

1УДК624

## МЕТОДИКА ВРАХУВАННЯ ПРОЦЕСУ УЩІЛЬНЕННЯ ҐРУНТІВ ПРИ ОЦІНЦІ ВЗАЄМОДІЇ КОНСТРУКЦІЙ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

О.В. Литвин,  
асистент

*Kyiv National University of Construction and Architecture  
31, Povitroflotsky ave., Kyiv, Ukraine, 03037*

DOI: 10.32347/2410-2547.2024.113.352-359

Запропоновано методику оцінки взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою з урахуванням ущільнення ґрунтів. Методика базується на компресійних випробуваннях та напівлогарифмічній моделі К. Терцагі. Реалізація у Simulia Abaqus підтвердила узгодженість результатів моделювання з лабораторними даними та мінімізацію впливу граничних умов на систему «Основа-Фундамент-Споруда».

**Ключові слова:** інженерні конструкції, числове моделювання, метод скінчених елементів, напружено-деформований стан, взаємодія конструкцій, математичні моделі, ґрунтова основа.

**Вступ.** Під час взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою переважаючим проходить процес ущільнення ґрунтів під фундаментами, коли в ґрунтах починають розвиватись незворотні деформації пов'язані зі зменшенням об'єму ґрунтових пор [1]. Звичайно при цьому також будуть виникати зони пластичних деформацій, пов'язаних з деформаціями зсуву, але вони будуть локальними, не великих розмірів і не суттєво впливають на перерозподіл напружень в системі «Основа-Фундамент-Споруда». Оскільки проектування конструкцій, що взаємодіють з основою, потрібно проводити в умовах далеких від вичерпання несучої здатності, тобто коли напруження не досягають граничної поверхні пластичності пов'язаної з деформаціями зсуву, то виникає необхідність, в першу чергу, врахування саме процесу ущільнення. З цією метою пропонується використовувати математичну модель, яка буде описувати процес ущільнення ґрунтів в умовах наближених до компресії. Але для використання більшості математичних моделей, які реалізовані у сучасних програмних комплексах потрібно мати дані складних лабораторних досліджень ґрунтів проведених на передовому обладнанні, таких як стабілометричні випробування, тощо [2]. З іншого боку під час оцінки взаємодії конструкцій з основою, на сьогоднішній день, в переважній більшості, інженери в Україні мають максимум тільки дані компресійних випробувань ґрунтів у зв'язках і інженерно-геологічних вишукувань обмежених діапазоном тисків 0.1- 0.3 МПа. На практиці більшість сучасних споруд, до яких відносяться висотні будинки, промислові споруди та ін., мають фундаменти в основі, під якими діапазон тисків лише тільки починається від 0.3-0.4 МПа [3].

Враховуючи вищенаведені фактори, в цій статті запропонована методика оцінки взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою в умовах наближених до компресійного стиснення, яка базується на використанні математичної моделі, що описує процес ущільнення ґрунтів та даних компресійних випробувань. Також слід зазначити, що дану методику також можна використовувати і з іншими даними, отриманими на сучасних лабораторних приладах.

**1. Постановка задачі.** Мета роботи розробити методику оцінки взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою при інженерних розрахунках ґрунту на основі опису процесу ущільнення малозв'язаних ґрунтів в умовах компресії та лабораторних даних компресійних випробувань ґрунтів. Для досягнення поставленої мети було виконано підбір константи в закономірності ущільнення ґрунтів К. Терцагі [4], використавши вищезгадану закономірність продовжено компресійну криву до потрібних діапазонів тисків. З метою перевірки та відпрацювання алгоритму запропонованої методики було проведено числове моделювання лабораторних випробувань малозв'язаного ґрунту у приладі одновісного стиску без можливості бічного розширення (одометрі). За результатами числового імітаційного моделювання виконано порівняння графіків залежності коефіцієнта пористості від тиску на гілці компресії,

декомпресії, та рекомпресії отриманих в результаті моделювання та даних протоколу лабораторних випробувань. Під час моделювання впливів висоти розрахункової області виявлено що запропонована методика дозволяє практично виключити вплив граничних умов на напружено-деформований стан фундаментів та конструкцій будівель.

**2. Вклад основного матеріалу.** Вираз для визначення модуля деформації під дією тиску  $P_i$  за результатами компресійних випробувань:

$$E_i = \frac{(1 + e_0) \cdot (P_{i+1} + P_i)}{e_i + e_{i+1}} \cdot \beta, \quad (1)$$

де  $e_i$  - поточний коефіцієнт пористості,  $e_0$  - початковий коефіцієнт пористості,  $\beta$  - коефіцієнт, який враховує відсутність поперечного розширення ґрунту в компресійному приладі та залежить від коефіцієнта Пуассона.

У лабораторних умовах при визначенні стисливості ґрунтів зазвичай обмежуються незначною зміною тиску ( $P=0,1-0,4$  МПа). Однак, на практиці часто потрібно мати значення показників деформативності ґрунту (модуля деформації  $E$ ) у більш високих діапазонах тиску ( $P=0,6-1,0$  МПа), що має місце в основах сучасних споруд [3]. Для вирішення цього питання скористайтесь законом ущільнення К. Терцагі[4]:

$$e_i = e_0 - C_c \cdot \ln(P/P_0), \quad (2)$$

де  $P_0, P$  - початкове, близьке до структурної міцності, та поточне значення компресійного тиску,  $C_c$  - коефіцієнт компресії що визначається експериментально.

Використання закономірності (2) дозволяє подовжити компресійну криву (рис. 1) до потрібного діапазону тиску і відповідно до виразу (1) визначити модуль деформації  $E$ , більш широкому діапазоні.

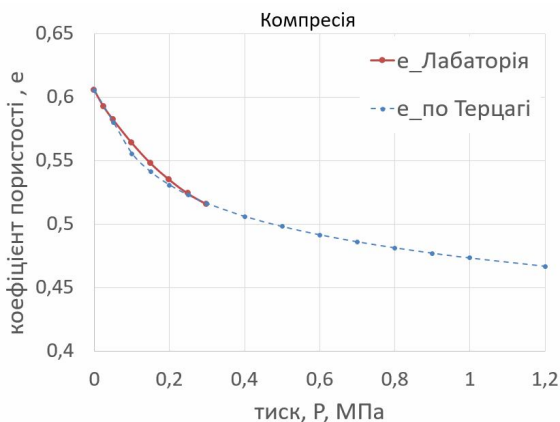


Рис. 1. Компресійна крива подовжена до потрібного діапазону тиску розрахунків

До межі структурної міцності, у пружній стадії, використаємо модуль пружності  $E_{стр}$ , який приймемо  $E_{стр} = 10 \cdot E_{деф}$  [7], де  $E_{деф}$  - це модуль деформації ґрунту у діапазоні тиску 0,1-0,3 МПа. Подальше збільшення навантаження призведе до руйнування структурних зв'язків з підвищенням деформативності ґрунту та переходу до другої ділянки компресійної кривої, що відповідає процесу ущільнення ґрунту. Модуль деформації на цій ділянці  $E_i$  при

тиску  $P_i$  будемо визначати за рівнянням (1). Процес ущільнення може відбуватися до того, поки ґрунт не буде мати мінімальний коефіцієнт пористості. Далі процес ущільнення відбуватиметься лише за рахунок стиснення мінеральних частинок - скелету ґрунту і буде описуватись з постійним модулем деформації, досягнутим на поточному кроку навантаження. Оскільки експериментальне отримання мінімального коефіцієнту пористості має певні складності, для його визначення скористаємось рівнянням (2), обмежившись тиском  $P_{max} = 2$  МПа згідно з експериментальними даними Сидорова і Спідіна [5].

При осіданні будівель в основі окрім ущільнення також будуть існувати зони розущільнення за рахунок зсувів та випору ґрунту. Це теж можна врахувати, використовуючи гілку розвантаження компресійної кривої, яка також описується рівнянням (2), замінивши  $C_c$ , яка використовується на гілці ущільнення, константою  $C_d$  при декомпресії. При рекомпресії (повторному навантаженню) гілка навантаження взагалі не буде співпадати з гілкою декомпресії [6] і у закономірність К. Терцагі (2) використаємо константу  $C_r$  при рекомпресії.

Для визначення констант компресії  $C_c$ , декомпресії  $C_d$ , рекомпресії  $C_r$  напівлогарифмічної кривої (рис. 1) скористаємося наступним підходом.

З рівняння компресійної кривої (2) отримаємо вираз для знаходження коефіцієнта компресії  $C_c$  в першому наближенні:

$$C_c = \frac{(e_0 + e_{02})}{\ln(P_{\max}/P_0)}, \quad (3)$$

де  $P_{\max}$  - максимальний тиск, який було прикладено під час проведення компресійних випробувань,  $e_{02}$  - коефіцієнт пористості, отриманий за виразом (2) при проведенні компресійних випробувань після прикладання тиску  $P_{\max}$ .

Далі необхідно побудувати дві криві, одну за результатами компресійних випробувань, другу, використовуючи рівняння компресійної кривої (2), і накласти їх одна на одну. Після цього, методом підбору послідовно змінювати попередньо визначений за виразом (3) коефіцієнт компресії  $C_c$  доки не буде досягнуто максимально найкращого накладання кривої побудованої за рівнянням (2) на криву отриману за результатами лабораторних випробувань. Тут важливу роль відіграє точність та достовірність проведення компресійних випробувань зразків ґрунту.

Далі розглянемо закон Гука в тензорному вигляді:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \lambda + 2\mu & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2\mu & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2\mu & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \mu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \mu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mu \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

де  $\lambda$  - параметр Ляме, який пов'язаний з модулем деформації  $E$  та коефіцієнтом Пуассона  $\nu$  наступним виразом:

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}, \quad (5)$$

модуль зсуву:

$$\mu = G = \frac{E}{2(1 + \nu)}, \quad (6)$$

Виходячи з виразу (4), отримаємо лінійні рівняння для знаходження компонент тензора напружень:

$$\sigma_{11} = \lambda \cdot (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) + 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{11}, \quad (7)$$

$$\sigma_{22} = \lambda \cdot (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) + 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{22}, \quad (8)$$

$$\sigma_{33} = \lambda \cdot (\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) + 2 \cdot \mu \cdot \varepsilon_{33}, \quad (9)$$

$$\sigma_{12} = \mu \cdot \gamma_{12}, \quad (10)$$

$$\sigma_{13} = \mu \cdot \gamma_{13}, \quad (11)$$

$$\sigma_{23} = \mu \cdot \gamma_{23}. \quad (12)$$

До початку прикладання навантаження від споруди, задавшись початковим значенням модуля пружності для ґрунтового середовища непорушеної структури  $E_{\text{стр}} = 10 \cdot E_{\text{деф}}$  і використовуючи вирази (5) та (6), заповнюємо матрицю жорсткості у виразі (4). Другим кроком визначаємо приріст вертикальних напружень у ґрунтовому масиві на поточному кроку навантаження, використовуючи вираз (9), через приріст деформацій:

$$\Delta \sigma_{33} = \lambda \cdot (\Delta \varepsilon_{11} + \Delta \varepsilon_{22} + \Delta \varepsilon_{33}) + 2 \cdot \mu \cdot \Delta \varepsilon_{33}, \quad (13)$$

та безпосередньо вертикальні нормальні напруження в кінці кроку по навантаженню:

$$\sigma_{33i} = \Delta \sigma_{33} + \sigma_{33i-1}, \quad (14)$$

На третьому етапі необхідно перевірити умову порушення критерія структурної міцності:

$$\sigma_{33} > 1,1 \cdot \sigma_{zg}, \tag{15}$$

де  $\sigma_{zg}$  - напруження у ґрунтовому масиві від власної ваги.

Для критерія структурної міцності використаємо дані з [7], де значення тиску межі структурної міцності пов'язані з природними напруженнями від власної ваги ґрунту  $P_{стр} = 1,1 \dots 1,2 \cdot \sigma_{zg}$ .

Якщо напруження в точці ґрунтового масиву перевищили критерій (15), то четвертим етапом потрібно перевірити, який за знаком приріст вертикальних напружень  $\Delta\sigma_{33}$  на поточному кроці навантаження. Тобто, перевірити, що відбудеться в даній точці - компресія чи декомпресія. Отже, якщо приріст напружень додатний на поточному кроці та загальне вертикальне напруження перевищило критерій (15), то відбувається компресія і у закономірність (2) для обчислення поточного коефіцієнта пористості необхідно підставити константу  $C_c$ .

Якщо приріст напружень  $\Delta\sigma_{33}$  від'ємний на поточному кроці та загальне вертикальне напруження перевищило критерій (15), то відбувається декомпресія і у закономірність (2) для обчислення поточного коефіцієнта пористості необхідно підставити константу  $C_d$ .

Для обчислення поточного коефіцієнта пористості прийmemo  $P = \sigma_{33i}$  і вираз (2) матиме вигляд:

$$e_i = e_0 - C_c \cdot \ln(\text{abs}(\sigma_{33i}/P_0)). \tag{16}$$

На п'ятому етапі перевіримо умову, чи не перевищив коефіцієнт пористості допустимі значення на поточному кроці навантаження:

$$e_{\min} < e_i < e_{\max}. \tag{17}$$

Якщо  $e_i < e_{\min}$ , то вважатимемо  $e_i = e_{\min}$ . Якщо  $e_i > e_{\max}$ , приймаємо  $e_i = e_{\max}$ .

На шостому етапі визначають модуль деформації  $E_i$  на поточному кроці навантаження, підставивши у вираз (1) приріст вертикальних напружень  $\Delta\sigma_{33}$  на поточному кроці навантаження:

$$E_i = \frac{(1+e_0) \cdot \Delta\sigma_{33}}{e_i + e_{i+1}} \cdot \beta. \tag{18}$$

В кінці кроку по навантаженню заповнюють матрицю жорсткості у виразі (4), використовуючи формули (5) і (6), у які підставляють поточне значення модуля деформації  $E_i$  за виразом (18) та обчислюють всі компоненти тензора напружень за рівняннями (7)-(12).

Блок-схема описаного вище алгоритму реалізована у ПК Simulia Abaqus за допомогою підпрограми користувача UMAT (підпрограма користувача) та наведена на рис. 2.

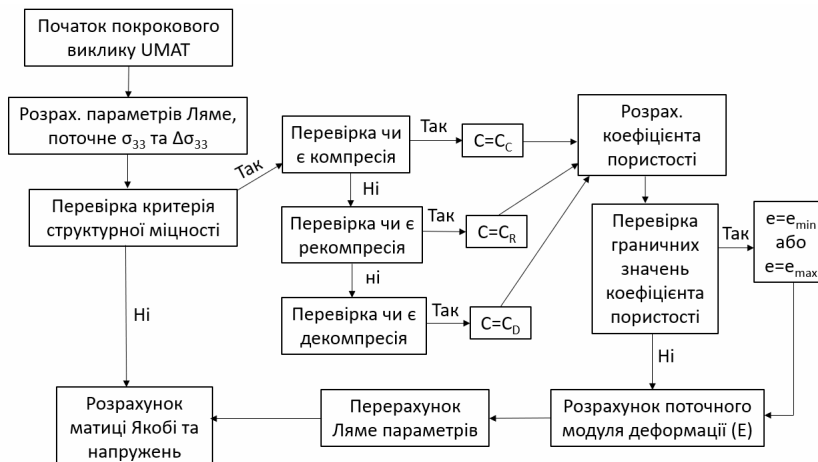


Рис. 2. Блок-схема алгоритм чисельної реалізації запропонованої методики (перекласти українською)

З метою перевірки та відпрацювання вищенаведеного алгоритму було проведено числове моделювання лабораторних випробувань малозв'язаного ґрунту у приладі одновісного стиску без можливості бічного розширення (одометрі). Об'єктом дослідження є зразок ґрунту розміщений в одометрі, який стискається при проведенні випробувань. Задача розв'язувалась у плоскій постановці. На границі контакту зразка ґрунту з кільцем та піддоном одометричного приладу застосовані граничні умови у вигляді накладення в'язів, що перешкоджають переміщенням по нормалі до поверхні (рис. 3).

Розрахунки проводились в ПК «Аbaqus» з використанням підпрограми користувача UMAT у якій за допомогою мови програмування FORTRAN була реалізована процедура обчислення поточного модуля деформації вищенаведеного алгоритму за блок-схемою на рис. 2. Тиск прикладався ступенями, згідно протоколу лабораторних випробувань з розвантаженням і повторним навантаженням.

За результатами числового імітаційного моделювання та протоколу лабораторних випробувань було побудовано два графіки залежності коефіцієнта пористості від тиску на гілці компресії, декомпресії, та рекомпресії. Накладання графіків залежності коефіцієнта пористості від тиску по результатам лабораторних випробувань та числового моделювання представлені на рис. 4 показали високу збіжність результатів.

Відомо, що при розв'язку задач взаємодії надземних конструкцій з ґрунтовою основою методом скінченних елементів (МСЕ) постає питання вибору розмірів «вирізаної» частини основи та граничних умов, щоб найбільш точно врахувати особливості взаємодії основи зі спорудою. Це пов'язано з тим що МСЕ реалізований у вигляді метода переміщень, тобто чим більше брати розміри ґрунтового масиву тим більше будуть накопичуватися переміщення під фундаментом, оскільки найвіддаленіший від фундаменту вузол все одно буде отримувати деяке переміщення, адже напруження будуть розповсюджуватись по всій розрахунковій області. Запропонована методика опису поведінки ґрунту дозволяє практично позбутися даного питання. Досягається це за рахунок того, що змінюються показники деформативності ґрунту (модуль деформації) лише в тій частині ґрунтової основи де перевищений критерій структурної міцності, а за її межами, де не порушена структурна міцність, залишається модуль пружності який на в 10..100 разів більший за модуль деформації [7]. Це призводить до того, що за межами області з порушеною структури переміщення будуть значно менші, ніж у випадку, якщо б для всього ґрунтового масиву використовувався один модуль деформації, що значно менший за модуль пружності.

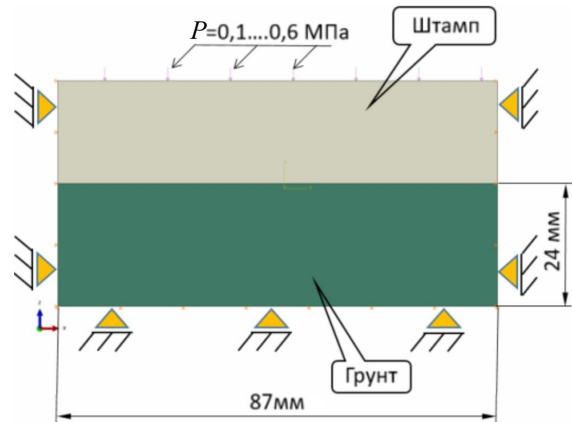


Рис. 3. Розрахункова модель зразка ґрунту в одометричному приладі

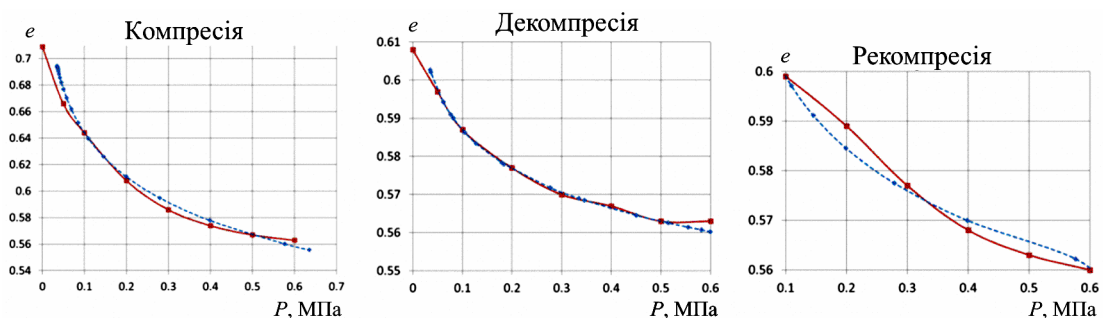


Рис. 4. Графіки залежності коефіцієнта пористості від тиску по результатам лабораторних випробувань (—■—) та числового моделювання (—◆—)

Для дослідження впливу розмірів «вирізаної» частини основи на результати розрахунків була розроблена тестова модель будинку у складі системи «О-Ф-С». Будинок влаштований на однорідній піщаній основі з плитним фундаментом. Виконувались розрахунки у чотирьох постановках:

1. З постійним модулем деформації для всього ґрунтового масиву і початкової висоти ґрунтової основи ( $L$ ).

2. З постійним модулем деформації для всього ґрунтового масиву і подвоєній висоті ґрунтової основи ( $2L$ ).

3. З змінним модулем деформації для всього ґрунтового масиву по запропонованій методиці і початкової висоті ґрунтової основи ( $L$ ).

4. З змінним модулем деформації для всього ґрунтового масиву по запропонованій методиці і подвоєній висоті ґрунтової основи ( $2L$ ).

Розроблені скінчено-елементні моделі для досліджень представлені на рис. 5.

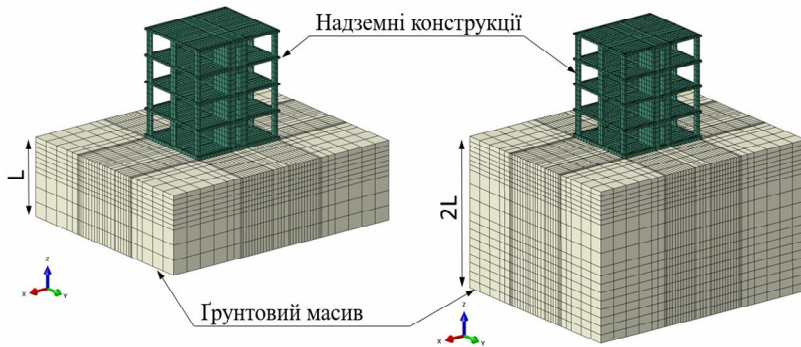


Рис. 5. Скінчено-елементні моделі тестового будинку для досліджень

Результати розрахунків показали, що врахування процесу ущільнення ґрунту при стиску дозволяє практично виключити вплив граничних умов на напружено-деформований стану системи «О-Ф-С». Порівняння результатів розрахунків з початковою та подвоєною висотою «вирізаної» частини основи на рис. 6 показує, що зі збільшенням відстані до граничних умов удвічі та урахування змінного модуля деформації по запропонованій методиці різниця у величині осідання будівлі не перевищувала 1%.

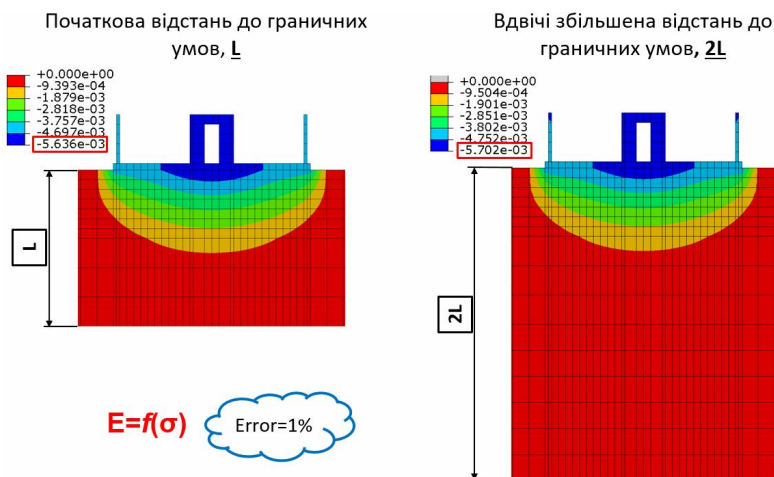


Рис. 6. Осідання будівлі при збільшенні відстані до граничних умов та урахування змінного модуля деформації

Проблема коректного призначення меж розрахункової області особливо гостро постає в задачах оцінки взаємовпливу на існуючу забудову, наприклад, коли між двома існуючими будинками на стрічкових, або плитних фундаментах не глибокого закладання планується звести

нову будівлю на палевих фундаментах. В цій ситуації, якщо обмежити нижню межу розрахункової області по висоті стиснутої товщі для палевого фундаменту, то будуть завищені деформації існуючих поряд будівель, і навпаки, якщо прийняти нижню межу по висоті стисненої товщі для фундаментів не глибокого закладання, то будуть занижені деформації нової забудови та не коректний перерозподіл зусиль у фундаментах та надземних конструкціях, адже на нижні кінці палей, в такому разі, теж будуть накладені в'язі.

**Висновки.** Представлений у цій статті алгоритм, що базується на описі процесу ущільнення ґрунтів по напівлогарифмічному закону Терцагі, дозволяє проводити оцінку взаємодії конструкцій з основою при інженерних розрахунках в умовах тисків в основі під фундаментами більших ніж можна розвинути у компресійних приладах при лабораторних дослідженнях деформативності ґрунтів.

Показано, що запропонована методика, яка враховує поведінку ґрунтів в умовах компресії, дозволила позбавитись проблеми впливу граничних умов та враховувати різну глибину стиснутої товщі при розрахунку конструкцій у складі системи «Основа-Фундамент-Споруда», особливо при оцінці взаємовпливу близько розташованих споруд з суттєво різними межами стисливої товщі.

#### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Баженов В.А., Гуляр А.И., Козак А.Л., Рутковский В.А., Сахаров А.С. Числове моделювання руйнування залізобетонних конструкцій за методом скінченних елементів /Монографія.//Наукова думка. - К.: 1996. ISBN 66-00-0024-2
2. М.В. Корнієнко, Д.А. Карпенко / Про можливість використання існуючих програмних комплексів чисельного моделювання роботи буронабивної палі з розширенням в лесових ґрунтах, що просідають під дією власної ваги // Науково-технічний збірник “Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві”. Вінниця: Вінницький національний технічний університет, 2008,-Том 5, №1. С.74-78.
3. Ding, J.H., Li, B.J., Du, E.X., Wang, W.Y. and Zhao, T. Analysis and Prediction of Foundation Settlement of High-Rise Buildings under Complex Geological Conditions / World Journal of Engineering and Technology, 5, 2017 – pp. 445-454.
4. Terzaghi, K. From Theory to Practice in Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York, 1967– 425p.
5. Сидоров Н.И., Спідін В.П. Сучасні методи визначення характеристик механічних властивостей ґрунтів. – Л., Стройиздат, 1972. - 136 с.
6. Далматов Б.І. Механіка ґрунтів. Ч.1. Основи геотехніки – М.- СПб: Видання АСВ, 200 -201с.
7. Вінніков Ю.Д. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі. – Полтава : ПНТУ, 2004-237с.

#### REFERENCES

1. Bazhenov V.A, Huliar A.Y., Kozak A.L., V.A.Rutkovskiy, Sakharov A.S. Chyslove modeliuвання ruinuвання zalizobetonnykh konstrukttsii za metodom skinennykh elementiv (Numerical modeling of the destruction of reinforced concrete structures using the finite element method) /Monohrafiia. //Naukova dumka.- K.: 1996. ISBN 66-00-0024-2
2. M.V. Kornienko, D.A. Karpenko / Pro mozhylyst vykorystannia isnuuychykh prohramnykh kompleksiv chyselnoho modeliuвання roboty buronabyvnoi pali z rozshyrenniem v lesovykh gruntakh, sheho prosidaiut pid diieiu vlasnoi vahy (On the possibility of using existing software complexes for numerical modeling of the operation of a bored pile with expansion in loess soils that subside under the influence of their own weight)// Naukovo-tekhnichnyizbirnyk “Suchasnitekhnolohii, materialyikonstrukttsiivbudivnytstvi”. Vinnytsia: Vinnytskyi natsionalnyi tekhnichnyi universytet, 2008,-Tom 5, №1. S.74-78.
3. Ding, J.H., Li, B.J., Du, E.X., Wang, W.Y. and Zhao, T. Analysis and Prediction of Foundation Settlement of High-Rise Buildings under Complex Geological Conditions / World Journal of Engineering and Technology, 5, 2017 – pp. 445-454.
4. Terzaghi, K. From Theory to Practice in Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York, 1967– 425p.
5. Sydorov N.Y., Spydyn V.P. Suchasni metody vyznachennia kharakterystyk mekhanichnykh vlastyvoitei gruntiv (Modern methods of determining the characteristics of the mechanical properties of soils). – L., Stroyzdat, 1972. - 136 s.
6. Dalmatov B.I. Mekhanika hruntiv. ch.1 Osnovy heotekhniki (Soil mechanics. Part 1. Fundamentals of geotechnics)– М.- SPt: Vydannia ASV, 200 -201s.
7. Vinnikov Yu.D. Matematychno modeliuвання vzaieמודii fundamentiv z ushchilnenymy osnovamy pry yikh zvedenni ta nastupnii roboti (Mathematical modeling of the interaction of foundations with compacted bases during their erection and subsequent work). – Poltava : PNTU, 2004-237s.

Стаття надійшла 02.11.2024

Литвин О.В.

#### **МЕТОДИКА ВРАХУВАННЯ ПРОЦЕСУ УЩІЛЬНЕННЯ ҐРУНТІВ ПРИ ОЦІНЦІ ВЗАЄМОДІЇ КОНСТРУКЦІЙ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ МЕТОДОМ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ**

Під час взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою переважаючим проходить процес ущільнення ґрунтів під фундаментами, коли починають розвиватись незворотні деформації пов'язані зі зменшенням об'єму пор в ґрунтах. Звичайно при цьому також будуть виникати зони пластичних деформацій пов'язаних з деформаціями зсуву, але вони будуть локальними, не великих розмірів і не суттєво впливають на перерозподіл напружень в системі «Основа-Фундамент-Споруда». Виходячи з цього в статті запропонована методика оцінки взаємодії конструкцій з ґрунтовою

основою в умовахнаближених до компресійного стиснення, яка базується на використанні математичної моделі що описує процес ущільнення ґрунтів та даних компресійних випробувань. Представлений підхід дозволяє використовувати дані одометричних випробувань ґрунтів які проводились при невеликих діапазонах тисків (0.1- 0.3 МПа) для оцінки взаємодії фундаментів з основою більшості сучасних споруд таких як висотні будинки, промислові споруди та інші, під якими тиски в основі лише тільки починається від 0.3-0.4 МПа.

Для реалізації методики обрано напівлогарифмічному закономірність ущільнення ґрунтів К. Терцагі, що дозволяє продовжити компресійну криву отриману в лабораторних умовах при невеликих значеннях тисків до потрібних діапазонів тисків з більшими значеннями та визначати модуль деформації в цьому ширшому діапазоні тисків. Методика реалізована в середовищі Simulia Abaqus з використанням підпрограми користувача UMAT (user subroutine). Показано що результати числового моделювання узгоджуються з даними лабораторних випробувань. Крім того виявлено що врахування процесу ущільнення ґрунту залежності модуля деформації від тиску дозволяє практично виключити вплив граничних умов на напружено-деформованого стану системи «Основа-Фундамент-Надземні конструкції», що особливо важливо при оцінці взаємовпливу близько розташованих споруд з суттєво різними межами стислювальної товщі. До переваги запропонованого підходу також можна віднести те що окрім даних компресійних випробувань також можна використовувати й інші дані щодо деформативності ґрунтів які отримані на більш сучасних лабораторних приладах.

**Ключові слова:** інженерні конструкції, числове моделювання, метод скінченних елементів, напружено-деформований стан, взаємодія конструкцій, математичні моделі, ґрунтова основа.

*Литвин О.В.*

#### **METHODOLOGY FOR TAKING INTO ACCOUNT THE PROCESS OF SOIL COMPACTION WHEN ASSESSING THE INTERACTION OF STRUCTURES WITH THE SOIL BASE USING THE FINITE ELEMENT METHOD**

During the interaction of structures with the soil base, the process of soil compaction under the foundations predominates, when irreversible deformations associated with a decrease in the volume of pores in the soil begin to develop. Usually, zones of plastic deformations associated with shear deformations will also arise, but they will be local, not large in size and do not significantly affect the redistribution of stresses in the "Base-Foundation-Building" system. Based on this, the article proposes a methodology for assessing the interaction of structures with the soil base under conditions close to compression pressing, which is based on the use of a mathematical model that describes the process of soil compaction and compression test data. The presented approach allows using data from oedometer soil tests conducted at small pressure ranges (0.1-0.3 MPa) to assess the interaction of foundations with the base of most modern structures such as high-rise buildings, industrial facilities and others, under which the pressure in the base only starts from 0.3-0.4 MPa.

To implement the method, the semi-logarithmic law of soil compaction of K. Terzaghi was chosen, which allows extending the compression curve obtained in laboratory conditions at small pressure values to the required pressure ranges with larger values and determining the deformation modulus in this wider pressure range. The method is implemented in the Simulia Abaqus environment using the user subroutine UMAT (user subroutine). It is shown that the results of numerical modeling are consistent with the data from laboratory tests. In addition, it was found that taking into account the process of soil compaction and the dependence of the deformation modulus on pressure allows you to practically eliminate the influence of boundary conditions on the stress-strain state of the "Base-Foundation-Superstructures" system, which is especially important when assessing the mutual influence of closely located structures with significantly different limits of the compressible layer. The advantage of the proposed approach is also that in addition to compression test data, other data on soil deformability obtained on more modern laboratory devices, such as a stabilometer, can also be used.

**Keywords:** engineering structures, numerical modeling, finite element method, stress-strain state, interaction of structures, mathematical models, soil base.

УДК 624

*Литвин О.В. Методика врахування процесу ущільнення ґрунтів при оцінці взаємодії конструкцій з ґрунтовою основою методом скінченних елементів // Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. – К.: КНУБА. 2024. – Вип. 113 – С. 352-359.*

*У статті запропоновано методику оцінки взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою з урахуванням ущільнення ґрунтів. Методика базується на компресійних випробуваннях та напівлогарифмічній моделі К. Терцагі. Реалізація у Simulia Abaqus підтвердила узгодженість результатів моделювання з лабораторними даними та мінімізацію впливу граничних умов на систему «Основа-Фундамент-Споруда».*

Іл. 6. Бібліогр. 7 назв.

UDC624

*Литвин О.В. Methodology for taking into account the process of soil compaction when assessing the interaction of structures with the soil base using the finite element method // Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific and technical collected articles - K.: KNUBA, 2024. – Issue 113. - P. 352-359.*

*The article proposes a methodology for assessing the interaction of structures with the soil base, taking into account soil compaction. The methodology is based on compression tests and the semi-logarithmic model of K. Terzaghi. Implementation in Simulia Abaqus confirmed the consistency of the modeling results with laboratory data and the minimization of the impact of boundary conditions on the "Base-Foundation-Building" system.*

Fig. 6. Refs. 7.

**Автор (науковий ступінь, вчене звання, посада):** асистент кафедри геотехніки, Литвин Олександр Володимирович  
**Адреса робоча:** 03680 Україна, м. Київ, проспект Повітряних сил, 31, Київський національний університет будівництва і архітектури.

**Робочий тел.:** +38(044) 241-55-03

**E-mail:** lytvyn.ov@knuba.edu.ua

**ORCID ID:** <https://orcid.org/0000-0002-2818-3457>