of the need to take into account the increasing coefficient to the soil deformation modulus obtained on the basis of compression studies for the design of loess frozen soils. It is well known that weak soils can have low bearing capacity and high compressibility, which makes them difficult to construct and operate structures.

It is known that in laboratory conditions, the modulus of soil deformation is usually determined by compaction with a static load without the possibility of lateral expansion in a rigid ring. The disadvantage of the compression device is the low accuracy of measurements, which is emphasised by

many researchers due to the fact that the friction forces of the soil sample on the ring walls reduce, depending on the moisture content and soil type, the vertical pressure applied to the sample during the test. This leads to a false decrease in the actual value of the soil deformation modulus.

To determine the reliability of the two approaches to determining the soil deformation modulus, the settlements of the foundations of grain storage silos on dangerous degraded loess soils were calculated by the numerical method of boundary element (MBE) using an elastic-plastic model, with and without taking into account the soil deformation modulus.

It has been found that solving the problems of assessing the technical condition of a building is associated with geodetic and engineering-geological surveys and the analysis of these results, since the stress-strain state of the building-foundation system and the peculiarities of deformation of the soil base depend on them. After all, the problem of protecting a building from rolling is quite relevant. The design or reconstruction of structures on foundations with weak soils (with a deformation modulus $E < 5$ MPa) is also associated with the problem of ensuring that the calculated deformation values do not exceed their maximum permissible values for the experimental structure.

The results of numerical studies are compared with the method of finite element (MFE) calculation and experiment.

Keywords: soil dilatancy, numerical method of boundary element, loess weak soils.