

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 42

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2021

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 42. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2020. 74 с. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021

У збірнику вміщено статті, присвячені актуальним питанням геотехніки, наведено результати досліджень взаємодії елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції», впливу сейсмічних або інших динамічних навантажень, фундаментів на слабких ґрунтах, фундаментів глибокого закладання, утримуючих конструкцій, оцінки стійкості схилів зсувонебезпечних територій, визначення параметрів ґрунтів польовими та лабораторними методами. Висвітлюються також інші проблеми геотехніки та фундаментобудування.

Збірник розрахований на наукових та інженерно-технічних працівників науково-дослідних, проектних та будівельних організацій. Видання здійснює публікації за спеціальностями:

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»

Редакційна колегія:

Ігор Бойко,	Україна - відп. редактор	Володимир Сахаров,	Польща
Василь Підлуцький,	Україна - відп. секретар	Олександр Сахаров,	Україна
Юрій Винников,	Україна	Володимир Седін,	Україна
Олена Волошкіна,	Україна	Олександр Трофимчук,	Україна
Михайло Дубровський,	Україна	Вальдемар Шайна,	Польща
Микола Зоценко,	Україна	Рольф Катценбах,	Німеччина
Микола Корнієнко,	Україна		

Рекомендовано до видання рішенням Вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 41 від 24.06.2021 року.

Редактор набору:	Василь Підлуцький, Вероніка Жук
Дизайн обкладинки:	Віталій Ручківський
Лінгвістичний консультант:	Людмила Скочко

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2020

Адреса редакції: к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітрофлотський, 31, м.Київ, 03037,
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

ISBN

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 42

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2021

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 42. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2019. 74 p. DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021

The journal includes the articles on topical challenges of geotechnics. There are the results of interaction between elements of the system «base - foundation – superstructures», influence of seismic or other dynamic loads; designing foundations on weak soils, exploration of the deep foundations, retaining structures, assessment of the slope stability of landslide areas, determination of soil parameters by in-situ and laboratory tests.

The journal is designed for scientific, engineering and technical specialists of scientific, research, design and construction organizations.

The journal publishes in the following specialties:

192 «Construction and civil engineering»

194 «Hydraulic engineering, water engineering and water technologies»

Editorial board:

Igor Boyko,	Ukraine - відп. редактор	Volodymyr Sakharov,	Poland
Vasyl Pidlutskyi,	Ukraine - відп. секретар	Oleksandr Sakharov,	Ukraine
Yuriy Vynnykov,	Ukraine	Volodymyr Sedin,	Ukraine
Elena Voloshkina,	Ukraine	Oleksandr Trofymchuk,	Ukraine
Michael Doubrovsky,	Ukraine	Waldemar St Szajna,	Poland
Mykola Zotcenko,	Ukraine	Rolf Katzenbach,	Germany
Mykola Kornienko,	Ukraine		

Recommended for publication by the resolution of the Academic Council of the Kyiv National University of Construction and Architecture, protocol No. 41 of 24.06.2021.

Typeset: Vasyl Pidlutskyi, Veronika Zhuk
Cover design: Vitalii Ruchkivskyi
Linguistic consultant: Liudmyla Skochko

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of
Construction and Architecture, 2019

Editorial Office address: off.109, off.121, KNUCA, Povitroflotskyi ave., 31, Kyiv, 03037,
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

ISBN

ПЕРЕДМОВА

Складність розрахунків геотехнічних задач.

В галузі будівництва сьогодні використовують багато вітчизняних і зарубіжних розробок для розв'язання різного класу задач (просторових, площинних, вісесиметричних) або проблемно орієнтованих на врахування конструктивних особливостей об'єкту та характеру діючих навантажень (статичних, динамічних, циклічних, сезонних), властивостей матеріалів, які можуть змінюватися в процесі експлуатації. Наприклад, реологічні процеси в глинистих ґрунтах основи, або зміцнення слабких ґрунтів (за технологією навантаження, яка враховує структурну міцність ґрунтів).

При такому різноманітті факторів, які зумовлюють поведінку об'єкту, в нашому університеті КНУБА з 1980 року запропоновано кожену структуру будівлі чи споруди розглядати як взаємодія елементів системи «основа - фундамент - наземні конструкції».

Слід також врахувати конструктивні рішення підземної частини проекту, взаємодію сусідніх будівель чи вплив огорожуючих підпірних стін різної конструкції (ґрунтові анкери, утримуючі тимчасові конструкції з середини – упори), які з часом передають на несучі елементи підземної частини об'єкту. Наприклад, на ядро жорсткості, сходові клітини, пілони та інші елементи жорсткості будівлі.

Таке різноманіття задач вимагає експериментальної оцінки (або перевірки) надійності та ефективності прийнятих проектних рішень при використанні тої чи іншої комп'ютерної програми для широкого використання у будівництві. Слід згадати про той факт, що при схожих наземних архітектурних конструктивних рішеннях кожного разу маємо індивідуальні ґрунтові умови, поведінка яких залежить від їх генезису, рельєфу, природних явищ в цьому регіоні та технологічних антропогенних факторів.

Постає питання - що робити проектувальнику?

Рекомендується давати оцінку розрахунково-програмним комплексам, для якого класу задача вони є ефективними, а для яких випадків ще необхідно проводити експериментальні тести. Такий підхід дозволить забезпечити надійність та ефективність відповідальних проектів у будівництві.

Редколегія готова надати можливість на сторінках збірника висловити своє бачення або навести приклади вдалого, а інколи і не зовсім вдалого, проекту з обговоренням позитивних та негативних сторін його реалізації. Цією метою відкриваємо дискусію на сторінках збірника, наукових семінарах та конференціях.

Ігор Бойко,
д.т.н., професор,
Відповідальний редактор,
Завідувач кафедри геотехніки

ЗМІСТ

Ігор Бойко, Людмила Скочко, Максим Хоронжевський	9-
<i>Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль</i>	18
Вероніка Жук, Богдан Шульгач	19-
<i>Роль параметрів фундаментних конструкцій у формуванні напружено-деформованого стану фундаментів будинку</i>	29
Василь Підлуцький, Олександр Литвин	30-
<i>Вплив габаритів фундаментів зерносушильних комплексів на характер перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях</i>	38
Володимир Шаповал, Іван Пономаренко, Олексій Григор'єв, Григорій Іванченко, Володимир Коновал	39- 45
<i>Алгоритм визначення параметрів дискретних протизсувних конструкцій</i>	
Ірина Жупаненко	46-
<i>Чисельне дослідження збіжності методів визначення коефіцієнтів жорсткості при різних інженерно-геологічних умовах основи</i>	52
Ігор Бойко, Анатолій Олійник, Анна Галета	53-
<i>Методика ідентифікації деформаційних параметрів піщаного ґрунтового масиву</i>	63
Віталій Ручківський	64-
<i>Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території</i>	71

Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань палі

Ігор Бойко¹, Людмила Скочко², Максим Хоронжевський³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹boyko40@ukr.net, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271

²skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

³khoronzhevskiy.ubp@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5797-7304

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.9-18

Анотація. Робота присвячена особливостям роботи палі в ґрунті під дією статичного навантаження. Для досліджень використано дані, отримані за результатами натурних випробувань палі, при будівництві висотного будинку. Розрахунки виконані шляхом числового моделювання з використанням різних моделей ґрунтового середовища та постановок задач.

Для підвищення збіжності результатів числового моделювання з натурними випробуваннями виконана ідентифікація параметрів інженерно-геологічних елементів.

Проаналізовано декілька варіантів методик моделювання розрахункової схеми системи «палі-ґрунтовий масив». Розглянуто різні підходи при моделюванні конструкцій пального фундаменту та ґрунтового масиву, визначення розмірів ґрунтового масиву і його скінченних елементів, вхідних параметрів ґрунтів. Отримано вплив побудови скінчено-елементної моделі на результати обчислень. Для аналізу даних побудовано графіки осідання палі під навантаженням. Визначено залежність механічних характеристик ґрунту на характер кривої «навантаження-осідання».

На основі порівняння результатів натурального досліду та комп'ютерного моделювання випробування палі статичним навантаженням, проведено ідентифікацію деформаційних характеристик ґрунтів.

Досліджено вплив використання ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища на формування напружено-деформованого стану системи «основа - фундамент - надземні конструкції» при розрахунку висотного будинку.

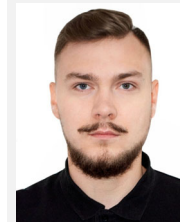
Розрахункову схему створено у відповідності до реальної геометрії та особливостей ґрун-



Ігор Бойко
завідувач кафедри
геотехніки
д.т.н., проф



Людмила Скочко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Максим Хоронжевський
магістр кафедри
геотехніки

тових умов будівельного майданчика. Включено результати ідентифікації параметрів ґрунтів, у СЕМ для аналізу напружено-деформованого стану конструкцій будівлі та основи.

Отримані результати порівнювалися з розрахунками висотних будинків, які виконувалися у попередніх дослідженнях науковцями в області геотехніки.

Ключові слова. Ідентифікація параметрів ґрунтів, числове моделювання, скінчено-елементна модель (СЕМ), випробування палі статичним навантаженням, модель ґрунтового середовища, граничні умови, механічні характеристики ґрунтів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Активна забудова мегаполісів висотними будинками вимагає нових надійних підходів для розрахунку фундаментних конструкцій. Висотні будинки часто зводяться на пальових фундаментах, а отже актуальним питанням на сьогодні є моделювання взаємодії палі з ґрунтовим масивом. Тому в роботі проаналізовано різні підходи у створенні скінчено-елементної моделі, розглянуто питання вибору типу скінченого елемента (СЕ) ґрунту та параметрів основи.

Результати досліджень проведених науковцями кафедри геотехніки показали, що розрахунок висотних будівель необхідно виконувати в складі просторової розрахункової моделі системи «основа - фундамент - надземні конструкції».

Складність інженерно-геологічних умов, врахування розподільних властивостей ґрунтів, взаємовплив існуючих і нових будинків - це лише малий перелік факторів, що впливають на напружено-деформований стан конструкцій споруди.

Для розрахунку взаємодії споруди, фундаменту і основи використовують різні методи: інженерні, експериментальні та числове моделювання.

Найчастіше на практиці для вирішення задач з використанням числових методів використовують метод скінченних елементів (МСЕ). Реалізація МСЕ в сучасних програмних комплексах дозволяє аналізувати фізичні процеси, що протікають в основі споруди під дією зовнішніх навантажень.

Точність таких розрахунків, суттєво залежить від вхідних параметрів ґрунтового середовища, що задаються при моделюванні. З практики відомо, що модуль деформації ґрунтів, визначений в лабораторних умовах значно менший за модуль деформації, визначений польовими випробуваннями. Тому для отримання коректних результатів розрахунків, необхідно проводити коригування деформаційних характеристик ґрунтів. Одним з найбільш достовірних методів є ідентифікація параметрів ґрунтів на основі польових випробувань паль статичним навантаженням.

При розв'язку такого типу задач з використанням МСЕ необхідно вирішити ряд питань, таких як: вибір методики моделювання конструкцій пальового фундаменту та ґрунтового масиву; визначення вхідних параметрів ґрунтів; розмірів СЕ масиву; граничних умов – закріплення вузлів ґрунтового масиву та ін. Серед перелічених питань в роботі зокрема розглянуто вибір параметрів ґрунтового масиву та їх вплив на роботу палі в ґрунті під навантаженням.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців [1-4, 7] висвітлюється проблема необхідності коригування вхідних параметрів ґрунтового середовища при розрахунку з використанням числових методів. Переважно у публікаціях говориться про необхідність проведення імітації лабораторних або польових випробувань методами комп'ютерного моделювання [2-4, 7]. Тобто, вирішення таких задач, коли значення деяких параметрів необхідно відкоригувати або знайти, зіставляючи поведінку реальної системи з її моделлю. Розв'язок таких задач отримують призначенням параметрів, які найбільш точно відображають поведінку ґрунту.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив використання ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища на формування напружено-деформованого стану системи «основа - фундамент - надземні конструкції», при розрахунку висотного будинку за допомогою числових методів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

На першому етапі дослідження, важливим було визначення основних характеристик скінчено-елементної моделі (СЕМ) ґрунтового середовища для проведення комп'ютерного моделювання натурного досліду випробування палі статичним навантаженням.

Натурний дослід виконано при проекту-

ванні висотного будинку в м. Києві. За розробленим проектом фундаментних конструкцій будівлі передбачалося влаштування буріон'єкційних залізобетонних паль діаметром 820 мм довжиною 25 м із заглибленням нижнього кінця палі у несучий шар ґрунту ІГЕ-10 на відмітку +68,500.

Відповідно до вимог чинних норм, для такого класу будівлі виконано статичне випробування двох дослідних паль: Пбд-1 та Пбд-2. Випробування виконувалось ступінчастим завантаженням палі вертикальним навантаженням і вимірюванням при цьому відповідної деформації. Крок навантаження прийнято 50 тс на початковому етапі завантаження та 37,5 тс після досягнення сумарного навантаження 150 тс. Згідно з програмою випробувань максимальне навантаження на палю було доведено до 500 тс, при якому зрив палі не спостерігався. Після припинення довантаження палі виконувалось її розвантаження ступенями 75 тс.

За висновками експертної групи, що

проводила випробування, визначено, що осідання першої (Пбд-1) та другої (Пбд-2) дослідних паль при максимальному навантаженні $P=500$ тс склали $S_1=37,8$ мм та $S_2=31,55$ мм відповідно.

Для розв'язання поставленої задачі використано МСЕ, який реалізований в програмних комплексах «ЛІРА-САПР 2019» та «Plaxis».

Для якісної оцінки результатів розрахунку було створено чотири скінченно-елементні розрахункові схеми за різними методиками моделювання конструкції палі та ґрунтового середовища (Рис. 1).

В першому варіанті обрана просторова СЕМ створена в ПК «ЛІРА-САПР 2019» з використанням моделі лінійно-деформованого середовища. Дана модель відрізняється своєю простотою, мінімальною кількістю вихідних параметрів та швидкістю розрахунку.

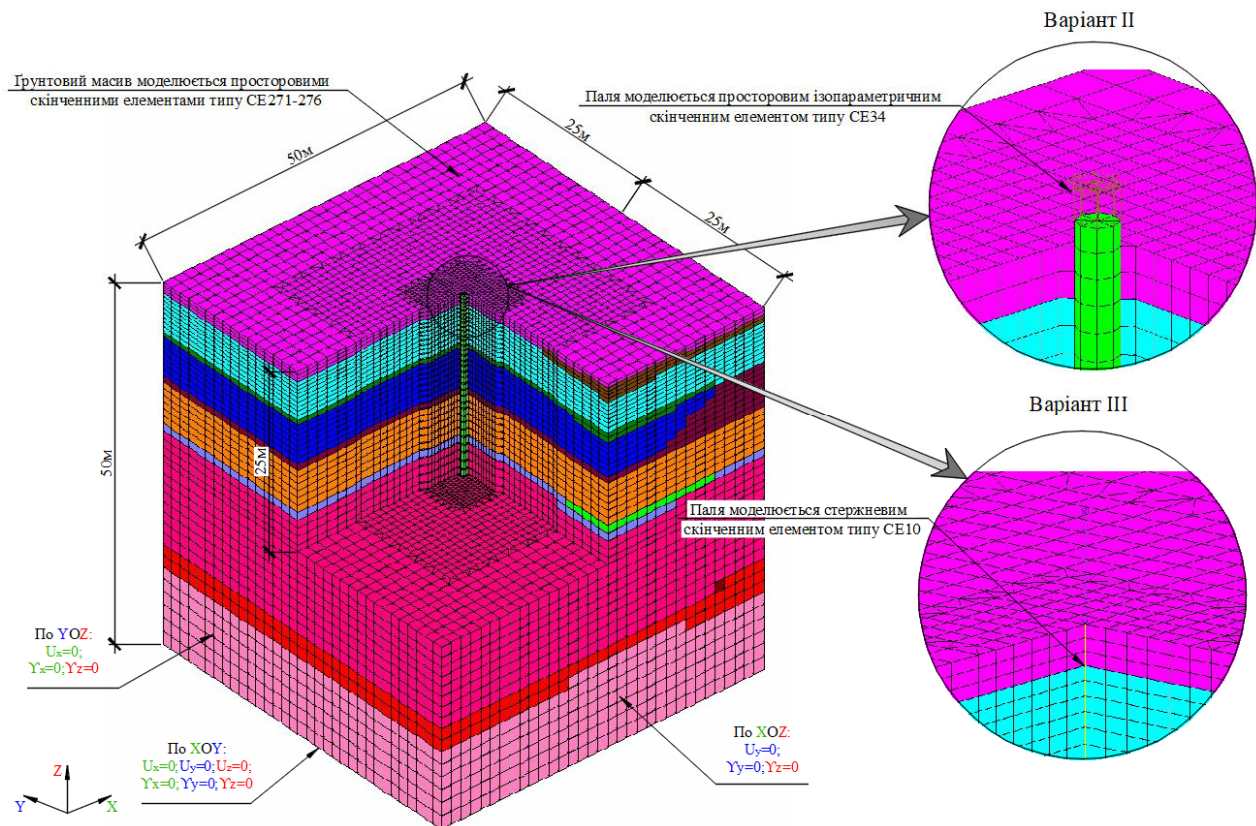


Рис.1. Скінченно – елементна модель випробування палі №2 та №3.

Fig.1. Finite element model of a pile test №2 and №3.

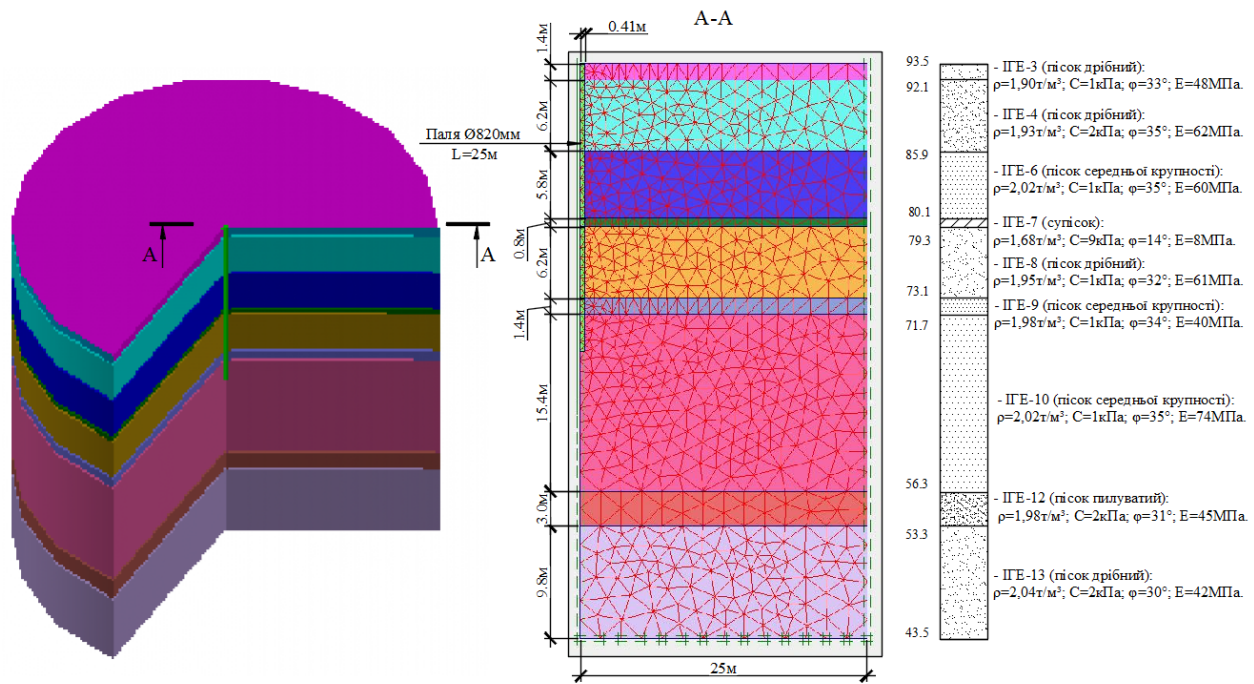


Рис.2. Скінченно – елементна модель випробування палі №4.
Fig.2. Finite element model of a pile test №4.

В другому та третьому варіанті СЕМ для ґрунтового середовища використано об'ємні скінченні елементи, що описують поведінку ґрунтового масиву з використанням критерія міцності Кулона-Мора. Однак відмінним для них є спосіб моделювання палі: універсальним скінченним елементом (СЕ) просторової задачі типу СЕ-34 – для другого варіанту та скінченним елементом універсальний стержень типу СЕ-10 – для третього, що дає можливість визначення згинальних моментів у палі.

Розрахункова схема в даних варіантах (Рис. 1) представлена у вигляді просторового ґрунтового масиву розмірами в плані 50х50 м та глибиною 50 м. Розміри скінченних елементів складають 0,5...2 м та збільшуються в залежності від віддаленості розташування від палі. В межах ділянки контакту з палею виконано згущення сітки.

При розгляді даної задачі було проведено дослідження зміни розмірів скінченних елементів ґрунту та розмірів ґрунтового масиву на результати розрахунків. В остаточній схемі було прийнято розміри елементів, при яких збіжність результатів розрахунку складала менше 5%. Таким чином в

радіусі 5 м від палі було прийнято розміри для СЕ 0,5х0,5 м, в межах 5-15 м – розміри СЕ 1х1 м, в межах 15-25 м – розміри СЕ 2х2 м. При використанні даного підходу також враховувалось, що занадто малі розміри скінченних елементів призводять до накопичування математичних похибок.

Для задач 1-3, які сформовані як просторова СЕМ в ПК «ЛПРА-САПР 2019», по низу ґрунтового масиву накладено граничні умови, що забороняють вертикальні переміщення (враховуючи, що осіданнями на такій глибині можна знехтувати). Бічні грані ґрунтового масиву обмежені площинами, що перешкоджають горизонтальним переміщенням. По верхній грані ХОУ обмеження відсутні.

В центрі масиву змодельовану палю з жорсткостями, що відповідають дослідній палі. Поетапне завантаження палі виконано за допомогою системи «МОНТАЖ». Для цього створено 14 стадій завантажень, ступені навантаження в яких відповідають даним натурного дослідження. Так як у деяких варіантах палі моделюється за допомогою об'ємних скінченних елементів, то із вищевказаних кроків завантаження було отримано

мано тиск, що прикладається до СЕ палі.

Для четвертого варіанту розрахункової схеми (Рис. 2) обрану вісесиметричну СЕМ з використанням моделі ідеально-пружно-пластичного середовища з критерієм міцності Кулона-Мора в ПК «Plaxis».

Побудова СЕМ виконувалась у двовимірній постановці. Для цього була створена скінчено-елементна область розмірами 25х50 м з розбиттям на кластери, які відповідають інженерно-геологічним елементам. Паля моделювалась кластером, розміри якого відповідають радіусу палі 0,41х25 м та призначенням матеріалу з деформаційними характеристиками залізобетону. По бічним та нижнім граням розрахункової області накладено граничні умови, що обмежують горизонтальні та вертикальні переміщення відповідно. Перед моделюванням натурного досліду, було враховано початковий напружено-деформований стан (НДС) ґрунтів, навантаження прикладались ступенями і було доведено до 500 тс, після чого було виконано розвантаження палі.

Для подальшого спрощення найменування кожній моделі присвоєно порядковий номер:

а) СЕМ №1 - з використанням моделі лінійно-деформованого середовища в ПК «ЛІРА-САПР 2019»;

б) СЕМ №2 - з використанням ідеально-пружно-пластичної моделі з критерієм міцності Кулона-Мора, в ПК «ЛІРА-САПР 2019» (Паля моделюється універсальним скінченим елементом просторової задачі типу СЕ-34);

в) СЕМ №3 - з використанням моделі ідеально-пружно-пластичного середовища з критерієм міцності Кулона-Мора, в ПК «ЛІРА-САПР 2019» (Паля моделюється скінченим елементом універсальний стержень типу СЕ-10);

г) СЕМ №4 – з вісесиметричним напружено-деформованим станом та використанням ідеально-пружно-пластичного середовища з критерієм міцності Кулона-Мора, в ПК «Plaxis».

Для всіх розрахункових схем глибина залягання, товщина ґрунтових шарів та їх фізико-механічні характеристики призна-

чались відповідно з даними інженерно-геологічного звіту досліджуваного об'єкту.

В геологічній будові будівельного майданчика, в переважній більшості, приймають участь четвертинні алювіальні відклади, представлені пісками різної крупності, різного кольору від маловологих до насичених водою та супісками пластичними. Нашарування ґрунтів та назви інженерно-геологічних елементів наведено на (Рис. 2)

Графічне представлення результатів розрахунку, а саме значення осідань паль під навантаженням та графіки дослідних паль наведені на (Рис. 3).

Аналіз отриманих значень показав, що використання моделі лінійно - деформованого середовища при побудові СЕМ призводить до заниження результатів осідань паль.

Зазвичай механічні та деформативні характеристики ґрунтів, що задаються при моделюванні ґрунтового масиву визначають в лабораторних умовах на компресійних приладах. Згідно з [8] деформаційні характеристики, визначені даним способом значно менші від того, що є в реальному масиві під фундаментом. Це призводить до збільшення осідань фундаментів споруд та до некоректного визначення розрахункових зусиль в елементах конструкцій будівлі, а отже помилкової оцінки вартості будівництва.

Відповідно до результатів інженерно - геологічних вишукувань і журналу статичного випробування на вертикальне вдавлююче навантаження дослідною залізобетонною палею та аналізу комп'ютерних моделей польового дослідження, виконано ідентифікацію деформаційних параметрів ґрунтового середовища. Під терміном «ідентифікація» мається на увазі збіг розрахункових значень і даних деформацій, отриманих при польових випробуваннях паль.

Оскільки подальший розрахунок НДС будинку проводився за допомогою програмного комплексу «ЛІРА-САПР 2019» в тривимірній постановці, що дозволяє отримати максимально наближену модель до реальних умов будівництва та експлуатації висотних будинків, було проведено коригу-

вання параметрів ґрунтового середовища у відповідності до даних отриманих для СЕМ №3 (Рис. 4). За результатами ітераційного процесу ідентифікації параметрів, при якому визначався поправочний коефіцієнт для початкових параметрів ґрунтів, встановлено, що у розрахункову схему системи «основа-фундамент-надземні конструкції» необхідно вводити значення модуля деформації та кута внутрішнього тертя в 1,5 рази більше, ніж за даними інженерно-геологічного звіту.

$$E; \varphi_{np} \approx 1,5E; \varphi_{geo} \quad (1)$$

Однак слід відзначити, що у СЕМ №4 крива графіку залежності $S=f(P)$ найбільш точно відповідає поведінці осідання палі під навантаженням, що пояснюється більшими можливостями розрахункового апарату, що закладений в програмний комплекс «Plaxis», який спеціалізується на вирішенні більш складних геотехнічних задач.

При виконанні поставленої задачі було встановлено, що значення модуля деформації ґрунту E впливає на кут нахилу кривої графіку в межах ділянки пружних деформацій, а значення міцнісних параметрів c і φ на кривизну графіка.

Аналізуючи даний графік «навантаження-осідання» палі спостерігаємо що крива розвантаження є лінійною, а значення деформацій є завищеними в порівнянні з польовими випробуваннями. Такі результати числового моделювання пов'язані з використанням моделі Кулона-Мора та параметрами ґрунтового середовища.

Для дослідження впливу ідентифікації параметрів ґрунтів на НДС конструкцій будівлі, було розроблено скінчено-елементну модель 32-х поверхового висотного будинку з врахуванням реальної геометрії його конструкцій та фізико-механічних характеристик (Рис. 5).

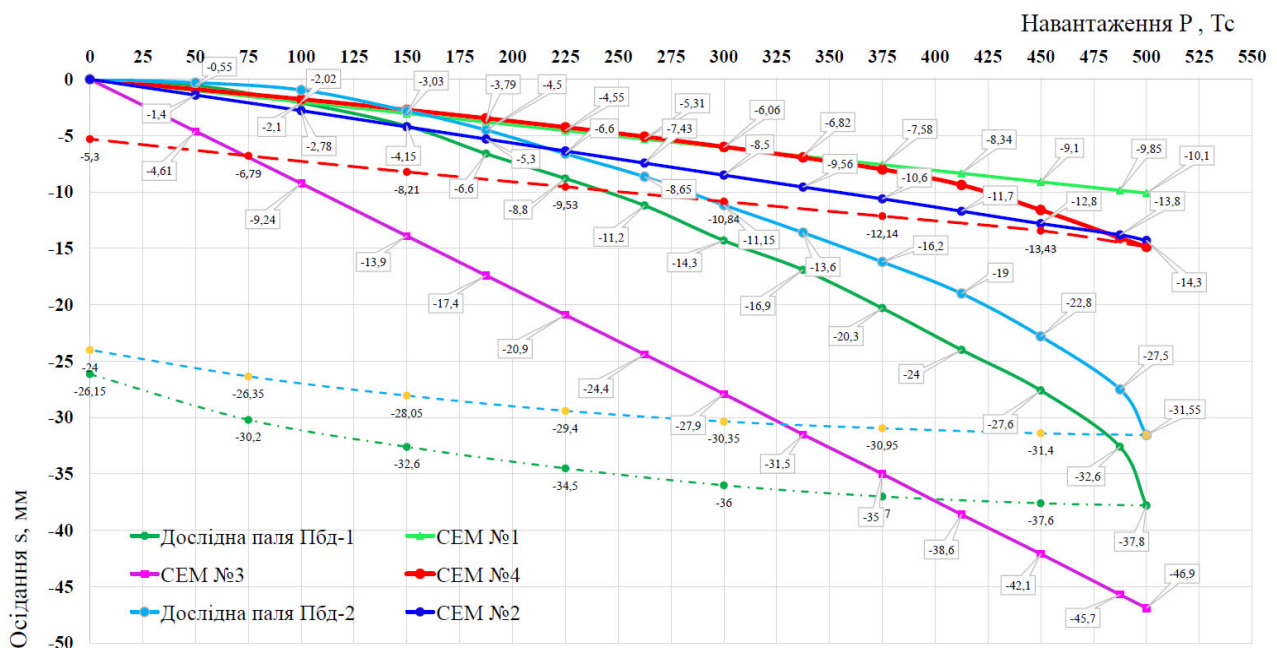


Рис.3. Графіки кривої «навантаження – осідання» палі для натурного випробування та числового моделювання за даними інженерно-геологічного звіту.

Fig.3. The plots of the load-displacement curve of the piles in-situ test and numerical modeling according to the engineering-geological report.

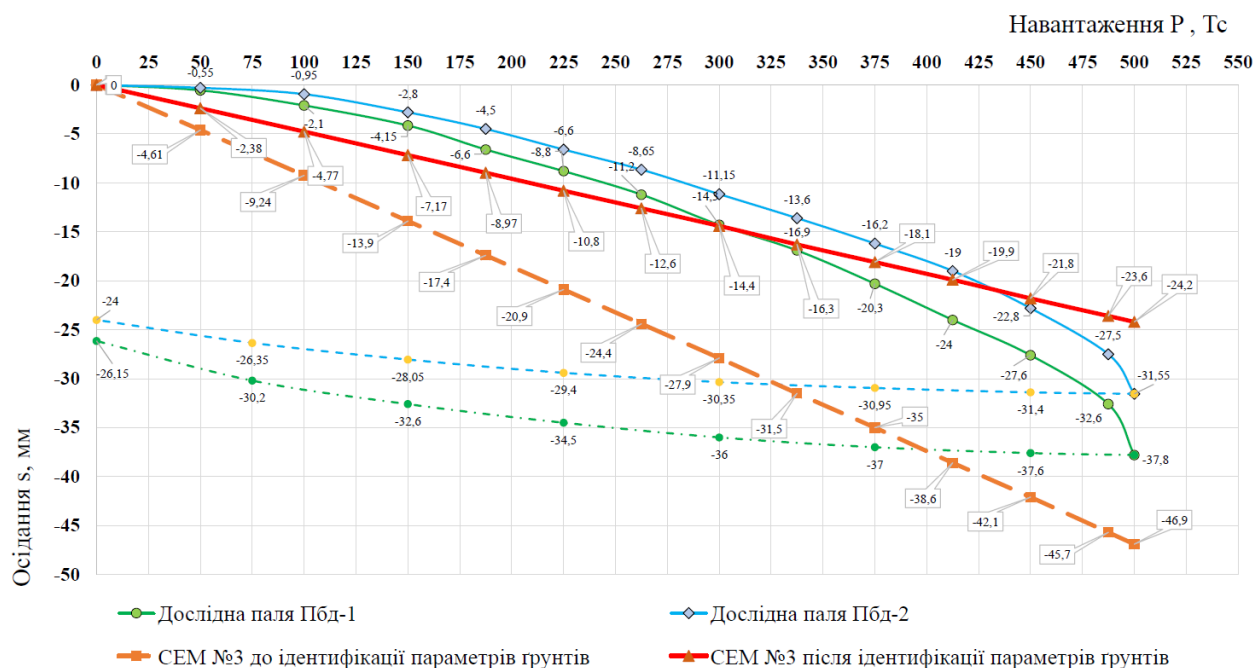


Рис.4. Графіки кривої «навантаження – осідання» паль для натурного випробування та СЕМ №3 до та після ідентифікації параметрів ґрунтів.

Fig.4. The plots of the load-displacement curve of the piles in-situ test and FEM №3 before and after identification of soil parameters.

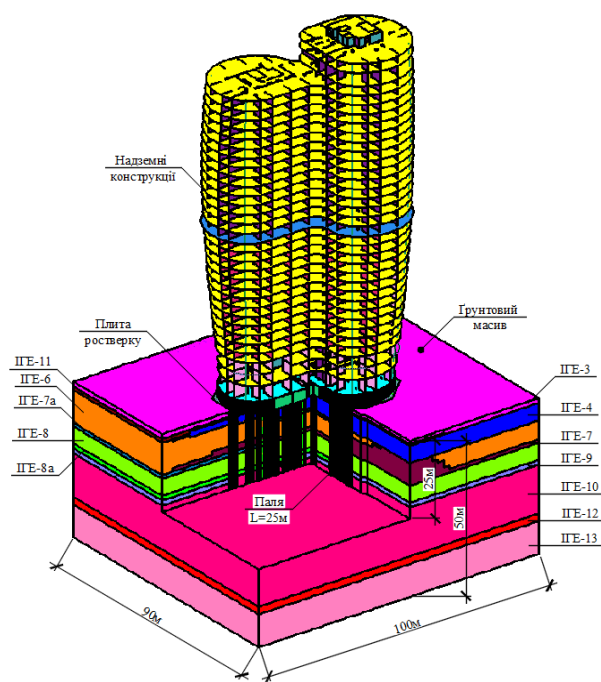


Рис.5. Скінченно-елементна модель висотного будинку.

Fig.5. Finite element model of a high-rise building.

Грунтову основу задано у вигляді багатопарового об'ємного масиву, представленого нелінійними просторовими скінченними елементами. Грунтовий масив має наступні габарити: 100х90х50 м. У першій постановці задачі характеристики ґрунтового масиву призначалися за даними інженерно-геологічного звіту, у другій – згідно даних ідентифікації параметрів.

В результаті розрахунків визначено, що після ідентифікації параметрів ґрунтового середовища, зусилля в палях периферійної зони зменшились в середньому на 13,8 %, водночас спостерігаємо незначне збільшення зусиль в оголовках паль середньої зони до 3 %. Це також свідчить про частковий перерозподіл зусиль від периферійних та крайніх паль до центральних, що призводить до більш рівномірного завантаження паль у пал'овому полі.

При детальному аналізі НДС фундаментних конструкцій, зокрема фундаментної плити, визначено, що максимальні осідання зосереджені в межах ядер жорсткості будинку. Значення осідань знаходяться в межах 35,7 - 46,5 мм, що показує зменшення деформацій до 30 % в порівнянні з резуль-

татами розрахунку при використанні даних з інженерно-геологічного звіту. В той же час ізополя згинальних моментів в плиті ростверку мають більш рівномірний характер, а їх максимальні значення менші на 10-15 % (Рис. 6-8).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отримано, що методи формування скінчено-елементних моделей, спосіб моделювання палі, спосіб задання ґрунтового масиву впливають на значення зусиль та переміщень у палі. Виявлено, що об'ємна модель з лінійним законом деформування ґрунтів занижує значення деформацій в 2-3 рази у порівнянні з натурними випробуваннями палей, у той же час, об'ємний ґрунтовий масив з моделлю Кулона-Мора і палею у вигляді стержневих скінчених елементів дає завищені значення переміщень до 40 %. Такий ефект можна пояснити різницею у геометрії розрахункових схем.

Важливо виконувати ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища для СЕМ у відповідності до способу створення розрахункової моделі висотного будинку.

За результатами проведеної ідентифікації параметрів ґрунтів було визначено, що у розрахунковій схемі системи «основа-фундамент-надземні конструкції», вхідні значення модуля деформацій та кута внутрішнього тертя для ґрунтового масиву в даному дослідженні збільшено в 1,5 рази по відношенню до даних інженерно-геологічного звіту.

При аналізі НДС фундаментних конструкцій для різних постановок задач, виявлено зменшення зусиль в палях периферійної зони до 14 % та їх збільшення в межах середньої до 3 % після ідентифікації параметрів ґрунтів, що свідчить про частковий перерозподіл зусиль в пальовому полі. Також встановлено, що використання ідентифікованих параметрів ґрунту впливає на значення зусиль в плиті ростверку (до 10-15%) та їх перерозподіл.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
2. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.
3. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
4. І.П.Бойко, В.Л.Підлущкий, «Пальові фундаменти висотних будинків у складних ґрунтових умовах» Дніпро: 2014 вісник ПДАБА с.23
5. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
6. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1–10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України, 2018 – 36с.
7. Строкова Л.А. Калибровка параметров упругости упруго-пластической модели путем моделирования лабораторных испытаний// Изв. Томск. политехн. ун-та. 2009. Т. 315, №1. с.87–92.
8. Перельмутер А. В., Сливкер В. И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. Сталь, 2002. – 600 с.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkami z yikh osnovoio [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
2. Pidlutskyi V.L. (2013). Vzayemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).

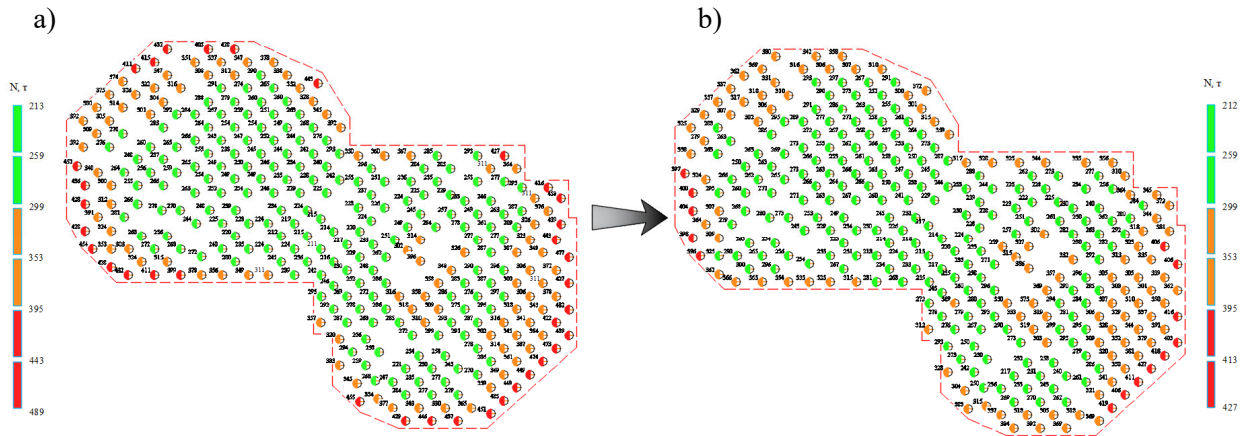


Рис.6. Розподіл зусиль в оголовках паль, (кН): а) параметри ґрунтів за інженерними вишукуваннями; б) параметри ґрунтів ідентифіковані.

Fig.6. Distribution forces in pile heads, (kN): a) soil parameters according to engineering researches; b) soil parameters are identified.

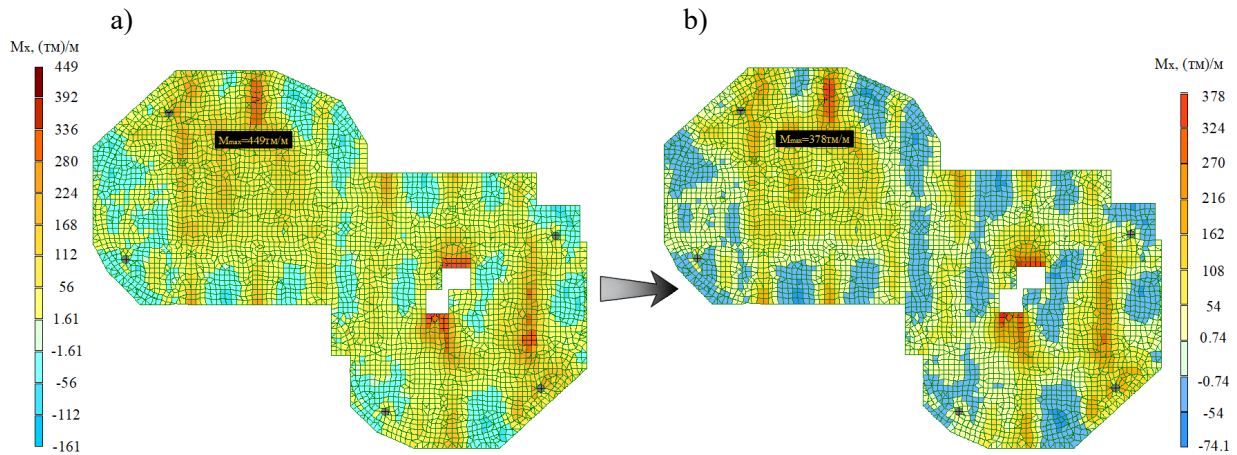


Рис.7.Згинальні моменти у фундаментній плиті будинку, (тм/м): а) параметри ґрунтів за інженерними вишукуваннями; б) параметри ґрунтів ідентифіковані.

Fig.7. Bending moments in the foundation slab of the building, (Tm/m): a) soil parameters according to engineering researches; b) soil parameters are identified.

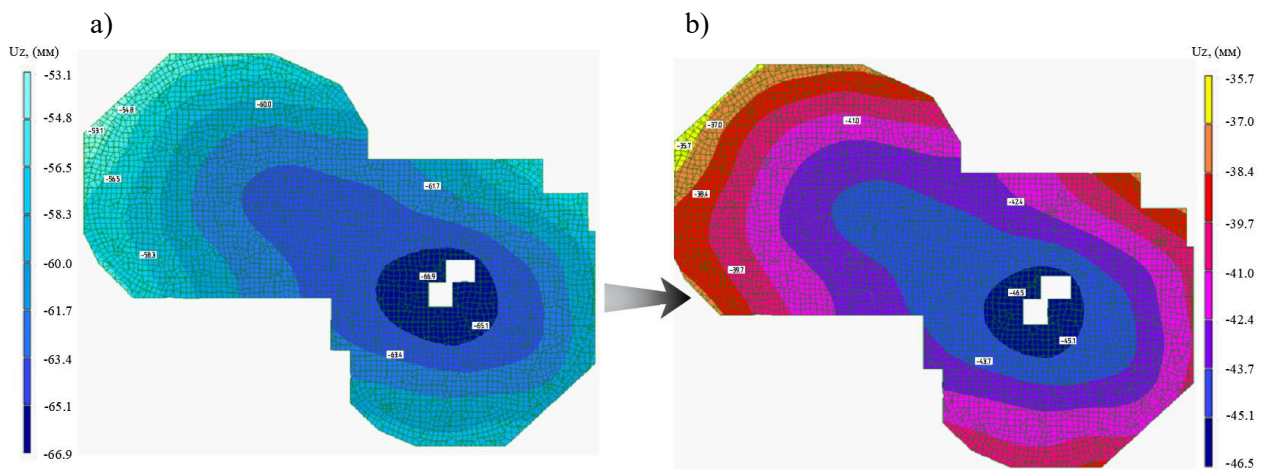


Рис.8. Ізополя вертикальних переміщень фундаментної плити будинку, (мм): а) параметри ґрунтів за інженерними вишукуваннями; б) параметри ґрунтів ідентифіковані.

Fig.8. Isopole of vertical displacements of the foundation slab of the building, (mm): a) soil parameters according to engineering researches; b) soil parameters are identified.

3. Nosenko V.S. (2012). Napruzhenno-deformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian)
4. I.P.Boiko, V.L.Pidlutskyi (2014). Palovi fundamenti vysotnykh budynkiv u skladnykh hruntovykh umovakh [Pile foundation high-rise building in difficult soil conditions]. Dnipro: *visnyk PDABA* c.23 (in Ukrainian).
5. Gorodetskiy A.S. (2007). Komp'yuternye modeli konstrukcij [Computer models of structures]. Kyiv, FAKT, 392 (in Ukrainian)
6. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1–10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian)
7. Strokova L.A. (2009) Kalibrovka parametrov uprugosti uprugo-plasticheskoy modeli putem modelirovaniya laboratornykh ispytaniy [Calibration of the elasticity parameters of the elastic-plastic model by simulating laboratory tests] / *Izv. Tomsk. politekhn. un-ta*. T. 315, № 1. 87–92. (in Russian)
8. Perelmuter A. V., Slivker V. I. (2002) Raschetnye modeli sooruzhenij i vozmozhnost ih analiza [Calculation models of structures and the possibility of their analysis]. K.: Stal, 600. (in Russian)

Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles

*Igor Boyko,
Liudmyla Skochko,
Maksym Khoronzhevskyi*

Summary. The work is devoted to the peculiarities of pile works in the soil under the action of static load. The data obtained from the results of in situ tests piles during the construction of a high-rise building were used for research. The calculations were performed by numerical modeling with using different models of soil environment and problem statements.

To increase the convergence of numerical modeling results with in situ tests, the parameters of engineering geological elements were identified.

Several variants of the methods of modeling the calculation scheme of systems "pile-soil massif" are analyzed. Different approaches to modeling the structures of the pile foundation and soil massif,

finding the size of the soil massif and its finite elements, input parameters of soils are considered. The influence of the construction of a finite-element model on the results of calculations is obtained. For the analysis of the data, graphs of pile displacements under load were constructed. The dependence of the mechanical characteristics of the soil on the nature of the curve «load-subsidence» is determined.

Based on the comparison of the results of the in situ test and computer modeling of the pile test with static load, an iterative process of identifying the deformation characteristics of soils was carried out.

The influence of the use of the identified parameters of the soil environment on the formation of the stress-strain state of the «base – foundation – superstructure» system in the calculation of a high-rise building has been studied.

The calculation scheme is created in accordance with the real geometry and features of the soil conditions of the construction site.

The results of identification are included in the FEM for the analysis of the stress-strain state of the structures of building and base.

The results are compared with the calculations of high-rise buildings, which were conducted in previous studies by scientists in the field of geotechnics.

Key words. Identification of soil parameters, numerical modeling, finite element model (FEM), pile testing with static load, model of the soil environment, boundary conditions, mechanical characteristics of soils.

Роль параметрів фундаментних конструкцій у формуванні напружено-деформованого стану фундаментів будинку

Вероніка Жук¹, Богдан Шульгач²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192

²bodik_ter@ukr.net

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.19-29

Анотація. Вимоги до раціональних фундаментних конструкцій стосовно їх надійності та економічності проектних рішень обумовлюють виконання розрахунків з обов'язковим врахуванням взаємодії несучих конструкцій будівлі з ґрунтовою основою. Комп'ютерне моделювання дає можливість виконувати такі розрахунки та отримати в результаті напружено-деформований стан фундаментних, несучих конструкцій надземної частини будинку і ґрунтової основи.

Числове моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовим масивом дає можливість досліджувати вплив всіх складових єдиної системи «ґрунтова основа – фундамент – будівля». При цьому, є можливість розглядати різні варіанти розташування елементів в плані, геометричні розміри елементів та їх властивості. Результати розрахунків взаємодії будівлі з ґрунтом дають можливість обрати оптимальний варіант фундаментних конструкцій, економічно ефективний та надійний.

В рамках дослідження було виконано пошук раціональних параметрів фундаментних конструкцій будівлі шляхом числового моделювання спільної роботи елементів системи «ґрунтова основа-фундамент-будівля». Дослідження було виконано на прикладі 16-поверхового каркасного будинку.

Виконано дослідження впливу параметрів пальового фундаменту на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій та несучих елементів каркасу будинку, а саме:

- Розглянуто вплив розташування паль в плані, досліджено процес перерозподілу зусиль в палях в залежності від кількості та розташування паль в межах контуру будинку, виконано оцінку деформацій.



Вероніка Жук
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Богдан Шульгач
магістр кафедри
геотехніки

- Здійснено пошук оптимальної довжини паль, виконано дослідження залежності між довжиною паль та деформаціями, їх несучою здатністю та кількістю. Отримано розподіл паль за коефіцієнтом використання їх несучої здатності по ґрунту.
- Виконано дослідження впливу жорсткості ростверку пальового фундаменту на перерозподіл напружень і деформацій у конструкціях будинку. Виявлено залежність між товщиною ростверку та відсотком армування елементів каркасу будівлі.

Підтверджено результатами дослідження, що використання числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою дозволяє отримати кількісну оцінку НДС для пошуку раціональних параметрів на етапі проектування фундаментних конструкцій.

Ключові слова. Числове моделювання, напружено-деформований стан, жорсткість фундаменту, пальовий фундамент, монолітний залізобетонний каркас.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В галузі будівництва багатоповерхових споруд сьогодні підвищується важливість врахування на етапі виконання розрахунків та прийняття проектних рішень всіх особливостей геологічних умов будівельного майданчика, закономірностей поведінки ґрунтів під навантаженням, особливостей взаємодії з фундаментами. Отримання максимально наближеної до реальних умов картини напружено-деформованого стану (НДС) несучих конструкцій обумовлює необхідність розглядати ґрунтову основу і фундамент будинку разом з його надземною частиною як єдину систему.

Практика проектування та результати проведення моніторингу осідань новозведених будівель і споруд виявили наявність значних розбіжностей між розрахунковими і фактичними значеннями деформацій. Цей факт пояснюється наближеністю розрахункових схем, наявністю певних спрощень, застосуванням певних припущень, на яких базуються моделі середовищ для виконання числового моделювання спільної роботи будівель і споруд з ґрунтовою основою. Важливим фактором комп'ютерного моделювання також є врахування послідовності процесу навантаження ґрунтів, яка буде відповідати реальним умовам. Отже, виконання розрахунків спільної роботи будівель і споруд з ґрунтовою основою з використанням числового моделювання, є актуальним питанням для сучасної практики проектування фундаментних конструкцій.

Виконання дослідження впливу параметрів пальового фундаменту на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій для пошуку раціонального варіанту проектного рішення є важливим і необхідним етапом сучасного проектування фундаментів будівель і споруд [2-3, 5].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Врахування особливостей взаємодії ґрунтової основи з пальовими фундаментами при виконанні геотехнічних розрахунків є

важливим етапом проектування фундаментних конструкцій багатоповерхових будівель. Досвід проектування та влаштування пальових фундаментів показав, що перерозподіл навантаження на палі, виникнення внутрішніх зусиль у ростверку пальового фундаменту суттєво залежить від взаємодії всіх елементів системи «ґрунтова основа – фундамент - будівля» [2-4]. Дослідженнями впливу параметрів паль на перерозподіл навантаження між палями та формування напружено-деформованого стану пальового фундаменту займалися в різні часи ряд вчених, серед яких А.О.Бартоломей, І.П.Бойко [1], Б.І.Далматов, Р.Катценбах, В.Л.Підлуцький [3] та інші. Сьогодні пошук раціональних параметрів конструкцій на етапі проектування несучих елементів будівель і споруд залишається актуальним питанням.

МЕТА РОБОТИ

Метою виконаного дослідження є пошук раціональних параметрів фундаментних конструкцій будівлі шляхом числового моделювання взаємодії елементів системи «ґрунтова основа-фундамент-будівля».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В рамках проведеного дослідження було виконано пошук раціональних параметрів фундаментних конструкцій будинку за результатами числового моделювання взаємодії елементів системи «ґрунтова основа-фундамент-будівля».

Для пошуку оптимального варіанту фундаментних конструкцій розглядалися наступні задачі:

- Аналіз впливу розташування паль в плані на НДС будинку.
- Оцінка впливу довжини паль пальового фундаменту на формування напружено-деформованого стану конструкцій будинку.
- Дослідження впливу жорсткості ростверку пальового фундаменту на перерозподіл напружень і деформацій у конструкціях будинку.

Дослідження було виконано на прикладі багатоквартирного житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення, що за класом наслідків відповідальності відноситься до СС2. Коефіцієнт надійності за призначенням для II класу відповідальності $\gamma_n = 1,15$. Граничне осідання основ для заданого виду будівель і споруд $S_u = 15$ см.

Досліджувана будівля 16-ти поверхова, прямокутна за планом, з габаритами в осях 49,2 м x 18,0 м. Висота будівлі 54,45 м. Під всією будівлею влаштовано підвал. Частину цокольного та весь перший поверх займають торговельні приміщення.

Конструктивна схема житлового будинку каркасна (монолітний залізобетонний безригельний в'язевий каркас). Вертикальну жорсткість каркасу забезпечують жорсткі вузли сполучення колон, діафрагм жорсткості і плит перекриття і покриття між собою в поздовжньому, і поперечному напрямках. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою всіх елементів каркасу будівлі – колонами, стінами стовбура жорсткості та монолітними залізобетонними плитами перекриття.

Геологічна будова ділянки представлена четвертинними та палеогеновими відкладами (рис.1, табл.1). Вся товща з денної поверхні перекривається техногенними насипними ґрунтами. Підземні води на період вишукування були зафіксовані на глибинах 6,0...11,5 м. Сезонні коливання рівня ґрунтових вод прогнозуються в межах $\pm 1,5$ м. Ґрунтові води не агресивні, не мають напірних властивостей. Під час інтенсивних атмосферних опадів прогнозується виникнення на глибинах 4,5...6,2 м тимчасового водоносного горизонту типу «верховодка». Фундамент будинку пальовий з ростверками плитного типу із монолітного залізобетону. При цьому пошук раціональних параметрів фундаменту було задачею даного дослідження: за результатами розрахунку взаємодії будинку з ґрунтовою основою як елементів системи «ґрунтова основа – фундамент – надземна частина будівлі» було заплановано виконати пошук та призначення раціональної довжини паль,

ефективного розташування паль в плані та оптимальної товщини ростверку.

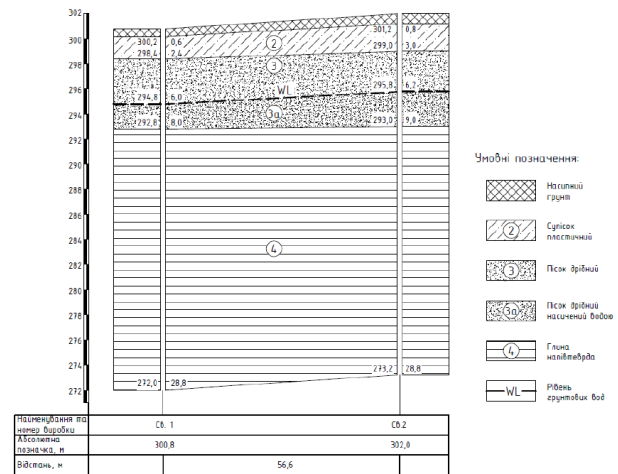


Рис.1 Інженерно-геологічний розріз

Fig.1 Geological conditions of the construction site

Для реалізації вищенаведених задач дослідження було виконано розрахунки спільної роботи будинку з ґрунтовою основою шляхом числового моделювання з використанням ПК ЛІРА. Скінчено-елементна модель (рис.2) включає всі елементи системи «ґрунтова основа – фундамент – будівля».

Для аналізу впливу розташування паль в плані було виконано дослідження перерозподілу зусиль в палях, в залежності від зміни кількості та розташування паль в межах контуру будинку.

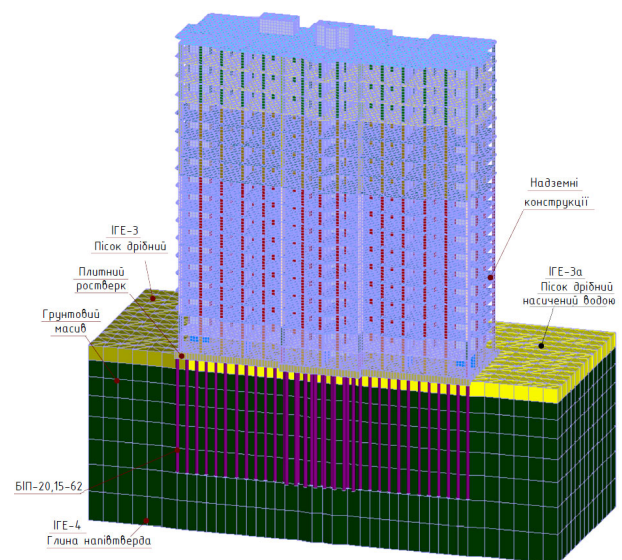


Рис.2 Скінчено-елементна модель системи «ґрунтова основа – фундамент – будівля»

Fig.2 Finite element model of the «soil base - foundation – building» system

Табл. 1. Фізичні характеристики ґрунтів будівельного майданчика
Table 1. Physical characteristics of soils of the construction site

№ шару	Найменування ґрунту	Потужність шару, м	Щільність, т/м ³		Питома вага ґрунту, кН/м ³		Природна вологість, W	Межі		Число пластичності, I _p	Показник текучості, I _L	Коефіцієнт пористості, e	Ступінь вологості S _r	Питома зчеплення, C _н , кПа	Кут внутрішнього тертя, φ _n	Модуль деформації, E, МПа	Розрахунковий опір, R ₀ , кПа
			ρ	ρ _s	γ ¹ γ _{sat}	γ _s		пластичності, W _p	текучості, W _L								
1	Насипний	0,6	1,67	-	16,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Супісок пластичний	1,8	1,85	2,66	18,15	26,09	0,13	0,12	0,14	0,02	0,5	0,62	0,54	14	25	26,4	292
3	Пісок дрібний, щільний, малого ступеня водонасиченості	3,6	1,8	2,64	17,66	25,9	0,09	-	-	-	-	0,59	0,389	3,2	34,4	34	400
3а	Пісок дрібний, щільний, насичений водою	2,0	$\frac{1,8}{2,03}$	2,64	$\frac{17,66}{19,9}$	25,9	0,23	-	-	-	-	0,59	1	3,2	34,4	34	300
4	Глина напівтверда	20,8	2,05	2,77	20,1	27,2	0,2	0,17	0,46	0,29	0,1	0,62	0,89	71,9	20,3	25,2	480

За початковий варіант, що розглядався для дослідження, було обрано варіант розташування паль за регулярною сіткою у шаховому порядку, з кроком паль 2 м (рис.3а). Загальна кількість паль при цьому склала 224 шт.

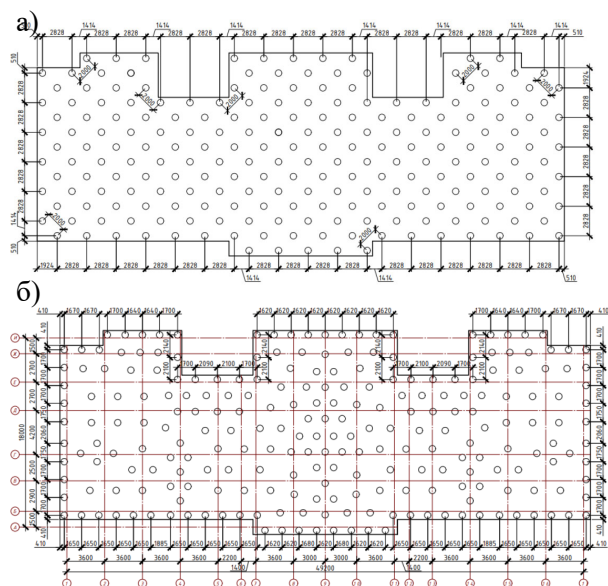


Рис.3 Схема розташування паль: а) за регулярною сіткою; б) раціональне розташування.

Fig.3 Arrangement scheme of piles: a) regular arrangement; b) rational arrangement.

Аналіз результатів розрахунків (рис. 4а) дозволяє зробити висновок, що такий варіант розташування паль є нераціональним, через значну кількість недовантажених паль, а також, при цьому, максимальний коефіцієнт використання по несучій здатності для цього варіанту перевищує допустиме значення: $1,275 > 1$.

Було розроблено варіант раціонального розташування паль в межах площі завантаження (рис.3б), що забезпечує виконання вищевказаної умови.

За результатами розрахунків спільної роботи пальових фундаментів будівлі з ґрунтовою основою виявлено, що при розташуванні паль за регулярною сіткою пальі недовантажені (рис.4а). Зменшивши кількість середніх паль і збільшивши кількість периферійних паль було досягнуто раціонального розподілу зусиль в палях (рис.4б), частково перевантаживши периферійні пальі $F_{d,max} = 1.14 > 1$, перевантаження периферійних паль на 14% є допустимим.

Числове моделювання показало, що характер деформування ростверку пальового фундаменту будинку внаслідок зміни розташування паль змінюється несуттєво

(рис.5). Величина осідання ростверку в максимальних точках та відносна різниця осідань при цьому не перевищує допустиме діючими нормами граничне значення.

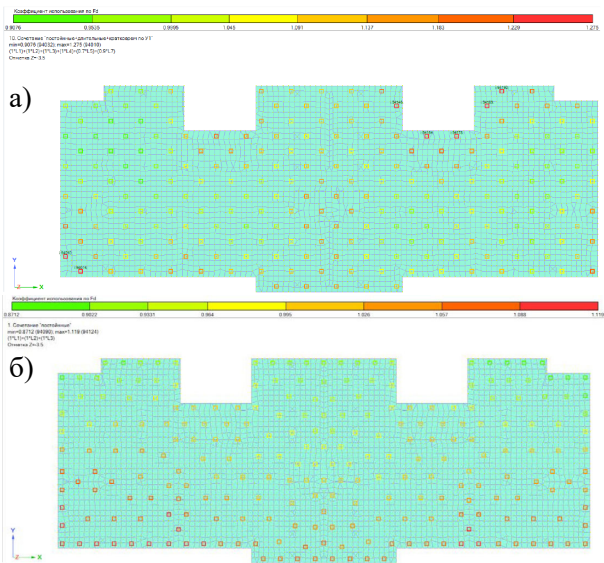


Рис.4 Мозаїка коефіцієнту використання по несучій здатності паль: а) розташування паль за регулярною сіткою; б) раціональне розташування паль.

Fig.4 Mosaic of the utilization rate by pile bearing capacity: a) regular arrangement of piles; b) rational arrangement of piles.

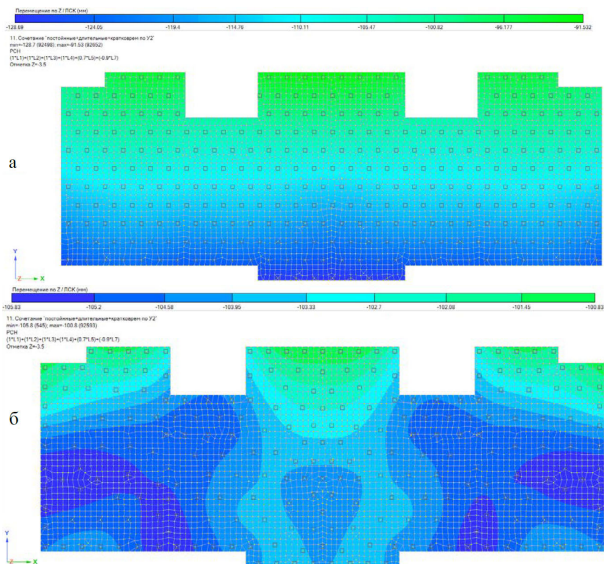


Рис.5 Осідання ростверку пального фундаменту: а) розташування паль за регулярною сіткою; б) раціональне розташування паль.

Fig.5 Settlement of pile caps: a) regular arrangement of piles; b) rational arrangement of piles.

Діаграма зміни кількості паль в окремих зонах (рис.6) свідчить, що кількість паль при раціональному розташуванні була зменшена на 62 шт, що становить 21% від початкової їх кількості.

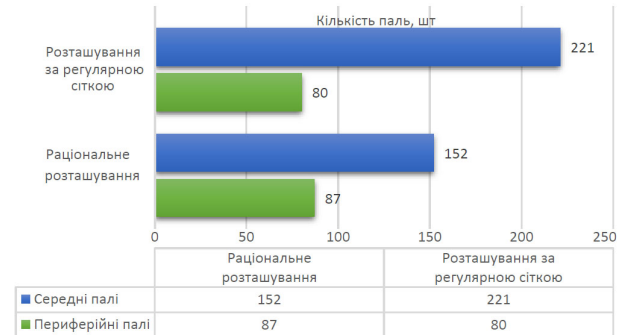


Рис.6 Діаграма зміни кількості паль в окремих зонах.

Fig.6 Chart of the change of piles amount in certain areas.

При раціональному розташуванні паль, максимальні зусилля, $N_{\max}$ на середні та периферійні палі зросли не суттєво (рис.7). $N_{\max}$ периферійних паль збільшились на 3%, а для середніх паль збільшилось на 21%. Отже, в зоні розташування середніх паль за рахунок збільшення $N_{\max}$ прогнозується більш рівномірний розподіл зусиль.

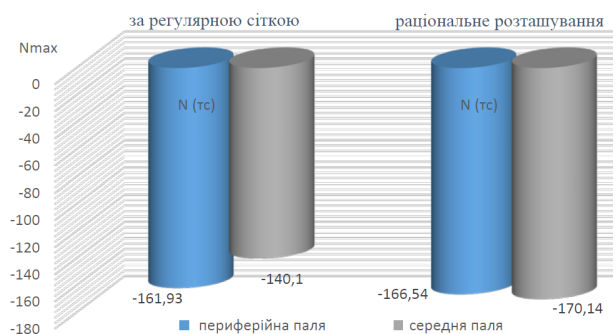


Рис.7 Діаграма максимальних зусиль в палях в окремих зонах

Fig.7 The diagram of the maximum piles efforts in separate zones

Найбільш навантаженими елементами каркасу будівлі є колони цокольного та першого поверхів, за результатами розрахунків для схеми розташування паль за регулярною сіткою $N_{\max} = 364,96$ тс, та $N_{\max} = 352,29$ тс для схеми раціонального розташування паль. На рис.8 виділені вертикальні несучі конструкції нижнього поверху будівлі, у яких виникають максимальні за величиною деформації.

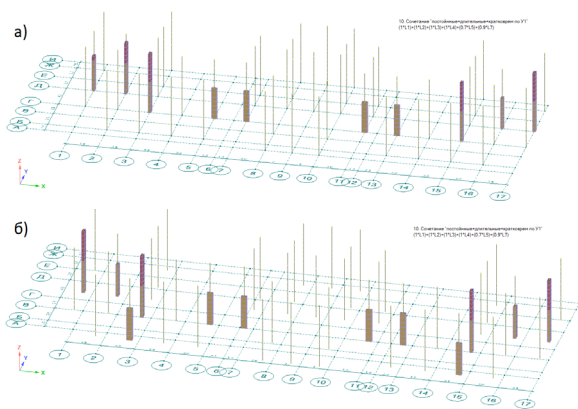


Рис.8 Несучі конструкції будівлі у яких виникають найбільші деформації: а) розташування паль за регулярною сіткою; б) раціональне розташування паль.

Fig.8 The load-bearing structures of the building in which the greatest deformations occur: a) regular arrangement of piles; b) rational arrangement of piles

У варіанті з регулярною сіткою розташування паль, найбільшим деформаціям піддаються колони центральної частини каркасу будинку в осях Г-Д (рис.8а), а саме в зонах максимального прогину фундаментів будинку при осідання основ від ваги будинку. В той же час, при раціональному розташуванні паль зафіксовано, що максимальні деформації виникають не лише в центральних колонах, а й в крайніх (рис.8б). Це означає, що зусилля і деформації каркасу будівлі при варіанті раціонального розташування паль розподіляються більш рівномірно, тим самим зменшуючи деформації несучих конструкцій.

За результатами виконаного дослідження було підмічено, що палі крайових зон є більш навантажені ніж палі в центральній зоні. Для ефективного використання несучої здатності паль по ґрунту необхідно намагатися досягнути раціонального розташування паль у фундаменті. Критерієм раціонального розташування паль є рівномірний розподіл зусиль, забезпечення ефектної роботи паль по бічній поверхні.

Отже, для зменшення витрат матеріалів, скорочення строків будівництва та економічної ефективності конструкцій доцільно проводити розрахунок по виявленню раціонального розташування паль у пальовому фундаменті.

З метою пошуку оптимальної довжини паль було виконано дослідження залежності між довжиною паль та деформаціями ростверку будинку, їх несучою здатністю та кількістю.

Дослідження було виконано для раціонального розташування паль (рис.3б), при цьому розглядалися варіанти довжини паль $L=20\text{м}$, 22м та 24м . Несучим шаром ґрунту пальового фундаменту для всіх варіантів виступає ІГЕ-4 - глина напівтверда (рис.1, табл.1).

За результатами розрахунків було виявлено, що збільшення довжини паль не є раціональним для даних геологічних умов, оскільки суттєвого впливу на напружено-деформований стан конструкцій не було зафіксовано згідно даних моделювання (табл.2). Вплив збільшення довжини паль на величину осідання за даними числового моделювання не перевищує $2\ldots 3\text{мм}$ (рис.9), при цьому різниця осідань між крайніми кутовими палями не перевищує 1см .

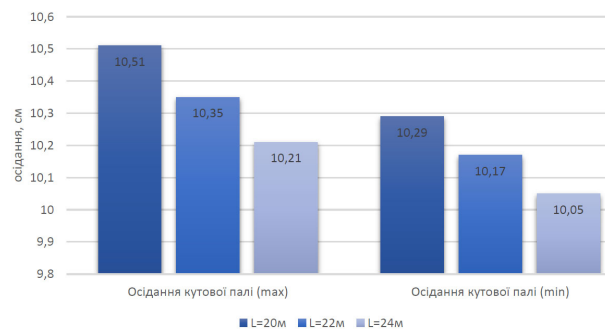


Рис.9 Діаграма осідання паль в окремих зонах
Fig.9 Piles settlement diagram for separate zones

За результатами виконаного дослідження впливу довжини паль на їх несучу здатність отримано розподіл паль в плані з різним коефіцієнтом використання паль по несучій здатності (рис.10). Були складені діаграми кількості паль для розглянутих варіантів довжини паль (рис.11) залежно від значення F_d . Аналіз результатів розрахунків показав, що при довжині паль $L=20\text{м}$, кількість перевантажених паль становить 15% , недовантажених 36% (рис.11а); при $L=22\text{м}$, кількість перевантажених паль становить $0,004\%$, недовантажених 79% (рис.11б); при $L=24\text{м}$, кількість перевантажених паль становить 0% , недовантажених 100% (рис.11в).

Табл. 2. Вплив довжини паль на вертикальні зусилля в окремих елементах
Table 2. Influence of pile length on vertical forces in separate elements

Палі довжиною	Зусилля в пілонах		Зусилля в колонах		Зусилля в ростверку		Зусилля на оголовку паль	Нес. Здатн.
	N_x , тс/м ²	N_y , тс/м ²	N , тс	σ_{max} , тс/м ²	M_x , тс/м ²	M_y , тс/м ²	N , тс	F_d , тс
20м	183,29	1382,2	345,78	2328,2	121,35	127,97	170,17	202,01
22м	182,95	1387,5	345,75	2326,4	121,46	127,58	170,68	223,3
24м	182,82	1390,8	345,72	2321,1	121,71	127,57	170,75	245,12

Отже, для ефективного використання матеріальних ресурсів під час будівництва необхідно приділяти увагу пошуку раціонального варіанту пального фундаменту з оптимальними параметрами відношень довжини та кількості.

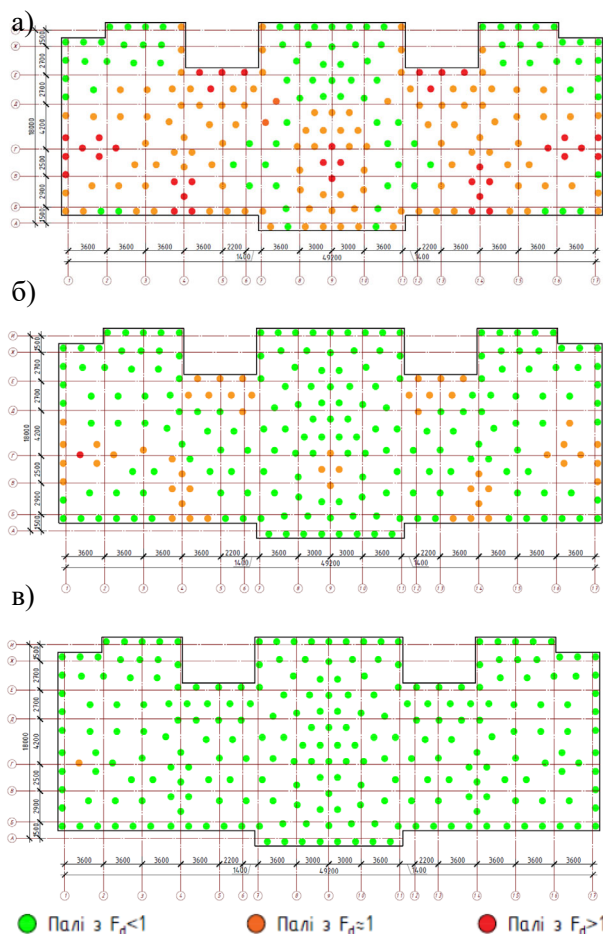


Рис.10 Коефіцієнт використання по несучій здатності паль: а) довжина паль 20м; б) довжина паль 22м; в) довжина паль 24м.

Fig.10 Coefficient of the utilization rate by pile bearing capacity: a) 20m length of piles; б) 22m length of piles; в) 24m length of piles.

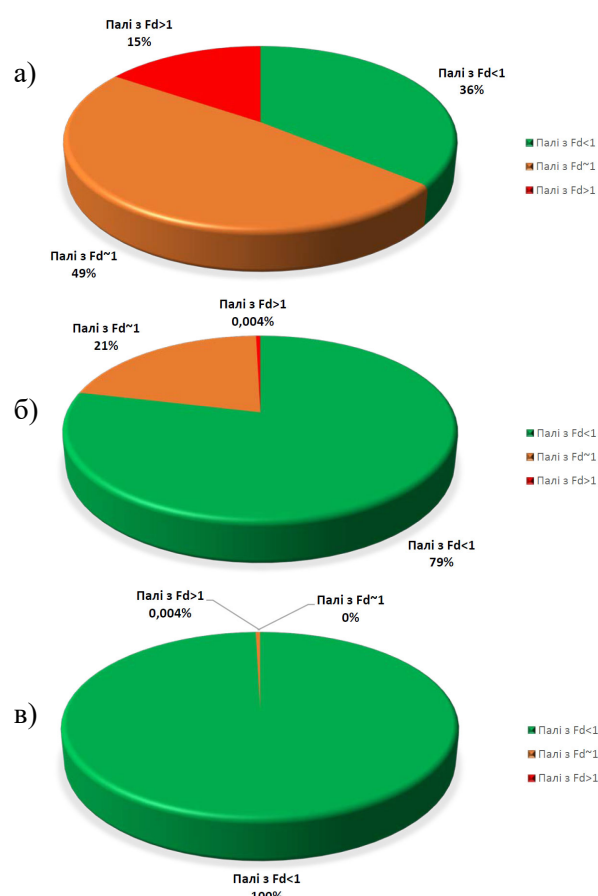


Рис.11 Діаграма кількості паль залежно від їх несучої здатності: а) довжина паль 20м; б) довжина паль 22м; в) довжина паль 24м.

Fig.11 Piles number diagram depending on the bearing capacity value: a) 20m length of piles; б) 22m length of piles; в) 24m length of piles.

Дослідження впливу жорсткості ростверку пального фундаменту на перерозподіл напружень і деформацій у конструкціях будинку було виконано для варіанту пального фундаменту будинку з плитним ростверком товщиною $h_r=1\text{м}, 1,2\text{м}, 1,4\text{м}$.

Аналіз отриманих результатів було виконано для головних напружень, що виникають у ростверку у контрольних точках (рис.12, 13) та для надземних конструкцій будівлі, а саме для вертикальних несучих

елементів каркасу. Результати розрахунків показали, що зі збільшенням товщини ростверку у пальовому фундаменті зменшуються головні напруження (табл.3).

Табл. 3. Значення напружень в ростверку в характерних точках
Table 3. Values of stresses in the pile cap at characteristic points

№ точок	Головні напруження, тс/м ²	Плита товщиною 1м	Плита товщиною 1,2м	Плита товщиною 1,4м
1	σ_3	-758,52	-566,91	-435,73
2		-845,63	-644,73	-511,51
3		235,43	169,43	127,19
4		-836	-640,75	-510,34
5		168,59	123,6	83,101
6		-1070,8	-769,28	-570,43
1	σ_1	-287,13	-207,4	-156,19
2		-285,34	-204,29	-154,05
3		336,12	237,05	168,49
4		-369,11	-265,92	-203,86
5		211,6	171,89	130,27
6		-79,99	-47,87	-33,525

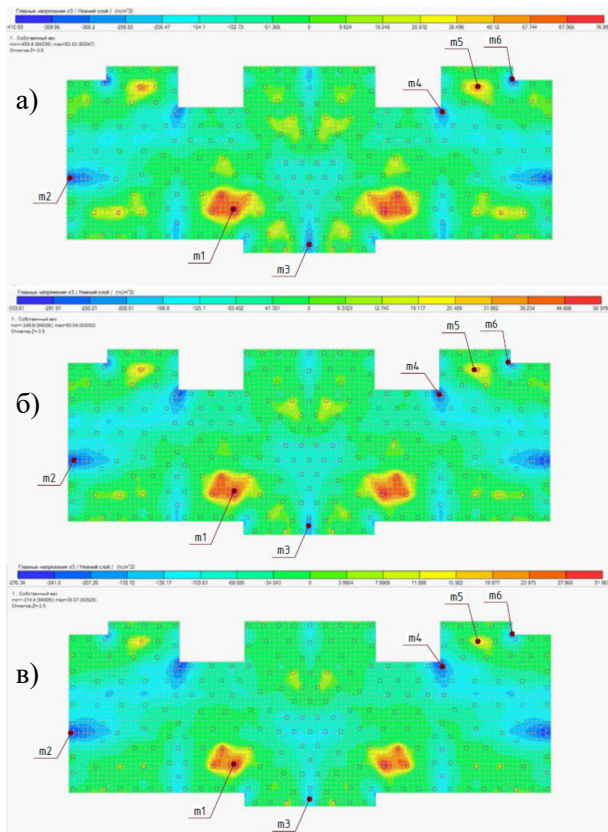


Рис.12 Мозаїка головних напружень σ_3 у ростверку товщиною: а) 1,0 м; б) 1,2 м; в) 1,4 м.
Fig.12 Mosaic of main stresses σ_3 in the pile cap: а) 1,0m cap height; б) 1,2m height; в) 1,4m height.

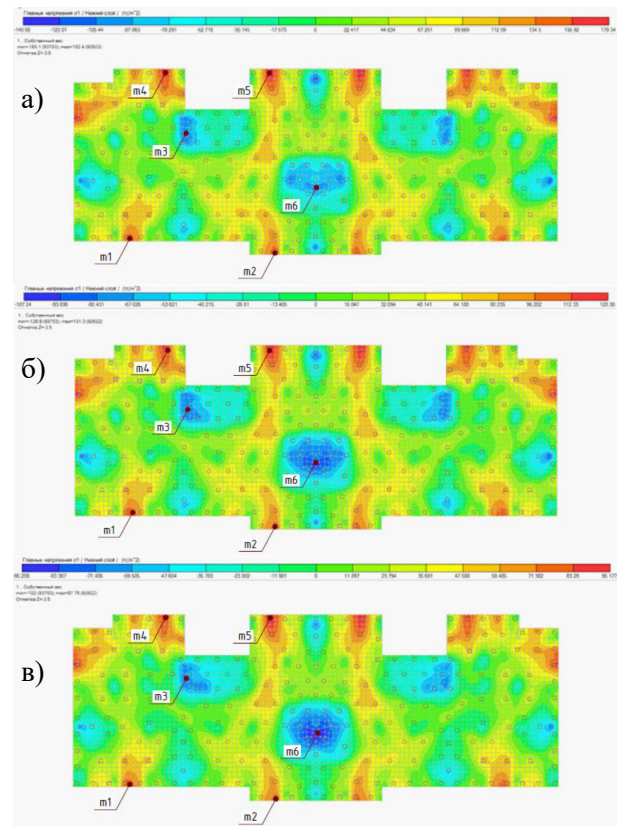


Рис.13 Мозаїка головних напружень σ_1 у ростверку товщиною: а) 1,0 м; б) 1,2 м; в) 1,4 м.
Fig.13 Mosaic of main stresses σ_1 in the pile cap: а) 1,0m cap height; б) 1,2m height; в) 1,4m height.

Такий аналіз дає змогу порівняти витрати арматури на армування плитного ростверку при різній його товщині, та відповідно визначити оптимальний варіант конструювання для раціонального співвідношення висоти ростверку до відсотку його армування. Перерозподіл напружень у контрольних точках ростверку залежно від його товщини показано на рис. 14.

Результати виконаних розрахунків показали, що зі збільшенням товщини ростверку у пальовому фундаменті зменшуються значення головних напружень у несучих елементах каркасу будівлі. Такий результат вказує на те, що збільшення товщини ростверку, дозволяє зменшити відсоток арму-

вання несучих елементів каркасу будівлі, що відкриває шлях до пошуку раціонального варіанту.

Було проаналізовано вплив жорсткості ростверку на значення напружень у вертикальних несучих елементах каркасу, на прикладі колони та пілону, що розташовані на першому та шістнадцятому поверхах будинку (табл.4). Зафіксовано зменшення перерозподілу напружень зі збільшенням товщини ростверку. На рис. 15 наведено графіки співвідношення напружень при різній товщині ростверку для верхнього та нижнього поверху будинку.

Табл.4. Значення напружень в вертикальних несучих елементах каркасу
Table 4. The value of stresses in the vertical bearing elements of the frame

Головні напруження, тс/м ²	Елемент каркасу	Плита товщиною 1м	Плита товщиною 1,2м	Плита товщиною 1.4м
$\sigma_{\min}$	Колона 1 поверху	-1139	-1297,4	-1404,4
$\sigma_{\max}$		-2720,1	-2512,5	-2374,9
$\sigma_{\min}$	Колона 16 поверху	172,58	175,42	177,53
$\sigma_{\max}$		-356,04	-357,04	-357,97
$\sigma_{\max}$	Пілон 1 поверху	-1186,91	-1185,5	-1181,4
$\sigma_{\min}$		-159,22	-157,75	-156,35
$\sigma_{\max}$	Пілон 16 поверху	-268,67	-262,51	-258,03
$\sigma_{\min}$		-55,35	-53,91	-52,84

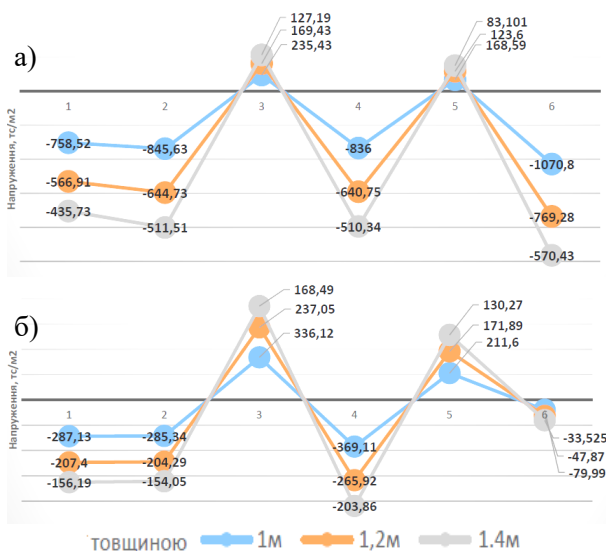


Рис.14 Напруження в характерних точках ростверку при різній його товщині: а) напруження σ_3 ; б) напруження σ_1 .

Fig.14 Stress at characteristic points of the pile cap depending on the different cap height: a) stress σ_3 ; b) stress σ_1 .

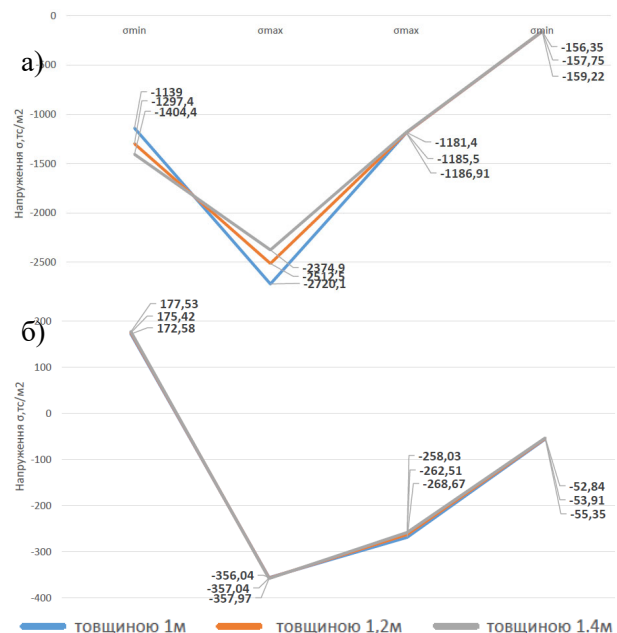


Рис.15 Напруження при різній товщині ростверку: а) несучих конструкцій першого поверху; б) останнього поверху.

Fig.15 The stresses at different pile cap thicknesses: a) structures of the bottom floor.; b) the top floor.

Підтверджено числовим моделюванням, що товщина ростверку впливає на розподіл внутрішніх зусиль у ньому. Зі збільшенням товщини, зменшуються напруження, що дозволяє зменшити відсоток армування пальового фундаменту. Також було встановлено за даними аналізу результатів розрахунків, що зі збільшенням товщини ростверку напруження в елементах каркасу будівлі також зменшуються.

Отже, такий результат вказує на те, що зміна параметрів плитного ростверку впливає на НДС каркасу будівлі, а саме відсоток армування несучих елементів. Це дозволяє раціонально підібрати необхідну товщину ростверку, для підвищення економічної ефективності проектного рішення та зменшення витрат матеріальних ресурсів.

Комп'ютерне моделювання спільної роботи будинку з ґрунтовим масивом з можливістю зміни параметрів конструкцій дозволяє виконати пошук оптимального варіанту фундаментів будинку, який, залишаючись економічно ефективним, забезпечить надійну експлуатацію будинку в заданих ґрунтових умовах.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

- За результатами досліджень, проведених для 16-ти поверхової будівлі з монолітним залізобетонним каркасом на пальовому фундаменті, виконано комплексний аналіз впливу різних чинників, пов'язаних з геометричними параметрами і жорсткісними характеристиками пальового фундаменту, на НДС будівлі в цілому.
- Виявлено, що в залежності від геометрії розташування та взаємодії паль у фундаменті багатоповерхової будівлі необхідно виділяти характерні зони їх розташування: середню та периферійну.
- Встановлено, що раціональне розташування паль дозволяє зменшити їх кількість на 15-30% та розподіл навантаження між палями периферійної та центральної зони на 15-25% у порівнянні з розташуванням паль по регулярній сітці.
- Досліджено, що зміна довжини паль на

10-20% дозволяє збільшити крок між палями за рахунок зменшення коефіцієнту використання по несучій здатності. Це дає можливість краще включити в роботу бокову поверхню паль, що дозволяє отримати значний економічний ефект в результаті оптимізації розташування та кількості паль та виявлення резервів стосовно несучої здатності по ґрунту.

- Показано, що зміна товщини ростверку паль впливає на НДС основи та надземної частини будівлі. За рахунок збільшення товщини можна зменшити відсоток армування плити, та елементів каркасу будівлі. Такий підхід раціонального підбору висоти перерізу до армування дає змогу отримати хороший економічний ефект від ефективного використання матеріально-технічних ресурсів під час будівництва.
- За результатами техніко-економічного порівняння за основний варіант було прийнято ростверк товщиною 1200 мм, палі довжиною 20 м з раціональним розташуванням в плані.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Дослідження влаштування паль у фундаменті різної довжини /І.П.Бойко, В.Л.Підлуцький// Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво. - 2012. - Вип. 4(2). - С. 42-48.
2. Жук В. Напружено-деформований стан фундаментів будинку з врахуванням можливого водонасичення лесових ґрунтів / В.Жук, О.П'ятков, С.Тарамбула // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 22-31.
3. Підлуцький В.Л. Напружено-деформований стан елементів системи «основа – пальово-плитний фундамент - надземні конструкції» // Збірник наукових праць (Галузеве машинобудування, будівництво).–2007.–Вип.19. – С.108-113.
4. Підлуцький В.Л. Перерозподіл зусиль в пальовому фундаменті при влаштуванні паль різної довжини // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. –К.:КНУБА–2006.–Вип.30. – С. 77–83.

5. Józefiak, Kazimierz & Zbiciak, Artur & Maślakowski, Maciej & Piotrowski, Tomasz. (2015). Numerical Modelling and Bearing Capacity Analysis of Pile Foundation. *Procedia Engineering*. 111. 356-363.

REFERENCES

1. Boiko I.P., Pidlutskyi V.L. (2012). Doslidzhennia vlashtuvannia pal u fundamenti riznoi dovzhyny [Research of the arrangement of piles in the foundation of different lengths]. *Zbirnyk naukovykh prats Poltavskoho natsionalnoho tekhnichnoho universytetu im. Yu. Kondratiuka. Ser. : Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo*. Poltava, 4(2), 42-48. (in Ukrainian)
2. Zhuk V., Piatkov O., Tarambula S. (2020). Napruzhenno-deformovanyi stan fundamentiv budynku z vrakhuvanniam mozhlyvoho vodonasychnennia lesovykh gruntiv [Stress-strain state of the foundations of the building]. *Osnovy i fundamenty: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*. K.: KNUBA, 41, 22–31. (in Ukrainian)
3. Pidlutskyi V.L. (2007). Napruzhenodeformovanyi stan elementiv systemy «osnova - palovo-plytnyi fundament - nadzemni konstruktsii». *Zbirnyk naukovykh prats: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo*. Poltava, 19, 108-113. (in Ukrainian)
4. Pidlutskyi V.L. (2006). Pererozpodil zsyly v palovomu fundamenti pry vlashtuvanni pal riznoi dovzhyny. [Redistribution of forces in the pile foundation with piles of different lengths]. *Osnovy i fundamenty: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*. K.: KNUBA, 30, 77–83. (in Ukrainian)
5. Józefiak, Kazimierz & Zbiciak, Artur & Maślakowski, Maciej & Piotrowski, Tomasz. (2015). Numerical Modelling and Bearing Capacity Analysis of Pile Foundation. *Procedia Engineering*. 111. 356-363.

The role of parameters of foundation structures in the formation of a stress-strain state of the foundations of the building

Veronika Zhuk,
Bogdan Shulgach

Summary. Requirements for the reliability and cost-effectiveness of rational foundation structures determine the performance of calculations taking into account the interaction of the load-bearing

structures of the building with the soil base. Computer modeling makes it possible to perform such calculations and obtain the stress-strain state of the structures of the building and the soil base.

Numerical modeling of the interaction of a building with a soil massif makes it possible to study the influence of all components of the system "soil base - foundation - building". At the same time, during numerical modeling it is possible to consider different options for the location of elements in the plan, different geometric dimensions of the elements and their properties. The results of the interaction calculations of the building with the soil base make it possible to choose the best option for foundation structures, which is cost-effective and ensures reliable operation of the building.

In this study, the search for rational parameters of the foundation structures of the building was performed by numerical modeling of the joint work of the elements of the system "soil base - foundation - building". The study was performed on the example of a 16-storey frame building.

A study of the influence of the parameters of the pile foundation on the stress-strain state of the foundation structures and bearing elements of the frame of the building:

- The influence of the piles location in the plan is considered. The process of redistribution of forces in piles depending on the amount and location within the contour of the building is investigated. Deformation assessment is performed.
- The optimal pile length has been searched. The relationship between the length of piles and deformations, their load-bearing capacity and quantity has been studied. The distribution of piles according to the coefficient of use of their bearing capacity has been obtained.
- A study of the influence of the stiffness of the foundation pile cap on the redistribution of stresses and strains in the structures of the building. The relationship between the thickness of the pile cap and the percentage of reinforcement elements of the frame of the building has been obtained.

It is confirmed by the results of the research that the use of numerical modeling of the interaction of the pile foundation with the soil base allows to obtain a quantitative assessment of the stress-strain state. It becomes possible to search for rational parameters at the design stage of foundation structures.

Key words. Numerical simulation, stress-strain state, foundation rigidity, pile foundation, monolithic reinforced concrete frame.

Вплив габаритів фундаментів зерносушильних комплексів на характер перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях

Василь Підлуцький¹, Олександр Литвин²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990

²sasha32582@gmail.com, orcid.org/0000-0002-2818-3457

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.30-38

Анотація. Проведено дослідження роботи пальового фундаменту зерносушильного комплексу при зміні габаритів фундаментної плити, а саме зміні її товщини. Проведено розрахунки за допомогою числового моделювання за методом скінченних елементів трьох варіантів: 1) при товщині фундаментної плити 400 мм; 2) при товщині фундаментної плити 500 мм; 3) при товщині фундаментної плити 600 мм.

Після проведення розрахунків було проаналізовано напружено-деформований стану (НДС) фундаментних конструкцій зерносушильного комплексу, а саме: перерозподіл зусиль в палях, осідання фундаментних конструкцій, перерозподіл згинальних моментів у фундаментній плиті та підібрано відповідну площу робочого армування фундаментної плити.

В роботі в якості фундаментів зерносушильних комплексів застосовано пальові фундаменти у зв'язку з присутністю слабких ґрунтів та лесових просідаючих ґрунтів з поверхні будівельного майданчика.

Для проектування польових фундаментів було враховано навантаження від ваги зерна від власної ваги конструкції силосу та відваги фундаментної плити. При чому навантаження від зерна було враховано як змінним в часі за рахунок завантаження та розвантаження силосу.

Дослідження проведено у глинистих ґрунтах тугопластичної, напівтвердої та твердої консистенції. В основі пальового фундаменту залягають суглинки напівтвердої консистенції.

В результаті проведеної роботи, показано, що збільшення товщини фундаментної плити практично не впливає на зміну осідання фундаментної плити. При збільшенні товщини фундаментної плити (відповідно підвищується жорсткість) збільшуються згинальні моменти в



Василь Підлуцький
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Олександр Литвин
асистент кафедри
геотехніки

ній, що призводить до збільшення армування фундаментної плити, в окремих зонах до 20 %, а площа підсилення до 4 разів. Зусилля в палях змінюється наступним чином: в зовнішньому ряді паль зусилля збільшується до 15 %, а в середньому ряді зусилля зменшується до 10 %. Всебічний аналіз результатів досліджень дозволяє проектувати надійні та економічні рішення пальових фундаментів зерносушильних комплексів.

Ключові слова. Пальовий фундамент, параметри ґрунтів, зерносушильний комплекс, силос, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сьогоденні умовах у сільськогосподарській сфері актуальним є питання зберігання зернових. Тому для цього споруджують зерносушильні комплекси (Рис. 1) найчастіше круглої форми в плані, яка є зручною для завантаження та розвантаження зернових, а також для автоматичного механізованого очищення даних споруд по

колу. Дані споруди отримали поширену назву «силосів», що часто вживається у практиці. Для даних споруд влаштовують як плитні, так і пальові фундаменти. Вибір варіанту фундаменту залежить від багатьох факторів, основним з яких є надійними ґрунтові умови, в яких з поверхні майданчика залягають ґрунти, на яких можна передавати навантаження. Переваги та недоліки влаштування плитних та пальових фундаментів розглянуто в роботі [6]. У випадку наявності з поверхні майданчика ґрунтів, які не можуть нести навантаження від силосів та зерна, необхідно проектувати пальові фундаменти, які передають навантаження на шари ґрунтів, що знаходяться на значній глибині. При проектуванні пальових фундаментів виникає багато питань для їх детального вивчення. Це можуть бути вибір габаритів паль, технології їх виготовлення, вплив параметрів ґрунтів на перерозподіл зусиль у фундаментах, вплив змінного навантаження, вибір методики розрахунків, вибір моделі деформування ґрунтового середовища та багато інших факторів, які впливають на прийняття остаточного рішення конструкцій фундаментів зерносушильних комплексів. В даній роботі наведено дослідження впливу товщини фундаментної плити на перерозподіл зусиль у фундаментних конструкціях зернових комплексів. В кінцевому стані прийнята товщина фундаментної плити безпосередньо впливає на витрати бетону та арматури, що визначає кінцеву вартість та терміни влаштування фундаментів.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідження формування напружено-деформованого стану (НДС) у фундаментних конструкціях зерносушильних комплексів при зміні параметрів ґрунтів детально розглянуто у роботі [6]. Також в роботі наведено проблемні питання при проектуванні плитних та пальових фундаментів для зерносушильних комплексів. Наведено результати дослідження формування напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій при різних параметрах ґрунтів.

А дана робота є продовженням дослідження перерозподілу зусиль у фундаментах зерносушильного комплексу від різних факторів.

Також впливу параметрів ґрунтів на формування напружено-деформованого стану фундаментів займалися Бойко І.П., Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Харченко М.О. та ін. [1-4, 6]. Вивчення саме перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях (та вибору їх типів) у «силосах» на сьогоднішній день наукових праць не так і багато, враховуючи широке використання. Знайдені роботи авторів Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Пічугін С.Ф. [4], де автори описують проблемність використання плитних фундаментів силосів на основі виникнення критичних нерівномірних осідань основи та необхідність підсилення слабких основ ґрунтоцементними палями, а також важливість використання параметрів ґрунтів, визначених за компресійними випробуваннями, без підвищувальних коефіцієнтів. У роботі Винникова Ю.Л., Харченка М.О., Марченка В.І. [2] автори роблять акцент на використанні коректних моделей деформування ґрунтової основи, які описують зміну параметрів ґрунтів та етапи завантаження та розвантаження силосів при виконанні числових розрахунків за методом скінчених елементів (МСЕ).

МЕТА РОБОТИ

Дослідити характер перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях зерносушильних комплексів в залежності від зміни габаритів фундаментної плити, а саме від її товщини, за допомогою числового моделювання за методом скінчених елементів (МСЕ).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В роботі [6] авторами було наведено переваги використання саме пальових фундаментів на відміну від плитних. В даній роботі розглянуті пальові фундаменти (Рис.2), так як з поверхні майданчика присутні слабкі ґрунти та лесові просідаючі ґрунти

(Рис.4., Табл. 1). Вибір технології палів був зумовлений наявністю виконавців в даній місцевості, а вибір параметрів палів був обраний, виходячи з їх несучої здатності та геологічних умов. Так, палі прийняті задовленими перерізом 300х300мм, довжиною 10,0 м.

Вибір товщини фундаментної плити є також важливим питанням при проектуванні польових фундаментів, тому що це впливає на кінцеву вартість фундаментів (витрати бетону та витрати арматури).



Рис.1. Зерносушильні комплекси.
Fig.1. Grain drying complexes (silos).

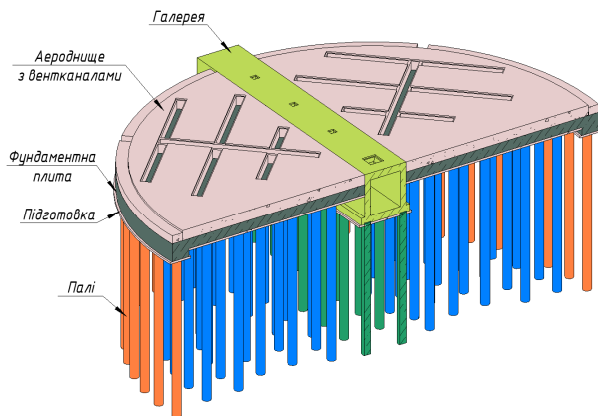


Рис.2. Загальний вид фундаментів зерносушильного комплексу.
Fig.2. General view of the foundations of the grain drying complex.

Дослідження виконано на прикладі реального об'єкту: металевий зерносушильний

комплекс (силос) діаметром 22,0 м та вагою 600 кН, який вміщує зерно вагою до 50 000 кН. Для створення умов зберігання зерна передбачено аероднище товщиною 500 мм з вентиляційними каналами для подачі повітря. Для обслуговування силосу та розвантаження зерна проектом передбачено по центру силосу галерею висотою 1,8 м та шириною 1,6 м. Фундаментом для даного силосу обрано залізобетонну фундаментну плиту на пальовому фундаменті (Рис. 2).

Загальний вигляд зерносушильних комплексів та їх фундаментів наведено на Рис. 1 та Рис. 2 відповідно.

На майданчику дослідження присутні наступні ґрунтові умови: глинисті ґрунти тугопластичної, напівтвердої та твердої кон-систенції. лесоподібні, з поверхні - просідаючі. В основі палів залягають залягають суглинки напівтвердої кон-систенції. Характерний інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика наведено на Рис. 4. В Табл. 1 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи.

Скінченно-елементна модель включає в себе всі елементи силосу та фундаментів. Навантаження від силосу прикладене як лінійно-розподілене по периметру, а від зерна - як рівномірно-розподілене. По периметру силосу у фундаментній плиті передбачено потовщення для сприйняття навантаження від конструкції силосу. Ґрунтова основа задавалася як суцільне багатопічне об'ємне середовище (Рис. 3), в якому враховані нашарування ґрунтів та їх фізико-механічні характеристики. Ґрунт у розрахунковій схемі заданий як модель пружного середовища, в якому враховані щільність ґрунту ρ , коефіцієнт Пуассона ν , модуль загальних деформацій E .

В процесі дослідження аналізувалися наступні результати: зусилля в палях (Рис.6), осідання фундаментних конструкцій (Рис.5), згинальні моменти та площа армування у фундаментній плиті (Рис.7). Діаграми зміни зусиль у фундаментах (зусилля в палях та площа армування фундаментної плити) при збільшенні товщини фундаментної плити наведено на Рис.8.

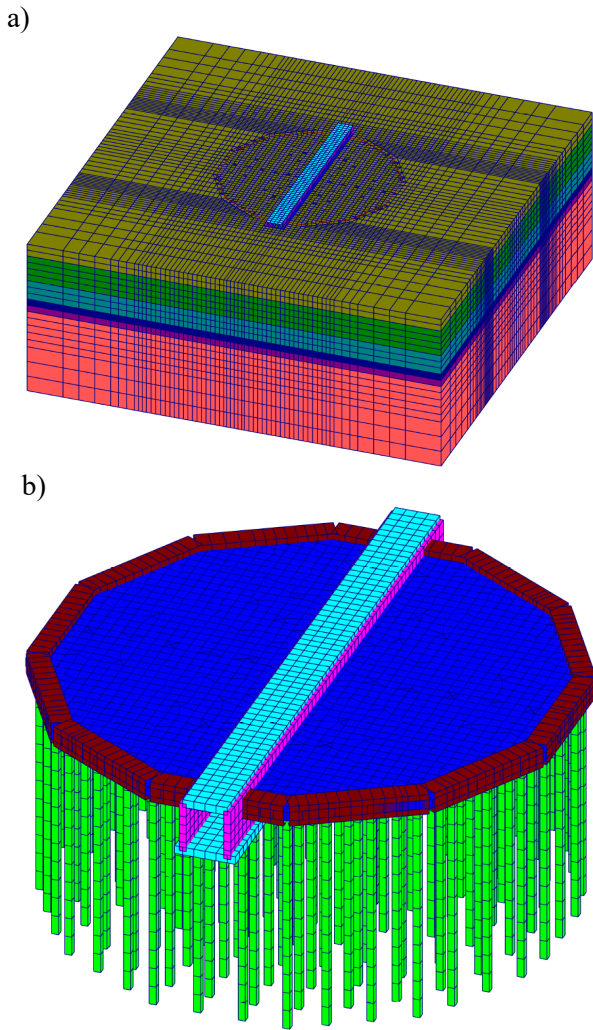


Рис.3. Скінченно-елементна модель силосу:
а) фундаментів та ґрунтового масиву;
б) фундаментних конструкцій.

Fig.3. Finite element model of silage:
а) foundations and soil mass;
б) foundation structures.

Скінченно-елементна модель складається з об'ємного ґрунтового масиву у відповідності до інженерно-геологічних досліджень, пальового фундаменту та конструкцій галереї і аероднища силосу. Низ ґрунтового масиву обмежений площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень (вважається, що осіданнями можна знехтувати на цій глибині). Також в'язі накладені на бічні площини, дані граничні умови перешкоджають нормальним переміщенням.

Розташування, потужність та механічні властивості ґрунтових шарів відповідають даним інженерно-геологічних вишукувань.

Розрахунки напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій з ґрунтовою основою виконувались методом скінчених елементів (МСЕ) у тривимірній постановці. Виконувалося згущення сітки по периметру конструкцій силосу, безпосередньо під фундаментною плитою та галереєю, а також під вістрям паль.

Несуча здатність паль та розрахункове навантаження на палі визначене за формулами норм [5] та становить відповідно $F_d=560 \text{ кН}$ та $N=400 \text{ кН}$. Для підтвердження несучої здатності паль було запропоновано виконати натурні випробування паль статичним навантаженням згідно окремо розробленої програми випробування.

В роботі було проведено розрахунки трьох варіантів фундаментної плити, при її товщині 400 мм, 500 мм та 600 мм.

В результаті попередніх досліджень було встановлено, що перерозподіл зусиль між палями (Рис. 6, Рис 8) розподіляється наступним чином. Для дослідження перерозподілу зусиль у палях палеве поле було умовно поділено на три зони: центральну, середню та периферійну (зовнішню). Найбільш завантаженими палями у палевому полі є палі периферійної зони, а найменш завантаженими палями – палі центральної зони. Це пояснюється тим, що палі, які знаходяться на периферії фундаментної плити повністю реалізують свою несучу здатність за рахунок більш повного використання бічної поверхні на відміну від паль центральної та середньої зони, бічна поверхня яких «затиснута» між палями. При збільшенні товщини фундаментної плити з 400 мм до 600 мм у палях зовнішнього ряду також збільшуються зусилля до 13 %. Зусилля середнього ряду паль зменшуються до 7 %. Тобто, при збільшенні фундаментної плити, у периферійних палях, які є і так перевантаженими, зусилля збільшується, що приводить до більш нерівномірного перерозподілу зусиль між палями усього палевого поля. Тому, найбільше рівномірний характер перерозподілу зусиль між палями є при товщині плити 400 мм.

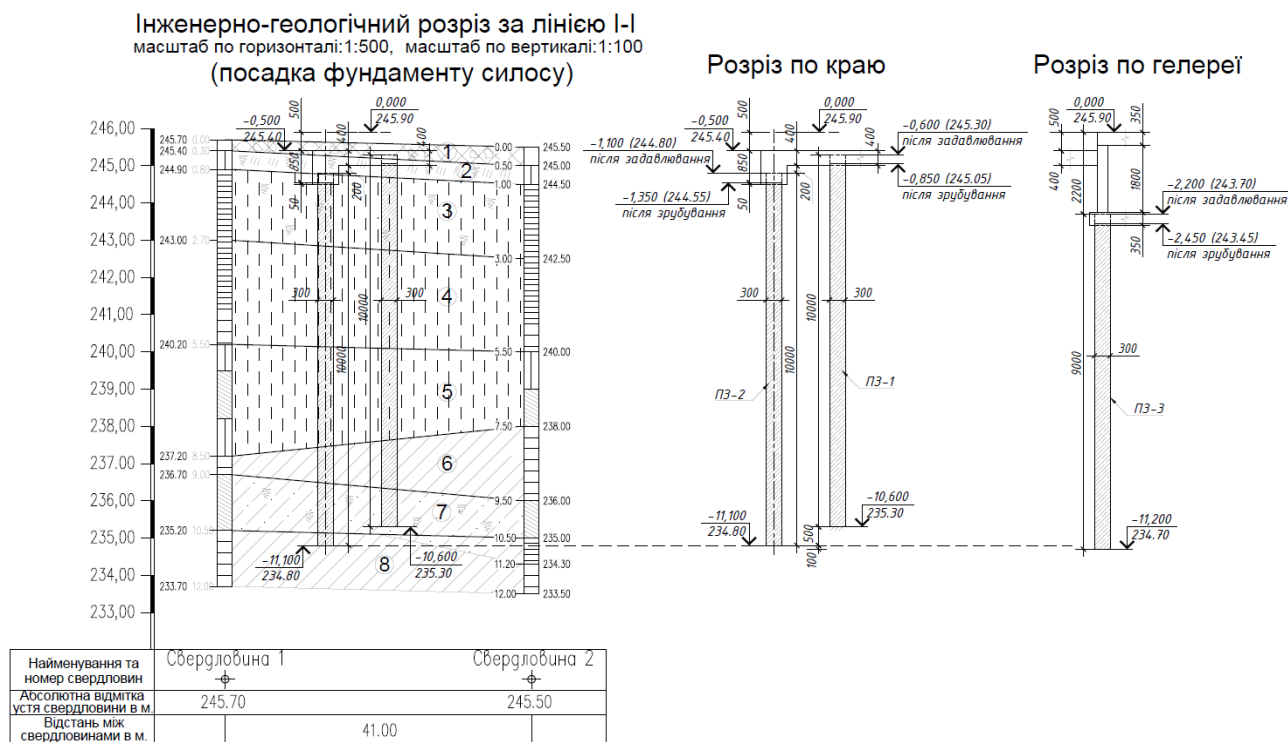


Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів.

Fig.4. Engineering-geological section of the construction site and landing of the foundations.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика

Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site

№ ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
2	-	0,23	-	-	-	-
3	1,71	0,19	0,856	16	11	7
4	1,76	0,16	0,740	18	10	16
5	1,81	0,24	0,811	17	12	10
6	1,75	0,20	0,856	17	15	13
7	1,72	0,11	0,724	19	7	15
8	1,72	0,13	0,783	20	8	19

Примітка. Найменування ґрунтів:

ІГЕ-1: Техногенні утворення - асфальт, щебінь, уламки цегли.

ІГЕ-2: Ґрунтово-рослинний шар (чорнозем типовий) - суглинок тугопластичної консистенції з домішками органічних речовин - 6.3%.

ІГЕ-3: Суглинок лесоподібний твердої консистенції, з домішками органічних речовин: 4.9-5.7%, просідаючий.

ІГЕ-4: Суглинок лесоподібний, напівтвердої консистенції, просідаючий.

ІГЕ-5: Суглинок лесоподібний, тугопластичної консистенції, непросідаючий.

ІГЕ-6: Суглинок напівтвердої консистенції.

ІГЕ-7: Викопний ґрунт: супісок пластичної консистенції з домішками органічних речовин - 3.0%.

ІГЕ-8: Суглинок напівтвердої консистенції.

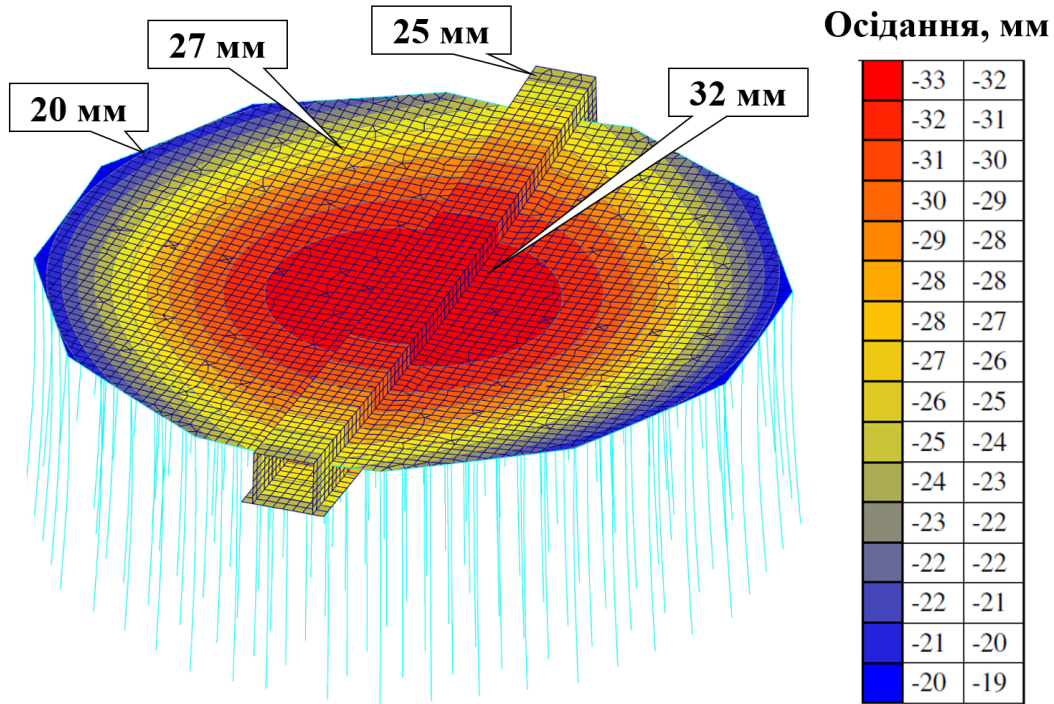


Рис.5. Осідання фундаментних конструкцій.
Fig.5. Settlement of foundation structures.

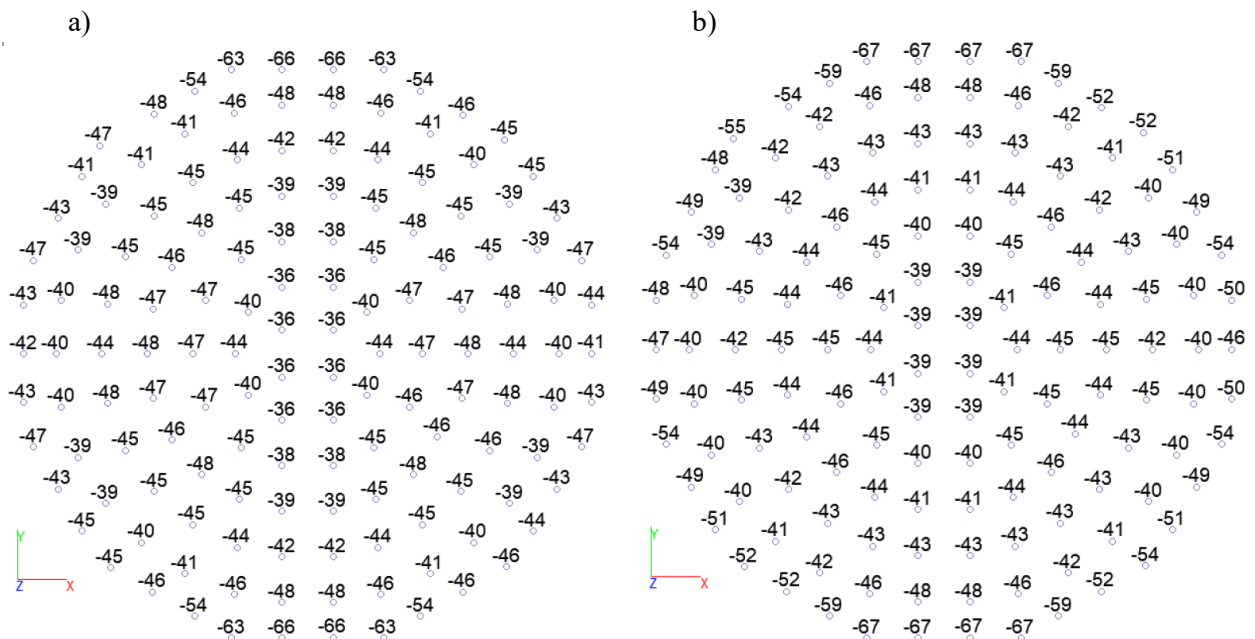


Рис.6. Зусилля в палях (тс) при товщині фундаментної плити: а) $t=400$ мм; б) $t=600$ мм.
Fig.6. Forces in piles (ts) at a thickness of a base plate: а) $t=400$ мм; б) $t=600$ мм.

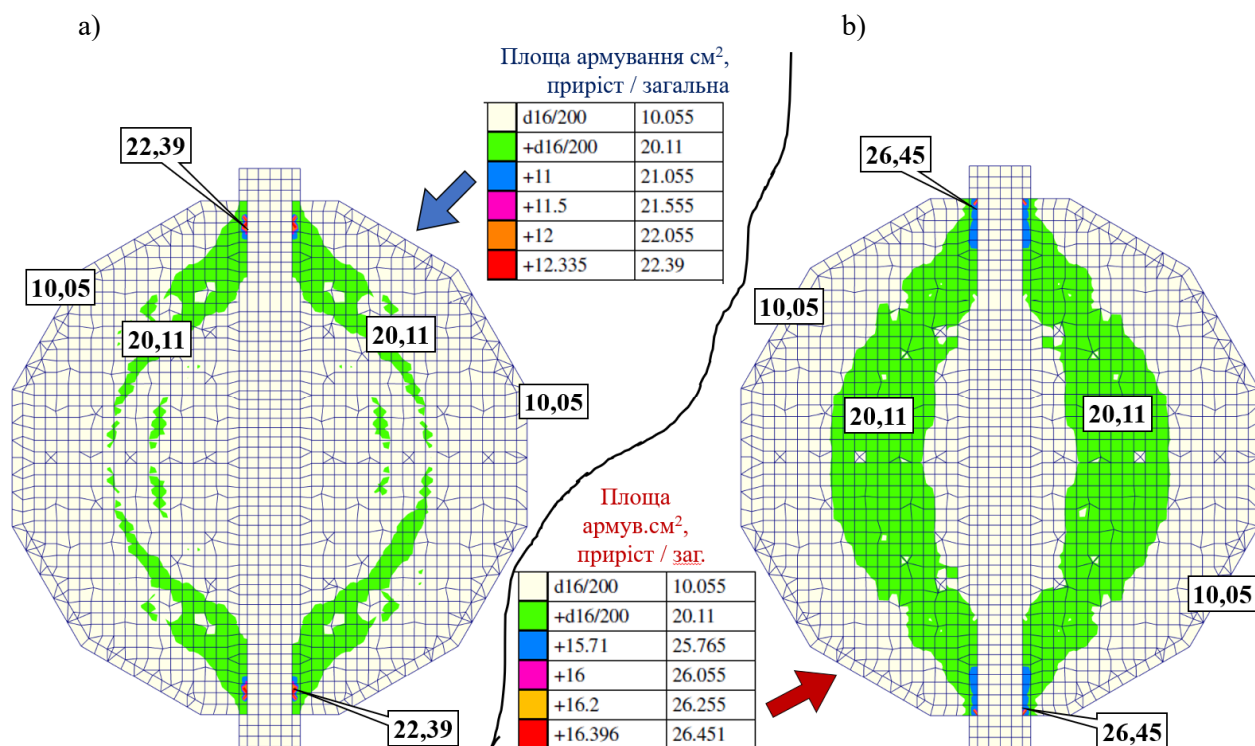


Рис.7. Площа робочої арматури у фундаментній плиті, нижня зона по осі «X» (см²), при товщині фундаментної плити: а) $t=400$ мм; б) $t=600$ мм.

Fig.7. The area of the working reinforcement in the foundation slab, the lower zone along the «X» axis (cm²), at a thickness of a base plate: а) $t=400$ mm; б) $t=600$ mm.

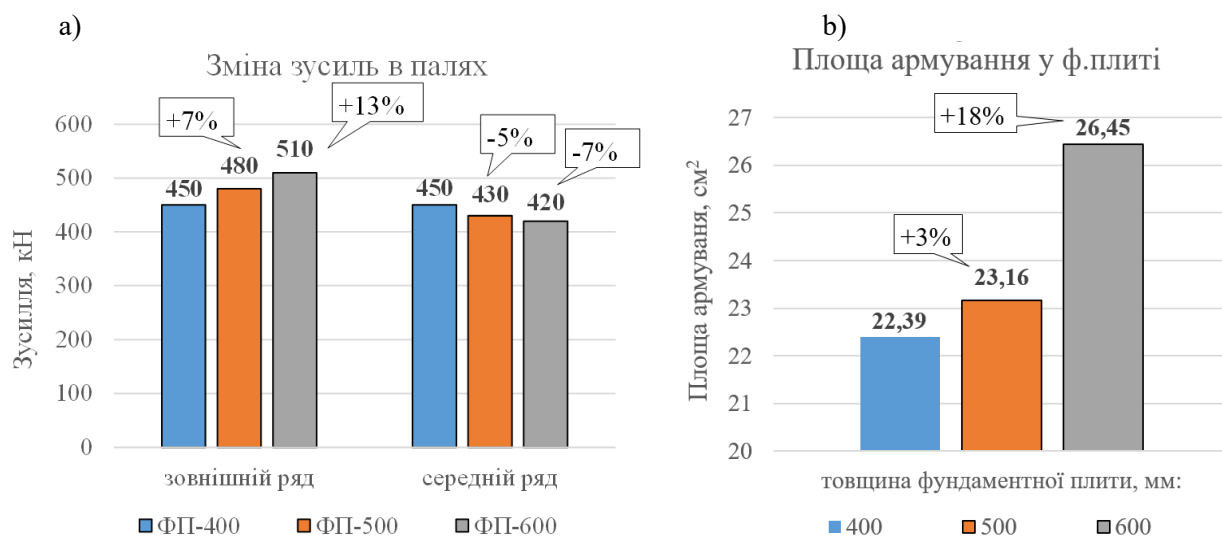


Рис.8. Діаграми зміни зусиль у фундаментах при збільшенні товщини фундаментної плити: а) зусилля в палях (кН); б) площа робочої арматури у фундаментній плиті, нижня зона по осі «X» (см²).

Fig.8. Diagrams of changes in forces in the foundations with increasing thickness of the foundation slab: а) force in piles (kN); б) the area of the working reinforcement in the foundation slab, the lower zone along the «X» axis (cm²).

Збільшення товщини фундаментної плити практично не впливає на зміну її осідання. Значення знаходяться в межах 19-33 мм. Найбільші значення вертикальних деформацій концентруються в центрі фундаментної плити, а найменші по периметру. Наявність галереї приводить до додаткових осідань на краю фундаментної плити (Рис. 5).

При аналізі згинальних моментів M_x , M_y у фундаментній плиті встановлено, що їх переважаючі значення знаходяться в середній зоні фундаментної плити з деяким зміщенням від проходження галереї з радіальним напрямом розповсюдження. При збільшенні фундаментної плити з 400 мм до 600 мм максимальні згинальні моменти збільшуються до 20 %, але вони не є визначальними, так як розташовані в зонах концентраторів та носять точковий характер. Це зони виходу галереї, відповідають площі робочої арматури 22-26 см². Визначальним є аналіз формування зони підсилення фундаментної плити додатковим армуванням (проаналізована зона з площею робочої арматури 20,11 см² (Рис. 7)). Так, зона підсилення робочої арматури у фундаментній плиті збільшується до 4-ох разів, що призводить до перевитрат її армування та відповідно збільшення фінансових затрат.

Всебічний аналіз результатів досліджень дозволяє проектувати надійні та економічні рішення пальових фундаментів зерносушильних комплексів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені дослідження дають змогу зробити наступні висновки:

Встановлено, що зміна габаритів фундаментів зерносушильних комплексів впливає на характер перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях та на формування їх напружено-деформованого стану.

Показано, що збільшення товщини фундаментної плити практично не впливає на зміну осідання фундаментної плити. При збільшенні товщини фундаментної плити (відповідно підвищується жорсткість) збільшуються згинальні моменти в зоні концентрації напружень до 20 %, що призво-

дить до збільшення армування фундаментної плити в даних зонах до 20 %. При цьому необхідно контролювати саме збільшення площі підсилення армування, яка в даному випадку збільшилася до 4-ох разів.

Наведено, що при збільшенні товщини фундаментної плити з 400 мм до 600 мм, зусилля в палях змінюється наступним чином: в зовнішньому ряді паль зусилля збільшується до 15 %, а в середньому ряді зусилля зменшується до 10 %, що призводить до більш нерівномірного завантаження паль у палевому полі.

Тому встановлено, що найбільш раціональним варіантом палевого фундаменту зерносушильних комплексів є фундамент з товщиною фундаментної плити 400 мм.

Для надійного та економічного проектування фундаментів зерносушильних комплексів необхідно проводити комплексні числові розрахунки з врахуванням комбінації складного завантаження і розвантаження, а також досліджувати та виконувати пошук впливу параметрів фундаментних конструкцій.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
2. Винников Ю.Л. Розрахунок фундаментної плити силосів на армованій стохастичній основі / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, В.І. Марченко // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. – Дніпро: ДНУЗТ, 2012. – Вип. 3. – С. 26 – 32.
3. Дворник А.М. Основи та фундаменти циліндричних силосів для зерна / А.М. Дворник, І.Г. Любченко, В.А. Титаренко, О.В. Шидловська // *Наука та будівництво*. – Київ, 2019. – Вип. 21 (3). – С. 12 – 18.
4. Зоценко М.Л. Особливості визначення осідань основ плитних фундаментів зерносушильних силосного типу / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, М.В. Бібік, В.І. Марченко, М.І. Лапін // *Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)*. – Полтава: ПНТУ, 2009. – Вип. 2 (27). – С. 101 – 110.

5. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
6. Підлутський В.Л. Формування НДС у фундаментах зерносушильних комплексів при зміні параметрів ґрунтів. / В.Л.Підлутський, О.В.Литвин // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 55-63.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkamy z yikh osnovoiv [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj nauково-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
2. Vynnykov Y.L., Kharchenko M.O., Marchenko V.I. (2012). Rozrakhunok fundamentnoi plyty sylosiv na armovanii stokhastychnii osnovi [Design of foundation plate of grain silage on reinforced stochastic soil base]. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*. Dnipro: DNURT, 2, 26-32 (in Ukrainian).
3. Dvornyk A., Liubchenko I., Tytarenko V., Shydlovska O. (2019). Osnovy ta fundamenty tsylindrychnykh sylosiv dlia zerna [Bases and foundations for grain cylindrical silos]. *Nauka ta budivnytstvo*. Kyiv, 21 (3), 12-18 (in Ukrainian).
4. Zotsenko M.L., Vynnykov Y.L., Pichuhin S.F., Bibik M.V., Marchenko V.I., Lapin M.I. (2009). Osoblyvosti vyznachennia osidan osnov plytynykh fundamentiv zernoskhovyshch sylosnoho typu [Peculiarities of determining the subsidence of the foundations of slab foundations of grain-silo-type storages]. *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo)*. Poltava: PNTU, 2 (27), 101-110 (in Ukrainian).
5. Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
6. Pidlutskyi V.L. (2020). Formuvannia NDS u fundamentakh zernosushylnykh kompleksiv pry zmini parametriv hruntiv [Formation of stress-strain state in the foundations of grain drying complexes when changing soil parameters]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 41, 55-63 (in Ukrainian).

Influence of foundation dimensions of grain drying complexes on the nature of the redistribution of efforts in the foundation structures

Vasyl Pidlutskyi,
Oleksandr Lytvyn

Summary. the work of the pile foundation of the grain drying complex at change of dimensions of the base plate, namely change of its thickness is investigated. Calculations were performed using numerical simulation by the finite element method of three variants: 1) at a base plate thickness of 400 mm; 2) at a thickness of a base plate of 500 mm; 3) at a thickness of a base plate of 600 mm.

After the calculations, the stress-strain state (SSS) of the foundation structures of the grain-drying complex was analyzed: redistribution of forces in the piles, deformation of the foundation structures, redistribution of bending moments in the foundation slab and selected the appropriate area of working reinforcement of the foundation slab.

In the work, pile foundations were used as the foundations of grain drying complexes due to the presence of weak soils and loess subsidence soils from the surface of the construction site.

For the design of pile foundations, the load from the weight of the grain from the own weight of the silo structure and from the weight of the foundation slab was taken into account. Moreover, the load from the grain was taken into account as a variable over time due to the loading and unloading of silage.

The study was conducted in clay soils of refractory, semi-hard and hard consistency. At the base of the pile foundation are loams of semi-solid consistency.

As a result of this work, it is shown that the increase in the thickness of the foundation slab has almost no effect on the change in the settlement of the foundation slab. As the thickness of the foundation slab increases (the stiffness increases accordingly), the bending moments in it increase, which leads to an increase in the reinforcement of the foundation slab, in some areas up to 20%, and the reinforcement area up to 4 times. The force in the piles varies as follows: in the outer row of piles the force increases to 15%, and in the middle row of the force decreases to 10%. Comprehensive analysis of research results allows to design reliable and economical solutions of pile foundations of grain drying complexes.

Key words. Pile foundation, soil parameters, grain drying complex, silage, numerical modeling.

Алгоритм визначення параметрів дискретних протизсувних конструкцій

Володимир Шаповал¹, Іван Пономаренко², Олексій Григор'єв³,
Григорій Іванченко⁴, Володимир Коновал⁵

Національний технічний університет «Дніпровська політехніка»
19, просп. Дмитра Яворницького, Дніпро, Україна, 49005

¹shapvv27@gmail.com, orcid.org/ 0000-0003-2993-1311

³hapieiev.s.m@nmu.one, orcid.org/

Черкаський державний технологічний університет
460, бульвар Шевченка, Черкаси, Україна 18000,

²ivan1990ponomarenko@gmail.com, orcid.org/0000-0003-4296-3975

⁵konovalvolodymyr2019@mail.com, orcid.org/ 0000-0002-6740-6617

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

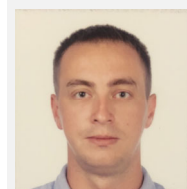
⁴ivgm61@gmail.com, orcid.org/

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.39-45

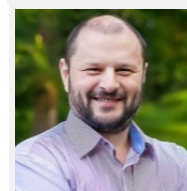
Анотація. В багатьох регіонах України та світу можуть виникати зсуви ґрунтових масивів, що може мати катастрофічні наслідки та створює загрозу виникнення надзвичайних ситуацій. Влаштування утримуючих конструкцій для запобігання зсувів пов'язано з великими матеріальними витратами. Тому розробка та улаштування контрфорсів із застосуванням буронабивних та буроін'єкційних паль значно здешевлює інженерний захист схилів та дозволяє заощадити значні матеріальні ресурси. До цього часу недостатньо вивчені особливості взаємодії дискретних утримуючих конструкцій з ґрунтом, розміри розстановки утримуючих споруд та інші параметри системи «сповзаючий ґрунтовий масив – дискретна утримуюча конструкція». Тому при написанні цієї статті автори мали мету розробити єдину методику, яка дозволила б розрахувати такі конструктивні параметри: коефіцієнт стійкості взаємодіючого з дискретними утримуючими конструкціями ґрунту в проміжках між сусідніми елементами цих конструкцій; відстані між сусідніми елементами дискретної утримуючої конструкції; діаметри (або розміри менших сторін) елементів дискретних протизсувних утримуючих конструкцій. При написанні цієї статті були отримані аналітичні залежності, які дозволяють визначити такі конструктивні параметри системи «протизсувна утримуюча конструкція –



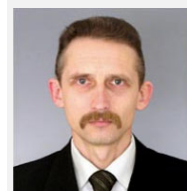
Володимир Шаповал
професор кафедри будівництва,
геотехніки, геомеханіки
д.т.н., проф.



Іван Пономаренко
здобувач кафедри промислового
і цивільного будівництва



Олексій Григор'єв
доцент кафедри будівництва, геоте-
хніки, геомеханіки,
проректор з господарчої роботи
к.т.н., доц.



Григорій Іванченко
декан будівельного факультету,
професор кафедри
будівельної механіки
д.т.н., проф.



Володимир Коновал
доцент кафедри промислового
і цивільного будівництва
к.т.н., доц.

сповзаючий ґрунтовий масив»: стрілу підйому арки вивалу ґрунту між елементами дискретної утримуючої конструкції; коефіцієнт стійкості ґрунту в зоні взаємодії дискретної утримуючої конструкції зі сповзаючим ґрунтовим масивом; відстані між окремими елементами дискретної утримуючої конструкції; діаметри окремих елементів дискретної утримуючої конструкції (у разі перетину круглої форми) або розмір меншої сторони окремих елементів дискретної утримуючої конструкції (у разі прямокутного перетину). В цілому, був зроблений висновок про те, що викладена в даній роботі методика визначення конструктивних параметрів дискретних протизсувних утримуючих конструкцій цілком може бути використана при розрахунку конструктивних параметрів дискретних протизсувних утримуючих споруд.

Ключові слова. Зсув, протизсувна утримуюча конструкція, дискретна утримуюча конструкція, коефіцієнт стійкості, діаметр елементів утримуючої конструкції, відстань між елементами дискретної утримуючої конструкції.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Проектування та конструювання дискретних протизсувних утримуючих конструкцій передбачає пошук відповідей на такі питання:

1. Чи можливо в даних конкретних умовах використання дискретних протизсувних конструкцій?

2. Якщо так, то наскільки стійкий ґрунт в проміжках між утримуючими елементами?

3. На якій відстані від утримуючих елементів відбувається взаємодія між ними і сповзаючим ґрунтовим масивом (тобто зсувом)?

4. Який крок розстановки елементів утримуючої конструкції є безпечним?

5. Який розмір перетину елементів утримуючої конструкції (тобто діаметр перетину круглої форми або менша сторона перетину прямокутної форми) є безпечним?

Оскільки в діючих на території України і деяких інших країн нормативних документах [5, 6, 7, 8] на поставлені питання немає однозначних відповідей, сформульована вище проблема потребує вирішення.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

При проектуванні протизсувних утримуючих споруд в даний час постають такі проблеми [1, 2, 3]:

1. Застосування суцільних утримуючих споруд (підпірних стін) – занадто витратний і трудомісткий процес.

2. Крім того, при влаштуванні таких споруд виникають проблеми з підрізуванням укосу (схилу) і, як наслідок, втратою ним стійкості, а також з відведенням підземних вод.

3. Альтернативою суцільним протизсувним конструкціям є дискретні утримуючі конструкції [2, 3, 4], однак, при їх використанні мають місце такі проблеми:

3.1. Є ризик втрати міцності і стійкості ґрунту, який знаходиться між елементами дискретної утримуючої конструкції і, як наслідок – руйнування ґрунту, що знаходиться в зоні впливу утримуючої конструкції – і далі – схід зсуву.

3.2. Дискретні (особливо багаторядні) утримуючі конструкції створюють для підземних вод баражний ефект. Наслідок – підйом рівня підземних вод і, як наслідок – погіршення стану ґрунту, який знаходиться в зоні впливу утримуючої конструкції – і далі – його руйнування.

3.3. В даний час не існує єдиної методики розрахунку конструктивних параметрів протизсувних дискретних утримуючих споруд, які дозволяли б однозначно визначити такі конструктивні параметри:

3.3.1. Зону впливу дискретних утримуючих споруд на взаємодіючий з ними сповзаючий ґрунтовий масив.

Дану зону важливо знати при використанні для стабілізації зсувонебезпечних ділянок комбінації різних методів, наприклад, дискретних утримуючих конструкцій і закріплення ґрунту (наприклад, методами силікатизації, цементзації і їм подібних).

3.3.2. Коефіцієнт стійкості взаємодіючого з дискретними утримуючими конструкціями ґрунту в проміжках між сусідніми елементами цих конструкцій.

3.3.3. Відстані між сусідніми елементами дискретної утримуючої конструкції.

3.3.4. Діаметри (або розміри менших сторін) елементів дискретних протизсувних утримуючих конструкцій).

МЕТА РОБОТИ

Викласти єдину методику, яка б дозволила розрахувати перераховані вище конструктивні параметри дискретних протизсувних утримуючих конструкцій.

Метод дослідження – теоретичні дослідження геомеханічних процесів з використанням аналітичних і чисельних математичних методів. Аналіз і узагальнення результатів теоретичних досліджень.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В ході роботи запропоновано нову методику, яка дозволяє розраховувати конструктивні параметри дискретних утримуючих протизсувних конструкцій з одночасною оцінкою стійкості ґрунту, котрий знаходиться між його елементами.

У практичній значимості можна виділити те, що матеріали досліджень, викладені в даній роботі, дають змогу при проектуванні протизсувних дискретних споруд обґрунтовано розрахувати наступні параметри:

1. Відстань, на якій дискретна утримуюча конструкція взаємодіє зі зсувом.

2. Оцінити стійкість ґрунту в проміжках між залізобетонними елементами конструкції.

3. Відстані між окремими елементами дискретної утримуючої конструкції.

4. Діаметри окремих елементів дискретної утримуючої конструкції (у разі перетину круглої форми) або розмір меншої сторони окремих елементів дискретної утримуючої конструкції (у разі прямокутного перетину).

В ході досліджень були отримані аналітичні залежності, які дозволяють визначити такі конструктивні параметри системи «протизсувна утримуюча конструкція – сповзаючий ґрунтовий масив»:

1. Стрілу підйому арки вивалу ґрунту між елементами дискретної утримуючої конструкції. Цей параметр необхідний для

визначення відстані, на якій дискретна утримуюча конструкція взаємодіє зі зсувом.

2. Коефіцієнт стійкості ґрунту в зоні взаємодії дискретної утримуючої конструкції зі сповзаючим ґрунтовим масивом. Це дозволяє оцінити стійкість ґрунту в проміжках між залізобетонними елементами конструкції.

3. Відстані між окремими елементами дискретної утримуючої конструкції.

4. Діаметри окремих елементів дискретної утримуючої конструкції (у разі перетину круглої форми) або розмір меншої сторони окремих елементів дискретної утримуючої конструкції (у разі прямокутного перетину).

Рекомендована нами методика розрахунку конструктивних параметрів дискретних протизсувних конструкцій полягає в наступному:

1. Розрахунок елементів дискретної протизсувної конструкції слід виконувати по ґрунту і матеріалу [9, 10].

2. Розрахунок по матеріалу слід виконувати відповідно вимогам до розрахунку бетонних, залізобетонних, ґрунтоцементних та інших конструкцій, з урахуванням властивостей матеріалу, з якого вони виконані [11].

3. Розрахунок по ґрунту слід виконувати за першою групою граничних станів, а при необхідності – і за другою групою граничних станів [9, 10].

4. В якості вихідних даних слід враховувати будову ґрунтової товщі на всьому протязі зсуву, зокрема її текстурні і структурні особливості.

5. В якості розрахункових показників слід приймати:

5.1. При розрахунку по першій групі граничних станів питоме зчеплення.

5.2. При розрахунку по другій групі граничних станів питоме зчеплення, модуль загальної деформації і коефіцієнт Пуассона.

5.3. У разі шаруватої текстури ґрунтової товщі розрахункові характеристики ґрунту слід визначати за формулами:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_I &= \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{I,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}; \quad \varphi_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}; \\ c_I &= \frac{\sum_{i=1}^n c_{I,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}; \quad c_{II} = \frac{\sum_{i=1}^n c_{II,i} \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}; \\ E &= \frac{\sum_{i=1}^n E_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}; \quad \nu = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}. \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

тут h_i – товщина i -того ґрунтового шару.

6. При розрахунку параметрів дискретних протизсувних утримуючих конструкцій слід використовувати представлену на Рис. 1 розрахункову схему.

7. Глибину закладення елементів дискретної утримуючої конструкції слід визначати відповідно до вимог діючих на території України нормативних документів.

8. Величину зсувного тиску слід визначати відповідно до вимог чинних на території України нормативних документів при використанні ламаної поверхні ковзання.

9. Гранично допустиме значення зсувного тиску слід розраховувати за формулою:

$$E_{op} \leq \frac{2 \cdot c_I \cdot H}{K_{u,I}^2} \cdot \left\{ \operatorname{tg}^2(\varphi_I) + \sqrt{\operatorname{tg}^2(\varphi_I) + K_{u,I}^2} \right\} \quad (2)$$

де H – потужність ґрунтової товщі в місці розташування утримуючої конструкції, а $K_{u,I}$ – коефіцієнт стійкості ґрунту в області його взаємодії з утримуючою конструкцією (цей параметр вказують у технічному завданні на проектування).

10. Область зсуву f , в якій відбувається взаємодія зсуву з утримуючою конструкцією, слід розраховувати за формулою:

$$f = \frac{\sqrt{E_{op} \cdot \operatorname{tg}(\varphi_I) + H \cdot c_I}}{2 \cdot \sqrt{c_I \cdot H}} \cdot b, \quad (3)$$

тут b – відстань між утримуючими елементами.

11. Відстань між сусідніми утримуючими елементами b слід визначати за формулою:

$$b = \frac{4 \cdot c_I \cdot D \cdot H}{E_{op}} \cdot \frac{\cos(\varphi_I)}{1 - \sin(\varphi_I)}, \quad (4)$$

де D – діаметр круглого або менша сторона прямокутного поперечного перерізу елемента дискретної протизсувної утримуючої конструкції.

12. Діаметр круглого або менша сторона прямокутного поперечного перерізу елемента дискретної протизсувної утримуючої конструкції слід визначати за формулою:

$$D = \frac{E_{op} \cdot b}{4 \cdot c_I \cdot H} \cdot \frac{1 - \sin(\varphi_I)}{\cos(\varphi_I)}, \quad (5)$$

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Розроблена в даній роботі методика визначення конструктивних параметрів дискретних протизсувних утримуючих конструкцій може бути використана при розрахунку конструктивних параметрів дискретних утримуючих споруд.

Її відмінностями від аналогічних методик є можливість обґрунтованої відповіді на питання, чи можливо в даних конкретних умовах використовувати дискретні утримуючі конструкції а також визначати області зсуву, в якій відбувається його взаємодія з утримуючою конструкцією.

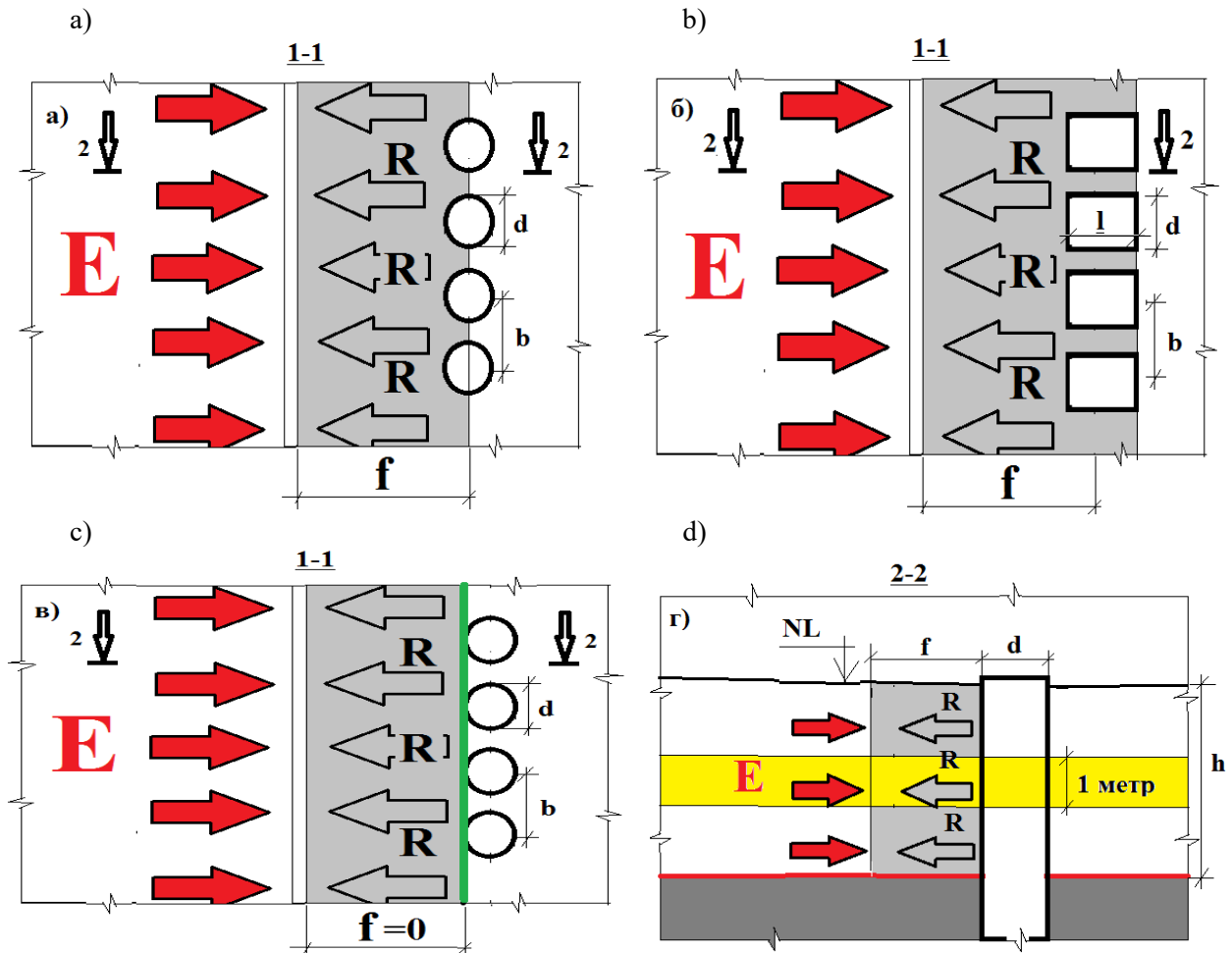


Рис.1. Розподіл зусиль у зоні взаємодії зсуву з дискретними утримуючими спорудами: а) варіант з паль; б) теж саме з контрфорсів; с) комбінований, з паль та діафрагми; д) поперечний переріз.

Примітки:

1. Сірим кольором позначено зону впливу; червоним – зсувний тиск; зеленим – діафрагму; жовтим – розрахунковий шар ґрунту.
2. Літерою «E» позначено зсувний тиск, а літерою «R» – реакцію з боку утримуючої споруди.

Fig.1. Assignment of efforts in the zone of interaction of the landslide with discrete retaining structures: а) a variant of piles; б) also from buttresses; с) combined, from piles and aperture; д) cross section.

Footnote:

1. The influence area is marked in gray; red - shear pressure; green - diaphragm; yellow - the calculated layer of soil.
2. The letter "E" indicates the shear pressure, and the letter "R" - the reaction of the retaining structure.

ЛІТЕРАТУРА

1. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия / А.И. Билеуш. – К.: Наукова думка, 2009. – 560 с.
2. Гинзбург Л.К. Противооползневые сооружения / Л.К. Гинзбург. – Днепропетровск: Лира ЛТД, 2007. – 188 с.
3. Лapidус Л.С. Укрепление откосов слабых насыпей сваями / Л.С. Лapidус, К.Ш. Шаду-нц // *Вопросы геотехники. Труды ДИИГа. Сб. 5.* – Днепропетровск: 1962. – С. 48-55.
4. ДБН В.1.1-24:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 108 с.
5. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 47 с.
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-37:2016. Настанова щодо інженерного захисту територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43 с.
7. СНиП 2.01.15-90. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения проектирования. М.: Стойиздат, 1991. – 39 с.
8. ДБН В.2.1–10–2009. Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
9. ДБН В.2.1–10–2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 39с.
10. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 90с.
11. landslide retaining structures]. М.: Stroyizdat, 80. (in Russian).
4. Lapidus L.S., Shadunts K.Sh. (1965). Ukreplenye otkosov slabykh nasypei svaiamy [Strengthening the slopes of weak embankments with piles]. *Voprosy heotekhniki. Trudy DYYHa. Sb. 5.* Dnepropetrovsk, 48-55. (in Russian).
5. DBN V.1.1-24:2009. (2010). Zakhyst vid nebezpechnykh heolohichnykh protsesiv. Osnovni polozhennia proektuvannia [Protection against dangerous geological processes. Basic design provisions]. К.: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku ta budivnytstva Ukrainy, 108. (in Ukrainian).
6. DBN V.1.1-46:2017. (2017). Inzhenernyi zakhyst terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennia [Engineering protection of territories, buildings and structures from landslides and landslides. Substantive provisions]. К.: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 47. (in Ukrainian).
7. DSTU-N B V.1.1-37:2016. (2017). Nastanova shchodo inzhenernoho zakhystu terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv [Guidelines for engineering protection of territories, buildings and structures from landslides and landslides]. К.: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 43. (in Ukrainian).
8. SNyP 2.01.15-90. (1991). Ynzhenernaia zashchyta terrytorii, zdanyi y sooruzheniy ot opasnykh heolohycheskykh protsessov. Osnovnye polozheniya proektyrovanyia [Engineering protection of territories, buildings and structures from hazardous geological processes. Basic principles of design]. М.: Stoiyzdat, 39. (in Russian).
9. DBN V.2.1–10–2009. (2011). Osnovy ta fundamenti sporud [Bases and foundations of buildings]. Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
10. DBN V.2.1–10–2018. (2019). Osnovy i fundamenti budivel ta sporud [Bases and foundations of buildings and structures]. Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 39 (in Ukrainian).
11. DBN V.2.6-98:2009. (2009). Betonni ta zalizobetonni konstruktsii. Osnovni polozhennia. [Concrete and reinforced concrete structures. Substantive provisions]. Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 90 (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Bileush A.I. (2009). Opolzny y protyvoopolznevyie meropryiatyia [Landslides and landslide measures] / A.I. Bileush. - К.: Naukova dumka. 560. (in Ukrainian).
2. Ginzburg L.K. (2007). Protvyopolznevyie sooruzheniya [Anti-landslide constructions]. Dnepropetrovsk: Lira LTD, 188. (in Ukrainian).
3. Ginzburg L.N. (1979). Protvyopolznevyie uderzhyvaiushchye konstruktsyy [Anti-

The strategy of quantified landslide protection structures dimensioning

*Volodymyr Shapoval,
Ivan Ponomarenko,
Alexey Grigoryev,
Hryhorii Ivanshenko,
Volodymyr Konoval*

Summary. Landslides in many regions of Ukraine and the world are destructive and sometimes catastrophic, threatening emergencies. The installation of retaining structures to prevent landslides is associated with high material costs. Therefore, the development and installation of buttresses with the use of bored and bored piles significantly reduces the cost of construction and saves significant material resources. To date, the features of the interaction of discrete retaining structures with the soil, the size of the arrangement of retaining structures, and other parameters of the system «sliding soil mass - discrete retaining structure» are insufficiently studied. Therefore, when writing this article, we aimed to present a single method that would calculate the following design parameters: the coefficient of stability of the soil interacting with discrete retaining structures in the intervals between adjacent elements of these structures; the distance between adjacent elements of the discrete retaining structure; diameters (or dimensions of smaller sides) of elements of discrete antiskid retaining structures. In the course of writing this article, we obtained analytical dependencies that allow us to determine the following design parameters of the system «anti-landslide retaining structure - sliding soil mass»: boom lifting arch of the soil dump between the elements of the discrete retaining structure; the coefficient of soil stability in the zone of interaction of the discrete retaining structure with the sliding soil mass; the distance between the individual elements of the discrete retaining structure; the diameters of the individual elements of the discrete retaining structure (in the case of a round section) or the size of the smaller side of the individual elements of the discrete retaining structure (in the case of a rectangular section). In General, it was concluded that the method described in this paper to determine the design parameters of discrete anti-landslide retaining structures can be used in calculating the design parameters of discrete retaining structures.

Key words. Shear, anti-landslide retaining structure, discrete retaining structure, coefficient of stability, a diameter of retaining structure elements, distance between elements of discrete retaining structure.

Чисельне дослідження збіжності методів визначення коефіцієнтів жорсткості при різних інженерно-геологічних умовах основи

Ірина Жупаненко

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
zhupanenko.iv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-6167-6552

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.46-52

Анотація. Попри значний розвиток чисельного моделювання сумісної роботи надземних конструкцій з ґрунтовою основою, на сьогоднішній день найбільш популярною в спільноті інженерів-проектувальників залишається розрахункова модель плити на пружній основі.

Це, насамперед, обумовлено простотою реалізації такої моделі і можливістю комплексного розрахунку системи основа-фундамент.

При цьому ключовим етапом розрахунку моделі плити на пружній основі є визначення коефіцієнтів жорсткості основи.

В даній роботі за допомогою програмно-обчислювального комплексу ЛІРА САПР 2016 проведено дослідження методів визначення коефіцієнтів жорсткості при різних варіантах ґрунтових умов.

Дослідження реалізовано шляхом чисельного аналізу характеристик напружено-деформованого стану (величини осідань, реактивного тиску і зусиль) в квадратній в плані рівномірно завантаженій фундаментній плиті при різних інженерно-геологічних умовах майданчику забудови.

Розглянуто:

1) однорідну в плані основу, складену скінченною кількістю лінійно-деформованих шарів сталої товщини;

2) однорідну в плані основу, складену шарами сталої товщини, один з яких є лесовим просідаючим;

3) неоднорідну основу, складену почерговим нашаруванням зв'язних і незв'язних ґрунтів, один з яких не є сталим по товщині.

Проаналізовано збіжність абсолютних величин контрольованих параметрів, отриманих для моделі з двома коефіцієнтами жорсткості (модель Пастернака), які для багат шарових ґрунтів визначаються по усередненим в межах гли-



Ірина Жупаненко
доцент кафедри
опору матеріалів
к.т.н., доц.

бини стислої товщі значенням модуля деформації та коефіцієнта Пуассона і для моделі з одним перемінним в плані коефіцієнтом жорсткості (модель Горбунова-Посадова).

Наведені результати дослідження показують, що область застосування двохпараметричної моделі Пастернака (яка є більш коректною, порівняно з однопараметричною моделлю Горбунова-Посадова) обмежується однорідною в плані одно- або багат шаровою ґрунтовою основою при умові, що шари ґрунту сталої товщини. Натомість, модель Горбунова-Посадова дозволяє розраховувати неоднорідні основи і ґрунти, що мають особливі властивості (просідаючі). Проте, така модель не дозволяє врахувати просторову роботу ґрунту і взаємний вплив площ навантаження.

Ключові слова. Фундаментна плита, плита на пружній основі, коефіцієнти жорсткості, чисельне моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Завдання представлення ґрунтової основи в загальній розрахунковій схемі будівлі чи споруди найбільш часто вирішується за допомогою моделі плити на пружній основі. При цьому виникає проблема вибору коефіцієнтів жорсткості такої основи, які б

адекватно відтворювали реальні властивості ґрунтового масиву.

Оскільки ці коефіцієнти не можливо отримати безпосередньо з фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, питання аргументованого вибору методики визначення коефіцієнтів жорсткості пружної основи залишається наразі відкритим.

Зокрема, потребує дослідження питання достовірності двох найбільш поширених моделей пружної основи (модель Пастернака і модель Горбунова-Посадова) в залежності від однорідності (чи неоднорідності) ґрунтових умов основи.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідження спрощеної моделі ґрунтової основи з використанням різних методик визначення коефіцієнтів жорсткості основи [1-3], на сьогоднішній день не сформульовані в якісь чіткі рекомендації щодо вибору того чи іншого методу. Результатом таких досліджень є, по-суті, рекомендація варіативного методу розрахунку з наступним вибором найбільш невідповідних комбінацій контрольованих параметрів як найбільш надійний спосіб вирішення практичних задач.

Проведені автором [4] чисельні дослідження характеристик напружено-деформованого стану фундаментних плит при різних варіантах нашарування ґрунтів основи окреслили певну залежність збіжності результатів від однорідності ґрунтів основи. З огляду на це вбачається перспективним аналіз достовірності методик розрахунку коефіцієнтів жорсткості основи при різних варіантах нашарування ґрунтів основи.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити збіжність характеристик напружено-деформованого стану фундаментної плити, отриманих при різних варіантах розрахункової моделі плити на пружній основі.

На прикладі розрахунку однієї і тієї ж фундаментної плити при трьох варіантах

нашарування ґрунтів основи дослідити критерії вибору способу визначення коефіцієнтів жорсткості в залежності від однорідності в плані ґрунтових умов майданчика.

Дослідження виконано шляхом чисельного моделювання розрахункової моделі плити на пружній основі із застосуванням різних моделей ґрунтової основи, реалізованих в програмно-обчислювальному комплексі «ЛІРА».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В якості об'єкта дослідження даної роботи обрано квадратну в плані фундаментну плиту розміром 10×10 м і товщиною 0,4 м. Плита завантажена лише власною вагою.

Для аналізу розглядається три види ґрунтових умов:

- перший об'єкт – назвемо його плита №1 – основа складена сталими по товщині нашаруваннями зв'язних ґрунтів з близькими фізико-механічними характеристиками. Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва плити №1 показані на Рис. 1. Таку основу можна вважати однорідною, оскільки вона складена скінченною кількістю лінійно-деформованих шарів сталої товщини;
- другий об'єкт – назвемо його плита №2 – основа складена нашаруваннями суглинків та супісків майже сталої товщини, тобто є близькою до однорідної. Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва плити №2 показані на Рис. 2. Особливість даних ґрунтових умов полягає в тому, що потужний шар супіску (ПГЕ-3) є просідаючим;
- третій об'єкт – назвемо його плита №3 – основа складена почерговим нашаруванням зв'язних і незв'язних ґрунтів. До того ж, середній шар піску не є сталим по товщині, виклинується з потужності 4 м до 2,5 м. Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва плити №3 показані на Рис. 3. Така основа не є однорідною в плані.

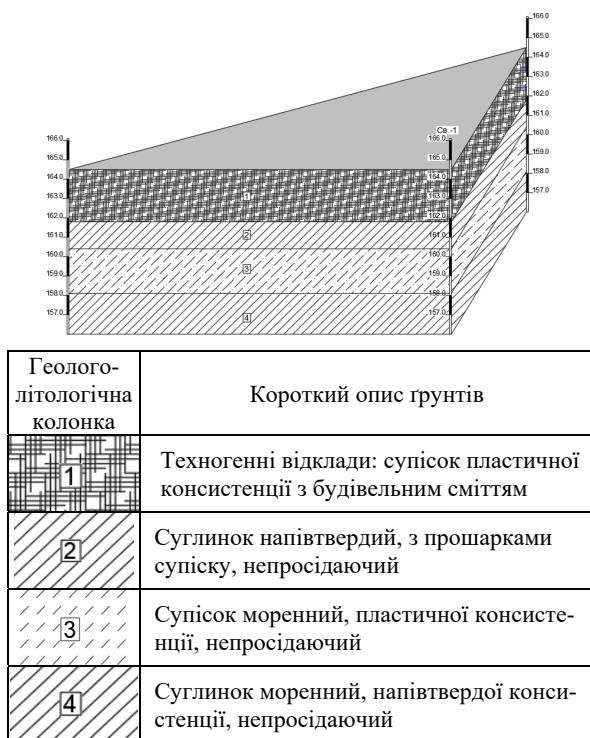


Рис.1.Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва № 1.

Fig.1. Engineering-geological section of the construction site № 1.

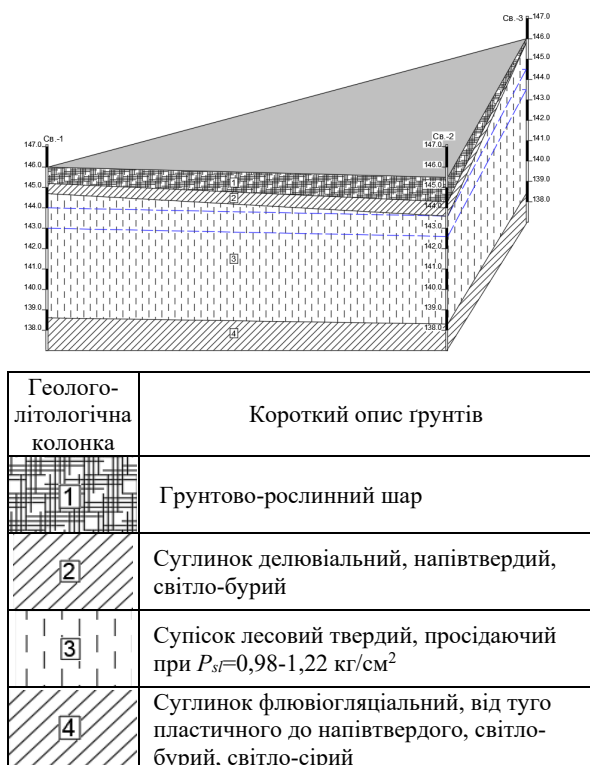


Рис.2.Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва № 2.

Fig.2. Engineering-geological section of the construction site № 2.

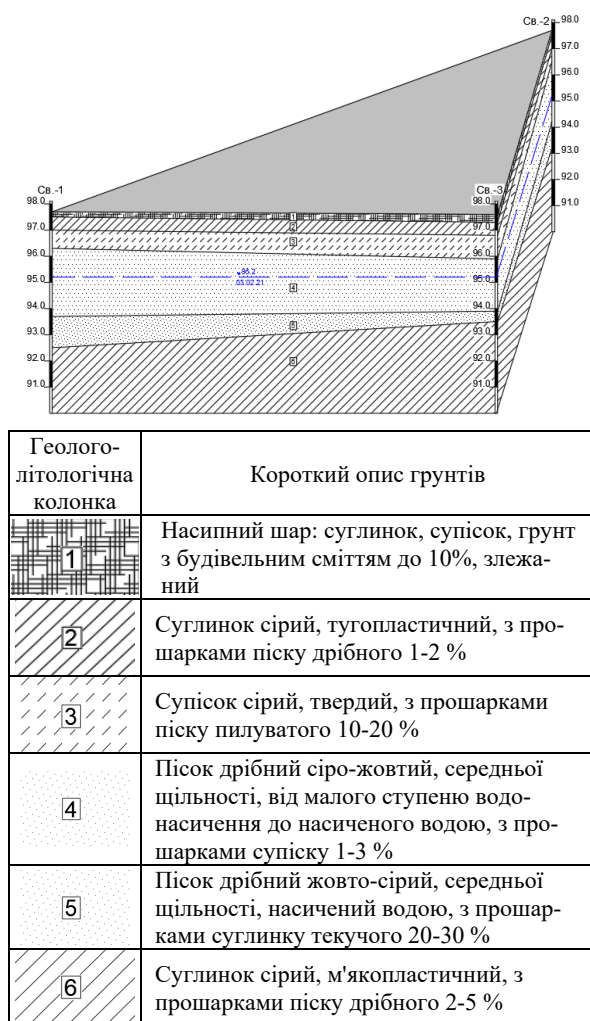


Рис.3.Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва № 3.

Fig.3. Engineering-geological section of the construction site № 3.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи для майданчиків будівництва плити № 1, плити № 2 та плити № 3 наведені в роботі [4] Табл. 3, Табл. 1 та Табл. 2 відповідно.

Характеристики напружено-деформованого стану фундаментної плити, що є об'єктом дослідження, отримані в програмно-обчислювальному комплексі ЛІРА САПР. Чисельні дослідження проведені, зокрема, для двох розрахункових моделей плити на пружній основі: модель Пастернака (*Метод 1*) [5] та модель Горбунова-Посадова (*Метод 2*) [6].

Модель Пастернака передбачає моделювання піддатливості основи двома коефіцієнтами жорсткості $C1$ та $C2$, які визнача-

ються за осередненими (в межах зафіксованої глибини стискуваної товщі H_c) значеннями модуля деформації E_{gr} та коефіцієнта Пуассона m_{gr} ґрунтової основи.

В моделі Горбунова-Посадова визначається лише один коефіцієнт жорсткості CI як відношення середнього тиску під подошвою фундаментів до величини осідання основи.

Кожна з цих моделей має як свої переваги, так і суттєві обмеження. На думку автора, головним критерієм вибору тієї чи іншої моделі є однорідність основи.

В рамках даного дослідження проведено аналіз збіжності результатів розрахунку плит по описаних вище методиках в залежності від однорідності інженерно-геологічних умов майданчиків забудови.

Аналіз збіжності здійснюється шляхом порівняння максимальної величини осідання плити, величини реакції пружної основи та зусиль в плиті, отриманих описаними вище методами. Відповідні результати для плити № 1, плити № 2 та плити № 3 наведено в Табл. 1, Табл. 2 та Табл. 3 відповідно.

Для порівняння також береться до уваги характер розподілу вертикальних переміщень (величини осідань) плити. Ізополі вертикальних переміщень плити, отриманих 1 методом розрахунку (модель Пастернака) та 2 методом розрахунку (модель Горбунова-Посадова) показані на Рис. 4, Рис. 5 та Рис. 6 для плити № 1, плити № 2 та плити № 3 відповідно.

Табл. 1. Екстремальні значення характеристик напружено-деформованого стану плити № 1
Table 1. Extreme values of the characteristics of the stress-strain state of the slab № 1

	Абсолютне значення		Співвідношення в долях	
	Метод 1	Метод 2	Метод 1	Метод 2
$U_z, \text{мм}$	2,53	2,01	1	0,794
$R_z, \text{т/м}^2$	1,53	2,47	1	1,614
$M_x, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,09	0,886	1	9,844
$M_y, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,09	0,886	1	9,844
$M_{xy}, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,005	0,047	1	9,4

Табл. 2. Екстремальні значення характеристик напружено-деформованого стану плити № 2
Table 2. Extreme values of the characteristics of the stress-strain state of the slab № 2

	Абсолютне значення		Співвідношення в долях	
	Метод 1	Метод 2	Метод 1	Метод 2
$U_z, \text{мм}$	6,14	4,45	1	0,725
$R_z, \text{т/м}^2$	1,59	2,74	1	1,723
$M_x, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,256	1,38	1	5,39
$M_y, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,359	1,47	1	4,095
$M_{xy}, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,033	0,081	1	2,455

Табл. 3. Екстремальні значення характеристик напружено-деформованого стану плити № 3
Table 3. Extreme values of the characteristics of the stress-strain state of the slab № 3

	Абсолютне значення		Співвідношення в долях	
	Метод 1	Метод 2	Метод 1	Метод 2
$U_z, \text{мм}$	3,13	2,39	1	0,764
$R_z, \text{т/м}^2$	1,58	2,52	1	1,595
$M_x, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,103	1,14	1	11,068
$M_y, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,110	1,14	1	10,364
$M_{xy}, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,045	0,076	1	1,689

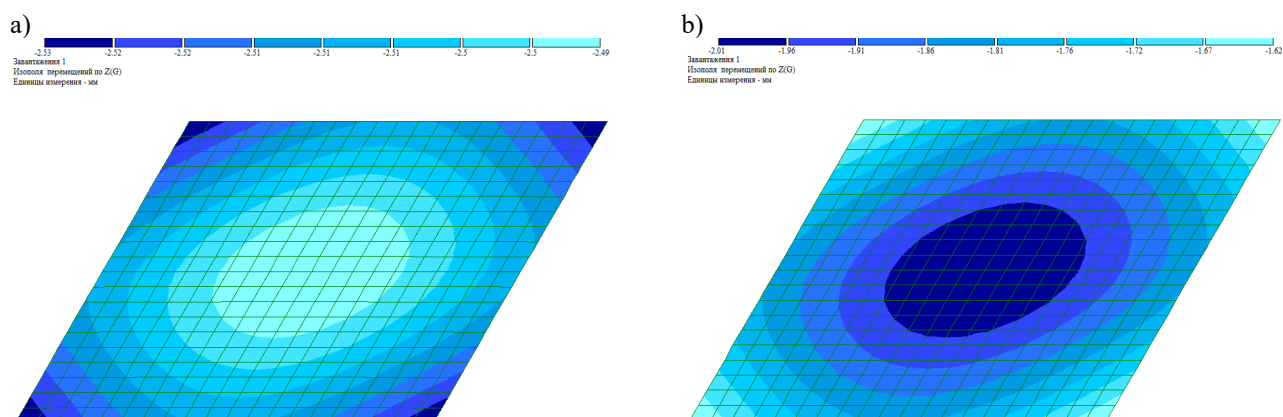


Рис.4. Ізополя переміщень по z (осідання) плити №1: *a)* 1 метод розрахунку (модель Пастернака); *b)* 2 метод розрахунку (модель Вінклера).

Fig.4. Isopoles of displacements along z (subsidence) slab №1: *a)* 1 calculation method (Pasternak model); *b)* 2 calculation method (Winkler model).

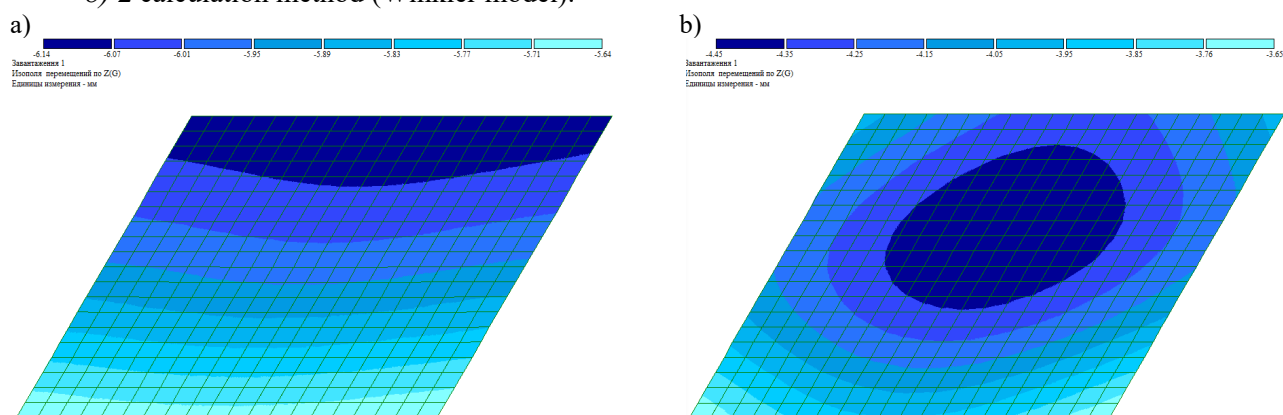


Рис.5. Ізополя переміщень по z (осідання) плити № 2: *a)* 1 метод розрахунку (модель Пастернака); *b)* 2 метод розрахунку (модель Вінклера).

Fig.5. Isopoles of displacements along z (subsidence) slab № 2: *a)* 1 calculation method (Pasternak model); *b)* 2 calculation method (Winkler model).

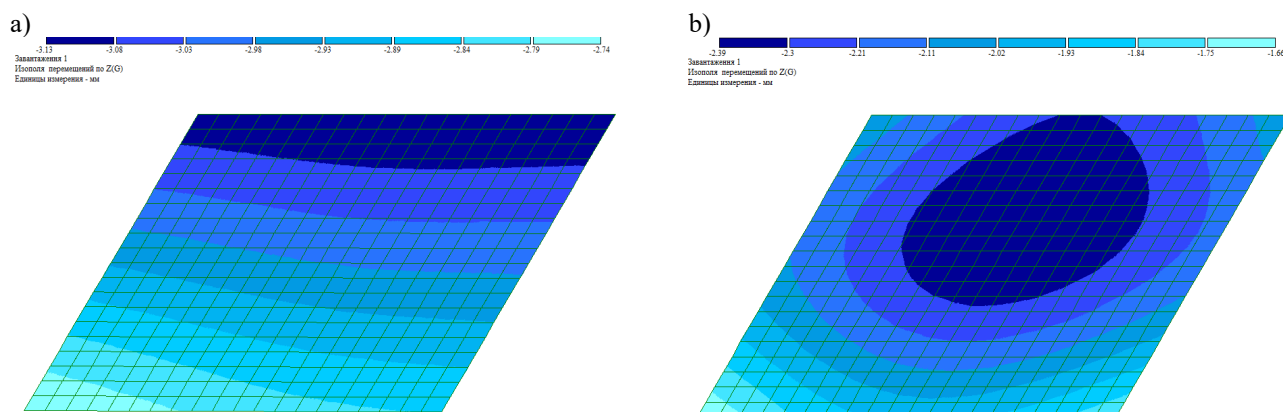


Рис.6. Ізополя переміщень по z (осідання) плити № 3: *a)* 1 метод розрахунку (модель Пастернака); *b)* 2 метод розрахунку (модель Вінклера).

Fig.6. Isopoles of displacements along z (subsidence) slab № 3: *a)* 1 calculation method (Pasternak model); *b)* 2 calculation method (Winkler model).

Як видно з Рис. 4 – 6, ізополя розподілу осідань, отримані для моделі Пастернака і для моделі Горбунова-Посадова, кардинально різняться між собою для 2-ї та 3-ї плити. Це окреслює область застосування моделі Пастернака лише однорідною в плані основою, що складена шарами сталої товщини.

Збіжність характеру розподілу осідань спостерігається лише для плити №1, тобто у випадку однорідної основи.

При цьому величини зусиль в плиті, отриманих за 1-м і за 2-м методом суттєво відрізняються навіть для 1-ї плити, тобто при однорідній основі.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В даній роботі проведені чисельні дослідження розрахункової моделі плити на пружній основі при різних варіантах нашарувань ґрунтів основи. Для кожного варіанту інженерно-геологічних умов проаналізовано збіжність характеристик напружено-деформованого стану плити, отриманих за двома методиками визначення коефіцієнтів жорсткості.

Підсумовуючи проведені дослідження, можна сказати, що розрахункова модель плити на пружній основі має ряд незаперечних переваг, зокрема простота реалізації, адаптованість до чисельних методів розрахунку і, головне, можливість включати ґрунтову основу в розрахункову модель конструкції. Проте, питання вибору коефіцієнтів жорсткості основи залишається, на думку автора, відкритим.

Вбачається перспективною розробка окремої методики визначення коефіцієнтів жорсткості вільної від окреслених вище обмежень. На думку автора, така методика може базуватись на фізичному змісті коефіцієнтів жорсткості – відношення тиску на поверхню ґрунту до величини спричиненого ним осідання. Величину осідання при цьому визначати шляхом окремого розрахунку основи як неоднорідного півпростору методами теорії пружності.

ЛІТЕРАТУРА

1. Коляскина С.А. Исследование влияния вариантов расчета грунтового основания и методов расчета коэффициентов постели на напряженно-деформированное состояние здания / С.А. Коляскина, П.И. Егоров // *Ученые заметки ТОГУ*. – 2014. – т. 5. №2. – С. 21-34.
2. Федоров Д.А. Численное исследование задачи совместного расчета конструкций с основаниями по реализациям в вычислительных комплексах SCAD и «ЛИРА» / Д.А. Федоров, К.Г. Мокляк // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. – 2011. – №12. – С. 97-104.
3. Кожанов Ю.А. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции с учетом основания / Ю.А. Кожанов, А.Г. Ефименко, В. А. Загильский, А. П. Якубенко // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. – 2013. – №8 (185). – С. 42-47.
4. Жупаненко І.В. Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі. / І.В. Жупаненко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 64-71.
5. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – М.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1954. – 56 с.
6. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании/ М.И. Горбунов - Посадов, Т.А. Маликова, В. И. Соломин. – М.:Стройиздат, 1984. – 679 с.
7. Боговис В.Е. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования: учебн. пособие / В.Е. Боговис и др. – Киев: ФАКТ, 2008. 280 с

REFERENCES

1. Kolyasina S.A., Egorov P.I. (2014). Issledovanie vliyaniya variantov rascheta gruntovogo osnovaniya i metodov rascheta koehfficientov posteli na napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie zdaniya [Study of calculation options influence of a ground base and methods for calculation of subgrade coefficients to deflected mode of a building]. *Uchenye zametki TOGU*, V. 5. №2, 21-34. (in Russian).

2. Fedorov D.A., Moklyak K.G. (2011). Chislennoe issledovanie zadachi sovместного rascheta konstrukcij s osnovanijami po realizacijam v vychislitel'nykh kompleksakh SCAD i «LIRA» [Numerical research of problem united calculation constructions with foundation by realizations in computing systems SCAD and LIRA]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenij. Stroitel'stvo*, 12, 97-104. (in Russian).
3. Kozhanov Y.A., Efimenko A.G., Zagil'skiy V.A., Yakubenko A. P. (2013) Analiz napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobonnoy konstrukcii s uchetom osnovaniya [Analysis of the stress-strain state of the reinforced concrete structure with the subgrade]. *Visnik Pridniprov's'koї derzhavnoї akademii budivnictva ta arkhitekturi*, 8(185), 42-47. (in Russian).
4. Zhupanenko I.P. (2020). Chyselnyi analiz metodiv rozrakhunku gruntovoi osnovy ta metodiv vyznachennia koefitsientiv posteli [Numerical analysis of methods for calculating the soil base and methods for determining bed coefficients]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 41, 64-71 (in Ukrainian).
5. Pasternak P.L. (1954) Osnovy novogo metoda rascheta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomoshchi dvukh koefitsientov posteli [Fundamentals of a new method of calculating foundations on an elastic base using two bed coefficients], 56. (in Russian).
6. Gorbunov-Posadov M.I., Malikova T.A., Solomin V.I (1984). Raschet konstrukcij na uprugom osnovanii [Calculation of structures on an elastic base], 679. (in Russian).
7. Bogovis V.E. (2008) LIRA 9.4. Primery rascheta i proektirovaniya: uchebnoe posobie [LIRA 9.4. Examples of calculation and design], Kiev: FAKT, 280. (in Russian).

Numerical study of the convergence of methods for determining bed coefficients under different geological conditions of the base

Iryna Zhupanenko

Summary. Despite the significant development of numerical modeling of the joint work of above-ground structures with the ground base, today the most popular in the community of design engineers is the calculation model of the slab on an elastic basis.

This is primarily due to the simplicity of the implementation of such a model and the possibility of a comprehensive calculation of the base-foundation system.

The key step in calculating the model of the slab on an elastic basis is to determine the coefficients of flexibility of the base.

In this paper, with the help of software and computer system LIRA CAD 2016 conducted a study of methods for determining the stiffness coefficients of the bed under different variants of soil conditions.

The study was implemented by numerical analysis of the characteristics of the stress-strain state (the amount of subsidence, reactive pressure and force) in a square in terms of evenly loaded foundation slab under different engineering and geological conditions of the construction site.

Considered:

1) homogeneous in plan base, composed of a finite number of linearly deformed layers of constant thickness;

2) homogeneous in plan base, composed of layers of constant thickness, one of which is a loess subsidence;

3) inhomogeneous base, composed of alternating layers of cohesive and incoherent soils, one of which is not constant in thickness.

The convergence of the absolute values of the controlled parameters obtained for the model with two stiffness coefficients (Pasternak model), which for multilayer soils are determined by the values of the modulus of deformation and Poisson's ratio averaged within the depth of compressible thickness and for the model with one variable in terms stiffness coefficient (Gorbunov-Posadov model).

The results of the study show that the scope of the two-parameter Pasternak model (which is more correct than the one-parameter Gorbunov-Posadov model) is limited to a homogeneous single- or multilayer soil base, provided that the soil layers are of constant thickness. Instead, the Gorbunov-Posadov model allows to calculate inhomogeneous bases and soils with special properties (sieving). However, this model does not allow to take into account the spatial work of the soil and the mutual influence of load areas.

Key words. Foundation slab, elastic slab, stiffness coefficients, numerical modeling.

Методика ідентифікації деформаційних параметрів піщаного ґрунтового масиву

Ігор Бойко¹, Анатолій Олійник², Анна Галета³

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹boyko40@ukr.net, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271

²oleynik@gmail.com

³anna_haleta@ukr.net

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.53-63

Анотація. Тема – «Ідентифікація параметрів основи за результатами статичного зондування ґрунтів» передбачає зіставлення результатів проведених досліджень за національними нормами та за Єврокодами.

Єврокод – це закон, який декларує основні вимоги, але в нашій країні він прямо не діє. Тому ці вимоги слід адаптувати до національних нормативів.

Для ідентифікації параметрів ґрунтів в даній роботі передбачені два варіанти застосування деформаційних характеристик піщаного ґрунтового масиву: 1) визначенні в лабораторних умовах; 2) визначені польовими методами. Потім дані результати будуть використанні для ідентифікації параметрів ґрунтів за допомогою числового моделювання за методом скінченних елементів.

Дослідження й порівняння вишукувань проведено у піщаних ґрунтах.

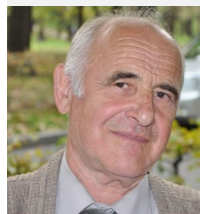
Наступний крок – при порівнянні результатів проведених польових і лабораторних випробувань ґрунтів встановлювалась достовірність їх величин в зіставленні із найбільш достовірними стандартними методами.

На сьогоднішній день, випробування, проведені у польових умовах за допомогою зондів різного діаметру, натурних та інвентарних паль (ІВП) і штампів (5000кв.см та 600кв.см), згідно національних нормативів можуть відрізнятися від результатів, отриманих по стандартам Єврокодів. Тому, виникає необхідність провести порівняння результатів, отриманих на основі практичних досліджень до вимог законодавства ЄС.

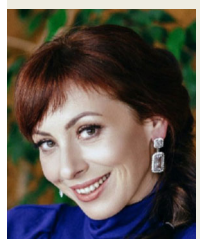
Експериментальні дослідження виконували-



Ігор Бойко
завідувач кафедри
геотехніки
д.т.н., проф.



Анатолій Олійник
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Анна Галета
аспірант кафедри
геотехніки

ся на декількох об'єктах в різних містах України. При виборі об'єктів для порівняння приділялась увага схожості геологічного походження ґрунтів. В роботі, частково, використані матеріали практичних польових випробувань кафедри геотехніки минулих років.

У статті розглянуті точки з експериментальних об'єктів вишукувань. Опрацьовані інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) піщаних ґрунтів, які залягають по території обраних майданчиків.

Ключові слова. Ідентифікація параметрів ґрунтів, піщані ґрунти, статичне зондування, компресійні випробування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день існує декілька методів визначення деформації ґрунтової основи та несучої здатності ґрунтів. Це методики, які впроваджуються шляхом проведення випробувань компресійними приладами у лабораторних умовах та проведенням статичного зондування ґрунтів у польових умовах. Таким чином, виникає необхідність визначитись, яка методика є більш надійною у порівнянні із стандартами Єврокодів. Та, звісно, поряд з вибором методики проведення випробувань різних характеристик ґрунтів стоїть питання збільшення економічної ефективності всього випробувального процесу.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців [1, 2, 12, 13] висвітлюється проблема визначення характеристик ґрунтів польовими та лабораторними методами. Зокрема, у [2] автори відмічають, що польові дослідження ґрунтів статичним зондуванням та штамповими випробуваннями підтвердили наявність зв'язку між модулем деформації і граничним опором ґрунту під наконечником крупнорозмірного зонда. Встановлені кореляційні залежності на основі накоплених експериментальних даних дозволить на стадії інженерно-геологічних вишукувань одночасно з величинами опору ґрунту під вістрям палі і на її бічній поверхні отримувати дані для визначення модуля деформації ґрунту. Також в даній роботі використано багато табличних даних, які наведені у нормативних документах [3-11].

МЕТА РОБОТИ

Проведені дослідження й порівняння отриманих результатів дадуть можливість створити методику ідентифікації параметрів ґрунтового масиву, підвищити достовірність результатів, забезпечувати надійні рішення, збільшити економічну ефективність. Наукові результати, отримані в дисертації, в майбутньому, можуть бути впро-

ваджені в нормативні та методичні документи й використовуватися на виробництві.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження виконані й проведені на реальних експериментальних майданчиках - будівельних об'єктах.

Експериментальний майданчик №6.

Житловий масив «Оболонь», 9-й мікрорайон, м. Київ. Свердловина №6.1.

Ґрунтові умови будівельного майданчика по свердловині №6.1 представлені наступними шарами:

- ІГЕ-1 – намитий пісок середньої крупності, середньої щільності, товщиною 3,9 м;
- ІГЕ-2 – гумусований ґрунт, товщиною 0,1-0,15 м;
- ІГЕ-3 – потужний шар алювіальних пісків товщиною > 5,0 м.

Штампові випробування проведені на глибині – 2,2 м. У результаті штампового випробування штампом 5000 кв.см на глибині 2,2 м визначено модуль деформації ґрунту, який для ІГЕ-1 (намитий пісок середньої крупності, середньої щільності) складає $E_{шт}=36,0$ МПа. (Рис. 1).

На цьому ж майданчику, проведені випробування палею ИИС-127 (ІВП) на глибині 2,2м. Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі $R=4,9$ МПа. Занурення палі в ґрунт й витягування виконувалося установкою АВБ-2М.

Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 4,9 = 34,3$ МПа.

Експериментальний майданчик №7.

Пивзавод «Оболонь», м. Київ. Свердловина №7.1.

Ґрунтові умови будівельного майданчику по свердловині №7.1 представлені наступними шарами:

- ІГЕ-1 – намитий пісок середньої крупності, середньої щільності, товщиною 3,3 м;
- ІГЕ-2 – гумусований ґрунт, товщиною 0,3 м;
- ІГЕ-3 – потужний шар алювіальних пісків товщиною > 6,0 м.

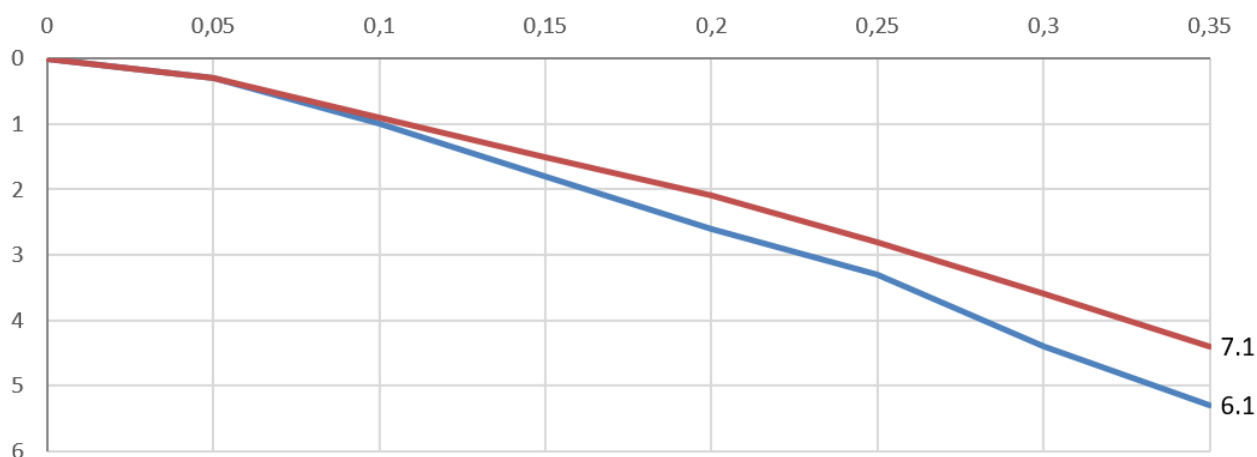


Рис.1. Графік залежності осідання (S) штампу від навантаження (P) у точках 6.1 та 7.1.

Fig.1. Graph of the dependence of sedimentation (S) of the stamp on the load (P) in points 6.1 and 7.1.

У результаті штампового випробування, штампом 5000 кв.см на глибині 1,6 м визначено модуль деформації ґрунту, який для ІГЕ-1 (намитий пісок середньої крупності, середньої щільності) складає $E_{шт}=43,0$ МПа. (Рис. 1).

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 на глибині 1,6 м. Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить $R=5,0$ МПа. Занурення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 5 = 35,0$ МПа.

Експериментальний майданчик №8.

VI мікрорайон житлового масиву «Оболонь», м.Київ. Свердловина №8.1.

Ґрунтові умови будівельного майданчику по свердловині №8.1 представлені наступними шарами:

- ІГЕ-1 – намитий пісок середньої крупності, середньої щільності, товщиною 3,2...3,5 м;
- ІГЕ-2 – гумусований ґрунт, товщиною 0,2 м;
- ІГЕ-3 – потужний шар алювіальних пісків товщиною 5,6 м.

У результаті штампового випробування

штампом 5000 кв.см на глибині 1,5 м визначено модуль деформації ґрунту, який для шару ІГЕ-1 (намитий пісок середньої крупності, середньої щільності) складає $E_{шт}=36,0$ МПа.

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 на глибині 1,5м. Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить $R=4,9$ МПа. Занурення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 4,9 = 34,3$ МПа.

Експериментальний майданчик №9.

Житлові будинки №15, №16 у мікрорайоні житлового масиву «Оболонь», м. Київ. Свердловина №9.1.

Ґрунтові умови будівельного майданчика по свердловині №9.1 представлені наступними шарами:

- ІГЕ-№1 – намитий пісок середньої крупності, середньої щільності, товщиною 4,0...4,5 м;
- ІГЕ-2 – гумусований ґрунт, товщиною 0,2 м.

На майданчику №9 проведені штампові випробування штампом 5000 кв.см та інвентарною палею ІВП-127 на глибині 1,6 м та 4,5 м. У результаті штампового випробу-

вання штампом 5000 кв.см на глибині 1,6 м визначено модуль деформації ґрунту, який для шару ІГЕ-1 (намитий пісок середньої крупності, середньої щільності) складає $E_{шт}=40,0$ МПа.

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 на глибині 1,6 м. Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить $R=5,6$ МПа. Занурення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 5,6 = 39,2$ МПа.

На глибині 4,5м модуль деформації ґрунту становить $E_{шт}=25,0$ МПа.

Випробування палею ІВП-127 на глибині 4,5м дало показник розрахункового опору ґрунту під вістрям палі $R=3,26$ МПа.

Модуль деформації (за даними статичного зондування) розрахований за формулою $E=7R=7 \times 3,26 = 22,82$ МПа.

Експериментальний майданчик №12.

Будівництво житлового 9-ти поверхового будинку по вул. Єрванська, 8а, м.Київ.

Геологічну будову майданчику представлено наступними напластуваннями ґрунтів: з поверхні до глибини 3,4...5,5м насипні ґрунти, які переходять у дрібний пісок, змішаний з будівельним сміттям шаром 0,5м, нижче якого йде шар дрібного піску середньої щільності. Ґрунтові води до глибини 11,0 м не виявлені. На даному майданчику було випробувано пробну натурну палю №10 статичним навантаженням, перерізом 30х30см, довжиною 8м. Забиту на глибину $L_{палі}=4,6$ м. (Підошва палі – дрібний пісок).

Навантаження на пробну палю №10 було доведено до 70 тон. Відповідні осідання при цьому для палі №10 – 5,7мм. Несуча здатність палі: $P_{10}=P_c=0,8 \times 70=56$ тс. Розрахунковий опір під вістрям палі склав: $R_{Н.П.}=6,12$ МПа. Модуль деформації ґрунту при випробуваннях натурної палі №10 розрахований за формулою $E_{шт}=42,8$ МПа.

Біля натурної палі №10, було проведено випробування палі ІВП – 127. Розрахунковий опір під вістрям палі склав: $R_{ІВП-127}=$

$660\text{т/м}^2=6,472$ МПа. Несуча здатність палі згідно даних випробування ІВП – 127 становить: $P_u=61$ тс.

Коефіцієнт $m=P_c/P_u=56/61=0,92$.

Модуль деформації ґрунту при випробуваннях ІВП розрахований за формулою $E=7R=7 \times 6,472 = 45,304$ МПа= 45,3 МПа.

Експериментальний майданчик №14.

Будівництво житлового будинку. Ділянка нової забудови житлового масиву Троєщина. Майданчик вишукувань розташований вздовж вулиці Милославської навпроти перетину з проспектом Володимира Маяковського у Деснянському районі м.Києва.

Геологічна будова ділянки розвідана на глибину до 20 метрів від денної поверхні:

- ІГЕ-1 - насипний (намитий) шар - пісок кварцовий, середньої крупності та дрібний, середньої щільності, жовто-сірий;
- ІГЕ-2 - насипний (намитий) шар - пісок кварцовий, середньої крупності та дрібний, щільний, жовто-сірий;
- ІГЕ-3 - рослинний та супісок пилюватий, пластичний та текучий нижче рівня гр.вод, місцями в підошві шару слабо замулений, сірий, темно сірий до чорного, в підошві сіро-зелений;
- ІГЕ-4 - пісок кварцовий, дрібний, щільний, насичений водою, з проверстками пластичного супіску, сірий, жовто-сірий;
- ІГЕ-5 - суглинок легкий пилюватий, м'якопластичний, темно-сірий;
- ІГЕ-6 - пісок кварцовий, середньої крупності, щільний, насичений водою, світло-сірий.

Для визначення характеристик міцності та деформативності ґрунтів, виявлення неоднорідності заляганні ґрунтів, виконано статичне зондування ґрунтів зондом другого типу до глибини 20 метрів від денної поверхні. Результати вишукувань й графіки зондування приведено нижче на Рис. 2 і 3. Значення модуля деформації при статичному зондуванні наведено у Табл. 1 і Табл. 2.

На основі проведених польових випробувань і лабораторних досліджень ґрунтів визначені нормативні та розрахункові пока-

зники ґрунтів. Розрахункові показники за несучою здатністю визначені при коефіцієнті довірчої ймовірності $\alpha=0,95$, а за деформаціями при $\alpha=0,85$.

Діаметр зонду $d=36\text{мм}$. Площа $F=10\text{см}^2$.

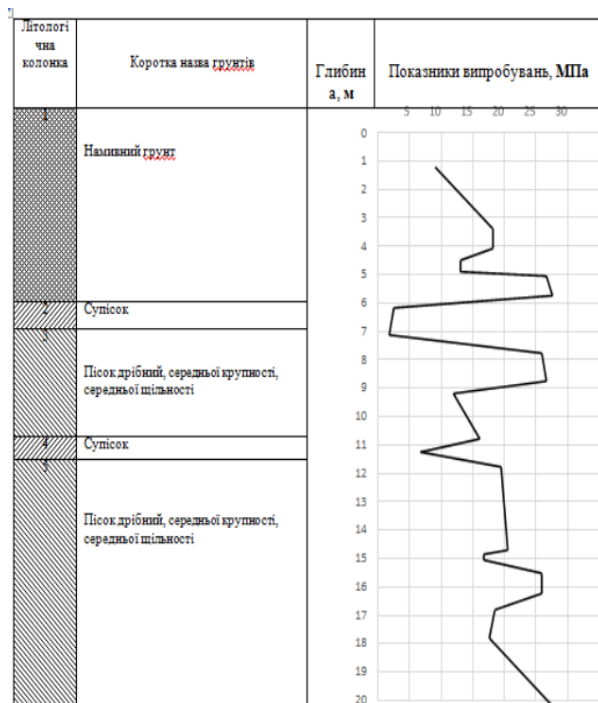


Рис.2. Геологічна колонка та графік статичного зондування. Точка 1.

Fig.2. Geological column and schedule of static sounding. Point 1.

Табл. 1. Значення модуля деформації (Е, МПа) при статичному зондуванні ґрунту. Точка 1.

Table 1. The value of the modulus of deformation (E, MPa) when static sounding of the soil. Point 1.

Глибина випробування, h, м	Модуль деформації ґрунту, Е, МПа
3,5...4,5	18,0
5,0	13,0
5,0...6,0	26,0
6,0...7,5	3,0...4,0
8,0...9,0	26,0
9,0...11,5	15,0
12,0...15,0	20,0
15,5...16,0	25,0

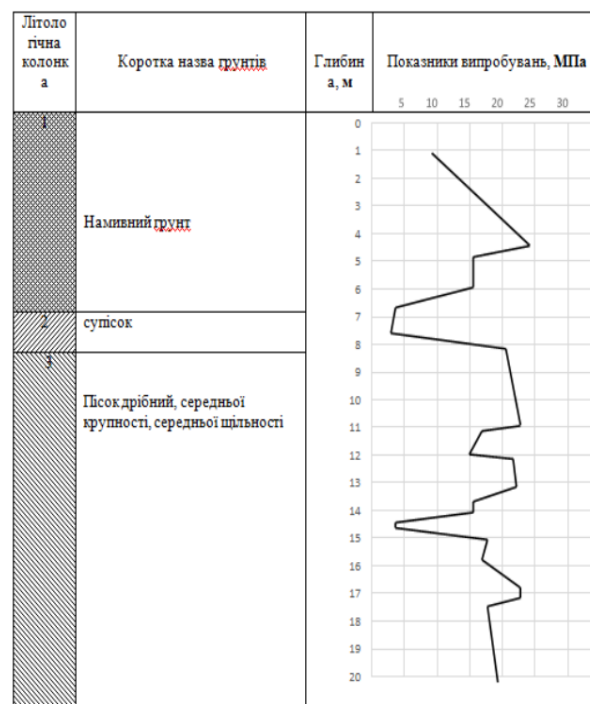


Рис.3. Геологічна колонка та графік статичного зондування. Точка 3.

Fig.3. Geological column and schedule of static sounding. Point 3.

Табл. 2. Значення модуля деформації (Е, МПа) при статичному зондуванні ґрунту. Точка 3.

Table 2. The value of the modulus of deformation (E, MPa) when static sounding of the soil. Point 3.

Глибина випробування, h, м	Модуль деформації ґрунту, Е, МПа
3,5...4,5	20,0
4,5...6,0	16,0
6,0...8,0	4,0
8,0...11,0	22,0
11,0...12,0	15,0
12,0...13,0	22,0
13,0...14,0	15,0
14,0...15,0	5,0
15,0...20,0	18,0

Експериментальний майданчик №15.

Далі у даній роботі проведено лабораторними методами компресійні випробування міцності намивних пісків. Для компресійних випробувань були відібрані зразки на-

мивного піску непорушеної структури з мапи намиву у VIII мікрорайоні житлового масиву «Оболонь».

Компресійні випробування проведені у приладах конструкції Абелева М.Ю. зі збереженням істотної вологості за методикою повільного стискування з утриманням кожної сходинки до повної стабілізації. Показники ущільнення (α) знаходяться у середньому проміжку 0,013-0,0085 кв.см/кг, що дозволяє віднести випробувані ґрунти до середньо стискуємих.

Узагальнені модулі деформації E_0 для 6-х випробувань змінюються від 177 до 350 кг/кв.см.

Розрахунок модулів деформації представлений на графіках (Рис. 4) з доданими таблицями (дивитись нижче Табл. 3-9).

Табл. 3. Компресійні випробування ґрунту. Визначення модуля деформації (E , МПа). Точка 1.

Table 3. Soil compression tests. Determination of deformation modulus (E , МПа). Point 1.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
2,83	1,65	1,62	0,39	0,65

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	α	E_0
0,2	0,05	0,0013	0,6479	0,028	47,1
0,3	0,12	0,0030	0,6451	0,026	50,8
0,4	0,18	0,0047	0,6425	0,024	55,0
0,5	0,23	0,0060	0,6401	0,023	57,4
0,6	0,28	0,0071	0,6378	0,005	264,0
0,7	0,30	0,0080	0,6373	0,026	50,8
0,8	0,34	0,0093	0,6347	0,030	44,0
0,9	0,38	0,0103	0,6317	0,016	88,0
1,0	0,46	0,0120	0,6302	0,0088	148,1
2,0	0,64	0,0173	0,6214	0,0057	228,6
3,0	0,75	0,0204	0,6157	0,0048	266,7
4,0	0,87	0,0237	0,6109	0,0034	381,0
5,0	0,95	0,0257	0,6075		

$$\alpha_{cp}=0,0115 \quad E_{0cp}=228,2$$

Як показують компресійні випробування наливних пісків непорушеної структури, стисливість їх до навантажень в середньому 0,3...0,5 кг/кв.см, незначна. Це може бути пов'язано з подоланням виниклих структурних зв'язків й щеплення частинок. З цього випливає, що абсолютне значення структурної міцності являється частиною цих навантажень, які характеризують початок стискування.

Узагальнююча таблиця усереднених фізико-механічних характеристик наливних піщаних ґрунтів природної вологості наведені у Табл. 10.

Табл. 4. Компресійні випробування ґрунту. Визначення модуля деформації (E , МПа). Точка 2.

Table 4. Soil compression tests. Determination of deformation modulus (E , МПа). Point 2.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
3,34	1,67	1,62	0,39	0,64

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	α	E_0
0,2	0,06	0,0017	0,6373	0,039	33,7
0,3	0,15	0,0040	0,6334	0,021	62,5
0,4	0,20	0,0053	0,6313	0,028	47,0
0,5	0,26	0,0070	0,6285	0,021	62,5
0,6	0,30	0,0083	0,6364	0,016	82,0
0,7	0,34	0,0093	0,6248	0,020	65,6
0,8	0,38	0,0106	0,6228	0,008	164,0
0,9	0,40	0,0110	0,6220	0,023	57,0
1,0	0,49	0,0136	0,6177	0,0122	106,7
2,0	0,75	0,0210	0,6055	0,0054	235,3
3,0	0,87	0,0243	0,6001	0,0055	228,6
4,0	0,99	0,0271	0,5946	0,0043	300,0
5,0	1,09	0,0303	0,5903		

$$\alpha_{cp}=0,013 \quad E_{0cp}=200,5$$

Табл. 5. Компресійні випробування ґрунту.
Визначення модуля деформації (Е, МПа).
Точка 3.

Table 5. Soil compression tests. Determination of
deformation modulus (E, MPa). Point 3.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
9,88	1,68	1,53	0,42	0,76

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	α	E_0
0,2	0,05	0,0013	0,7567	0,008	178,0
0,3	0,10	0,0030	0,7559	0,03	46,9
0,4	0,16	0,0039	0,7529	0,012	117,3
0,5	0,19	0,0043	0,7517	0,023	64,2
0,6	0,23	0,0055	0,7494	0,071	128,0
0,7	0,26	0,0063	0,7483	0,012	117,3
0,8	0,28	0,0070	0,7471	0,012	117,3
0,9	0,31	0,0082	0,7459	0,028	30,3
1,0	0,37	0,0095	0,7431	0,0060	235,0
2,0	0,51	0,0126	0,7371	0,0047	300,0
3,0	0,61	0,0156	0,7324	0,0036	381,0
4,0	0,69	0,0172	0,7288	0,0037	400,0
5,0	0,77	0,0197	0,7253		

$$\alpha_{cp}=0,085 \quad E_{0cp}=350$$

Табл. 7. Компресійні випробування ґрунту.
Визначення модуля деформації (Е, МПа).
Точка 5.

Table 7. Soil compression tests. Determination of
deformation modulus (E, MPa). Point 5.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
18,46	1,73	1,43	0,45	0,80

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	A	E_0
0,2	0,10	0,003	0,7946	0,006	240,0
0,3	0,13	0,0031	0,7940	0,031	46,4
0,4	0,19	0,0050	0,7909	0,025	57,6
0,5	0,24	0,0063	0,7884	0,044	32,7
0,6	0,30	0,0071	0,7840	0,014	103,0
0,7	0,35	0,0096	0,7826	0,030	48,0
0,8	0,40	0,0110	0,7796	0,036	40,0
0,9	0,47	0,0133	0,7760	0,014	103
1,0	0,57	0,0143	0,7746	0,0094	151
2,0	0,70	0,0193	0,7652	0,0054	258
3,0	0,81	0,0223	0,7598	0,0055	258
4,0	0,92	0,0253	0,7543	0,0029	500
5,0	0,99	0,010	0,7514		

$$\alpha_{cp}=0,012 \quad E_{0cp}=239,3$$

Табл. 6. Компресійні випробування ґрунту.
Визначення модуля деформації (Е, МПа).
Точка 4.

Table 6. Soil compression tests. Determination of
deformation modulus (E, MPa). Point 4.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
7,68	1,78	1,65	0,37	0,72

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	α	E_0
0,2	0,23	0,0060	0,7173	0,029	47,4
0,3	0,3	0,0080	0,7144	0,030	45,8
0,4	0,36	0,0098	0,7114	0,015	91,6
0,5	0,4	0,0110	0,7099	0,030	45,8
0,6	0,45	0,0122	0,7069	0,007	195,1
0,7	0,47	0,0133	0,7062	0,027	50,9
0,8	0,53	0,0150	0,7035	0,017	81,0
0,9	0,56	0,0167	0,7018	0,042	32,7
1,0	0,73	0,0198	0,6976	0,0134	100
2,0	0,89	0,0240	0,6842	0,0084	160
3,0	0,08	0,0289	0,6758	0,0036	363,6
4,0	0,16	0,0321	0,6722	0,005	266,7
5,0	0,27	0,0416	0,6672		

Табл. 8. Компресійні випробування ґрунту.
Визначення модуля деформації (Е, МПа).
Точка 6.

Table 8. Soil compression tests. Determination of
deformation modulus (E, MPa). Point 6.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
14,53	1,67	1,46	0,55	0,81

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	α	E_0
0,2	0,07	0,002	0,8084	0,018	80,5
0,3	0,12	0,003	0,8046	0,018	80,5
0,4	0,16	0,004	0,8028	0,029	50,0
0,5	0,22	0,0056	0,7999	0,043	34,1
0,6	0,29	0,008	0,7956	0,019	76,2
0,7	0,35	0,009	0,7937	0,057	25,4
0,8	0,41	0,0116	0,7880	0,004	362,0
0,9	0,45	0,0126	0,7876	0,035	41,4
1,0	0,51	0,0143	0,7841	0,0086	162,6
2,0	0,69	0,0195	0,7754	0,0081	177,8
3,0	0,85	0,0236	0,7673	0,0050	285,7
4,0	0,95	0,0263	0,7623	0,0023	615,4
5,0	1,04	0,0286	0,7600		

$$\alpha_{cp}=0,013 \quad E_{0cp}=225,2$$

Табл. 9. Компресійні випробування ґрунту.
Визначення модуля деформації (E, МПа).
Точка 7.

Table 9. Soil compression tests. Determination of
deformation modulus (E, МПа). Point 7.

W%	$\gamma_{об.}$ гр./см ²	$\gamma_{ск.}$ гр./см ²	n	ϵ_0
24,03	1,99	1,60	0,24	0,65

P	$\Delta h'$	$\Delta \epsilon$	ϵ_n	α	E_0
0,2	0,06	0,0010	0,651	0,06	26,4
0,3	0,11	0,0026	0,646	0,03	44,0
0,4	0,16	0,0040	0,643	0,014	94,2
0,5	0,18	0,0043	0,6429	0,006	220,0
0,6	0,21	0,0053	0,6423	0,023	37,4
0,7	0,25	0,0063	0,640	0,01	132,0
0,8	0,27	0,0070	0,639	0,027	50,0
0,9	0,32	0,0083	0,6363	0,016	82,3
1,0	0,36	0,0093	0,6347	0,0057	228,6
2,0	0,50	0,0126	0,629	0,004	320,0
3,0	0,60	0,0153	0,625	0,004	320,0
4,0	0,68	0,0173	0,621	0,002	666,7
5,0	0,75	0,0190	0,619		

$$\alpha_{cp}=0,008 \quad E_{0cp}=323,6$$

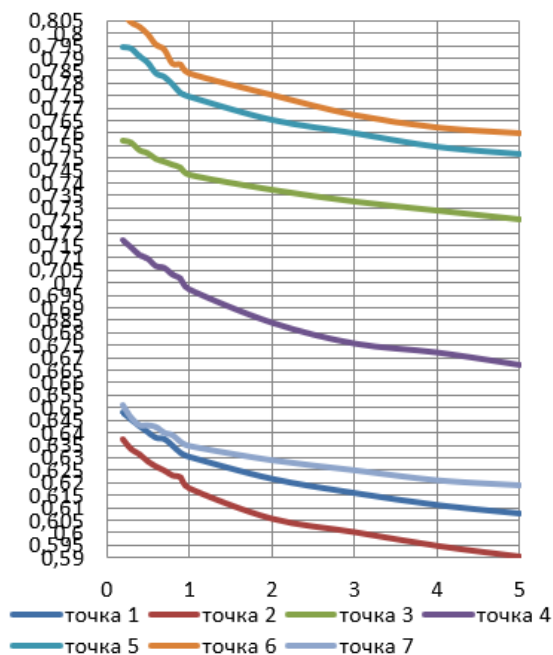


Рис.4. Графіки розрахунку модулів деформації: м.Київ, житловий масив «Оболонь», VIII мікрорайон.

Fig.4. Graphs of calculation of deformation modules: Kyiv, Obolon housing estate, VIII microdistrict.

Табл. 10. Узагальнююча таблиця усереднених фізико-механічних характеристик наливних піщаних ґрунтів природної вологості (для м.Києва).

Table 10. Generalized table of averaged physical and mechanical characteristics of alluvial sandy soils of natural humidity (for Kyiv).

№ПГЕ Назва майданчика	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, лабораторні методи, МПа	Модуль деформації, польові методи, МПа		
							Штамп 5000 кв.см	ІВП-127	Зонд 10 кв. см, d=36 мм
	ρ	W	e	ϕ	c	E	$E_{шт}$	$E_{ІВП}$	E_3
6. - IX м.р. Оболонь	1,73	0,048	0,61	32	1	18,0	36,0	34,3	
7.- Пивзавод «Оболонь»	1,85	0,054	0,61	32	1,5	22,0	43,0	35,0	
8.- VI м.р./ж.м. Оболонь	1,86	0,042	0,56	30	1	18,0	36,0	34,3	
9.- ж.б.№15,№16 ж.м.Оболонь	1,71	0,033	0,61	32	1	26,0	40,0	39,2	
12.- 9-ти поверх.б., вул. Єреванська- 8а	1,76	0,021	0,59	31	1	29,0	42,8	45,3	
14- тчк.1 будівн.ж.б., ж.м.Троєщина, перетин вул. Милославська з пр.Маяковського, р-н Деснянський	1,67	0,028	0,65	30	2	16,0			24,0
14- тчк.3 будівн.ж.б., ж.м.Троєщина, перетин вул. Милославська з пр.Маяковського, р-н Деснянський	1,69	0,028	0,65	30	2	9,0			16,0
15- VIII м.район ж.м.Оболонь	1,81	0,031	0,59	33	1,5	24,0	38,1	35,0	

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В результаті проведених розрахунків з врахуванням різних параметрів ґрунтів, отриманих різними методами – лабораторними та польовими дослідженнями (статичне зондування), та порівнявши отримані результати, робимо висновок:

Накопичені результати в польових умовах і в лабораторних дають дані, які відрізняються між собою до 6 раз.

Співвідношення Ешп/Ек, визначене І.А. Агішевим і О.І. Ігнатовою та включене до нормативів ще у 1974 р., становить $1 \div 6$ для міцних ґрунтів, а для слабких - $2 \div 3$ раз.

Відомо, що всі ґрунти не попадають під ці залежності. Тому що залежно від регіону одні й ті ж самі назви ґрунтів можуть мати різні коефіцієнти.

Поставлена задача полягає у тому, щоб в кожному регіоні оперативними методами зондування саме ці коефіцієнти уточнювати. Відповідно, для проведення уточнення може бути використана ІВП-127, тому що її модель більша за своїми розмірами й наближає до тих параметрів штампів. Цей метод відносно штампових випробувань не дорогий і забезпечує достовірні результати.

Проведені випробування інвентарною палею ІВП-127 дають результати з невеликою похибкою відносно випробувань штампами. Ця похибка не перебільшує 5%. Треба зазначити, що собівартість випробування ІВП-127 набагато нижча, складає ~40% від штампових випробувань. Це майже в 3 рази менше від собівартості випробувань ґрунтів штампами. Така різниця пояснюється тим, що установка штампа на місце й монтаж анкерно-ричажної системи потребує високої кваліфікації й значно більше трудозатрат, ніж ІВП-127. Тому, доцільніше використовувати цей варіант.

Уточнення можна проводити й зондами малого діаметру, такі уточнення дадуть менш точні показники, але – це досить економічний варіант. Тому, його досить часто застосовують на практиці.

Для того, щоб наблизити отримані результати зондування до результатів зонду-

вання у ЄС, треба міняти вихідну базу. В ЄС використовують зонд з датчиком порового тиску, а це інший тип зонду. Тому для гармонізації методик визначення модуля деформації ґрунту спершу необхідно проводити комплексні випробування ґрунтів статичним зондуванням українським та європейським обладнанням одночасно на одному і тому ж самому об'єкті та порівнювати результати дослідження.

Аналіз отриманих результатів показує, що вони дають великий діапазон неузгодженостей. Для певних видів ґрунтів слід робити уточнення.

З проведеного аналізу випливає, що метод випробування ґрунтового масиву ІВП-127 є ефективним. Така модель найбільш наближена до тих параметрів, які використовуються на практиці.

ЛІТЕРАТУРА

1. Баркан Д.Д. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов / Д.Д. Баркан, Ю.Г. Трофименков, М.Н. Голубцова // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. - М.: Стройиздат – 1974. - №1. - с.29-31.
2. Грутман М.С. Определение модуля деформации грунта с помощью крупноразмерного зонда / М.С. Грутман, И.П. Бойко, И.Ф. Потапенко, Л.А. Ходоркин // *Основания и фундаменты: Республиканский межведомственный научно-технический сборник*. – К.: Будівельник. – 1974. – Вып. 7. – С. 29-31.
3. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985. – 55с.
4. СНиПП-15-74. Строительные нормы и правила. – М.: Стройиздат, 1975. – 86с.
5. Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1-2004, IDT). ДСТУ-Н Б EN1997-1:2010. – К.: Будівельник, 2011р. – 158с.
6. ГОСТ 5686-78. Сваи. Методы полевых испытаний. – М.: Изд.стандартов, 1978. – 24с.
7. ГОСТ 20276-85. Грунты. Методы полевого определения характеристик деформируемости. – М.: Изд.стандартов, 1985. – 47с.

8. ГОСТ 12374 -66. Грунты. Методы полевого испытания статическими нагрузками. – М.: Изд.стандартов, 1966. – 16с.
9. ГОСТ 200069-81. Грунты. Метод полевого испытания статическим зондированием. – М.: Изд.стандартов, 1981. – 13с.
10. Визначення фізико-механічних властивостей намівних ґрунтів й параметрів фундаментів. Отчет по теме 89-75. Рукопис. – К.: КИСИ, 1978г.- №гос.рег.75060483, с. 139.
11. РСН – 229-80. Інструкція з визначення несучої здатності паль за результатами випробувань інвентарних паль. – К.: Мінрегіонбуд України, 1980. – 19с.
12. Трофименков Ю.Г. О точности определения несущей способности свай по результатам статического зондирования грунтов / Ю.Г. Трофименков. – М.: Стройиздат, 1981.- 212 с.
13. Трофименков Ю.Г. Полевые методы исследования строительных свойств грунтов / Ю.Г. Трофименков, А.Н. Воробков. – М.: Стройиздат, 1974 г. – 176 с.
6. GOST 5686-78. (1978). Sway. Metody polevykh yspytanyi [Piles: Field Test Methods]. Moskva: Yzd. Standartov, 24 (in Russian).
7. GOST 20276-85. (1985). Hrunty. Metody polevoho opredeleniya kharakterystyk deformyruemosti [Soils. Methods for field determination of deformability characteristics]. Moskva: Yzd. Standartov, 47 (in Russian).
8. GOST 12374 -66. (1966). Hrunty. Metody polevoho yspytanyia statycheskymy zahruzkamy [Soils. Methods of field testing with static loads]. Moskva: Yzd. Standartov, 16 (in Russian).
9. GOST 200069-81. (1981). Hrunty. Metod polevoho yspytanyia statycheskym zondirovanyem [Soils. Field test method by static probing]. Moskva: Yzd. Standartov, 13 (in Russian).
10. Report on the topic 89-75. Manuscript. (1978). Vyznachennia fizyko-mekhanichnykh vlastyvostei namyvnykh hruntyv y parametriv fundamentiv [The designation of the physical and mechanical powers of the ground soils parameters of the foundations]. State registration No. 75060483. Kyiv: KYSY, 139 (in Ukrainian).
11. RSN - 229-80. (1980). Instruktziia z vyznachennia nesuchoi zdatnosti pal za rezultatamy vyprobuvan inventarnykh pal [Instructions on the value of bad health of fingers for the results of viprobauan inventory fingers]. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 19 (in Ukrainian).
12. Trofimenkov Yu.G. (1981). O tochnosti opredeleniya nesushchei sposobnosti svai po rezultatam statycheskoho zondirovanyia hruntyv [On the accuracy of determining the bearing capacity of piles based on the results of static sounding of soils]. Moskva: Strojizdat, 212 (in Russian).
13. Trofimenkov Yu.G., Vorobkov A.N. (1974). Polevye metody yssledovanyia stroytelnykh svoistv hruntyv [Field methods of studying the building properties of soils]. Moskva: Strojizdat, 176 (in Russian).

REFERENCES

1. Barkan D.D., Trofimenkov Y.G., Golubtsova M.N. (1974). O zavysymosti mezhdu uprugymy y prochnostnyimi kharakterystykami hruntyv [On the relationship between the elastic and strength characteristics of soils]. *Osnovaniya, fundamenti y mekhanika hruntyv*. Moskva: Strojizdat, 1, 29-31 (in Russian).
2. Hrutman M.S., Boyko I.P., Potapenko Y.F., Khodorkyn L.A. (1974) Opredelenie modulia deformatsyy hrunta s pomoshchiu krupnorazmernogo zonda [Determination of soil deformation modulus using a large probe]. *Osnovaniya i fundamenti: Respublykanskiy mezhvedomstvennyi nauchno-tekhnicheskyy sbornik*. Kyiv: Budivelnyk, 7, 29-31 (in Russian).
3. SNiP 2.02.01-83. (1985). Osnovaniya zdaniy y sooruzheniy [Foundations of buildings and structures]. Moskva: Strojizdat, 55 (in Russian).
4. SNiP II-15-74. (1975). Stroytelnye normy y pravyla [Building norms and rules]. Moskva: Strojizdat, 86 (in Russian).
5. Eurocode 7. (2011). Heotekhnichne proektuvannya. Chastyna 1. Zahalni pravyla [Geotechnical design. Part 1. Heading rules]. (EN 1997-1-2004, IDT). DSTU-N B EN1997-1: 2010. Kyiv: Budivelnyk, 158 (in Ukrainian).

Identification methodology of deformation parameters of sandy soil massif

*Igor Boyko,
Anatoly Oleynik,
Anna Haleta*

Summary. Topic – «Identification of the parameters of the base by the results of static soil sounding» involves comparing the results of research on national standards and Eurocodes.

Eurocode is a law that declares the basic requirements, but in our country it does not apply directly. Therefore, these requirements should be adapted to national standards.

To identify the parameters of soils in this paper provides two options for the application of deformation characteristics of sandy soil: 1) determination in the laboratory; 2) determined by field methods. These results will then be used to identify soil parameters using numerical finite element modeling.

Research and comparison of surveys were conducted in sandy soils.

The next step - when comparing the results of field and laboratory tests of soils established the accuracy of their values in comparison with standard methods.

To date, field tests using probes of different diameters, natural and inventory piles (ITP) and dies (5000 sq. cm and 600 sq. cm), according to national standards, may differ from the results obtained by Eurocode standards. Therefore, it is necessary to compare the results obtained on the basis of practical research with the requirements of EU legislation.

Experimental studies were performed at several sites in different cities of Ukraine. When selecting objects for comparison, attention was paid to the similarity of the geological origin of soils. In the work, in part, the materials of practical field tests of the department of previous years are used/

The article considers points from experimental objects of research. Processed engineering-geological elements (EGE) of sandy soils, which lie on the territory of selected sites.

Key words. Identification of soil parameters, sandy soils, static sounding, compression tests.

Формування напружено-деформованого стану основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території

Віталій Ручківський¹

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹ruchkivsky8@ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-8982-2884

DOI: 10.32347/0475-1132.42.2021.64-71

Анотація. У даній роботі проведено дослідження впливу відновлення будівництва багатоповерхового будинку на існуючу забудову в м. Києві. Будинок було запроектовано 19-поверховим з двома підземними поверхами. Будівельний майданчик розташований у безпосередній близькості до оточуючої забудови. При споруджених двох підземних та п'яти надземних поверхах будівництво було зупинено. В межах будинку було виявлено значні деформації. Спорудження нового будинку призвело до збільшення напружень основи фундаментів існуючої будівлі. Також під час експлуатації будівлі проводилось самовільне перепланування з добудовою нових приміщень та створенням нових перекриттів. Все це призвело до появи нерівномірних деформацій.

В якості заходів усунення додаткових деформацій основа існуючої будівлі була підсилена палями, виконаними по jet-технології.

Дослідження впливу нового будівництва на існуючу забудову виконувалось на базі числового моделювання в плоскій постановці системи «утримуючі конструкції котловану – ґрунтова основа – існуючий будинок».

На основі дослідження проведено аналіз напружено-деформованого стану ґрунтової основи.

Встановлено невідповідність реальних значень вертикальних деформацій основи та деформацій виявлених за допомогою числового моделювання, що свідчить про необхідність уточнення характеристик ґрунтової основи та аналізу технології влаштування фундаментних конструкцій, а також правильність вибору рішення по підсиленню основи будинку jet-палями.



Віталій Ручківський
асистент кафедри
геотехніки

Показано вплив будівництва на багатоповерхового будинку напружено-деформований стан ґрунтового масиву та існуючої забудови.

Виявлено, що виникає суттєвий вплив нового будівництва (будівля №69) на існуючу будівлю №67. Додаткові 10 поверхів призведуть до збільшення деформацій основи будинку №67, частина якого вже знаходиться в граничному стані.

Враховуючи вплив надбудови будинку №69, необхідно розробити інженерні заходи щодо усунення цього впливу. Без додаткових заходів щодо стабілізації деформацій будівлі 67 експлуатація стає неможливою.

Ключові слова. Напружено-деформований стан, котлован, інженерні захисні конструкції, згинальні моменти, горизонтальні деформації, щільно забудована територія.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогодні в м. Києві та інших великих містах ведеться будівництво з освоєнням підземного простору. В зону впливу глибоких котлованів часто потрапляють будівлі, що належать до культурно-

історичної спадщини. Звідси виникає потреба забезпечення збереження існуючих будівель.

В більшості випадків у будинків історичної частини міста уже завершилися експлуатаційні терміни, на які були розраховані їх конструкції. Для даних випадків постає необхідність зменшення впливу нового будівництва за рахунок застосування технологій, що мінімізують додаткові деформації існуючих будівель.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У вітчизняних та закордонних джерелах переважають дослідження деформацій існуючої забудови поблизу котлованів за двома напрямками: числові та експериментальні. В сукупності, на основі досвіду зведення в зоні впливу котловану узагальнюють ряд факторів, від яких залежать переміщення ґрунту: інженерно-геологічні умови, рівень підземних вод, технологія будівництва, відстань між котлованом та існуючою будівлею, а також різниця відміток котловану та глибини закладання фундаменту оточуючої зауди. Дослідженням напружено-деформованого стану системи «утримуючі конструкції котловану – ґрунтовий масив» в щільній забудові присвячені праці І.П. Бойка [1], Ю.Л. Винникова [2], М.Л. Зоценка [3], Addenbrooke T.I. [5], Boscardin M.D. [6].

МЕТА РОБОТИ

На основі числового моделювання та експериментальних досліджень дослідити напружено-деформований стан ґрунтової основи при зведенні фундаментів на різних відмітках в щільно забудованій території.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

У сучасному містобудуванні, в більшості випадків, при зведенні будівель і підземних споруд виникає негативний вплив нового будівництва на існуючу забудову. Як правило фундаменти нових будівель проектується із більшою глибиною закладання в

порівнянні з існуючими будівлями. В результаті робіт по екскавації котловану та подальшому влаштуванню несучих конструкцій підземних споруд існуючі будинки зазнають нерівномірних осідань. В стінах можуть з'являтися тріщини та відбувається порушення експлуатаційної придатності конструктивних елементів. Перед геотехніком виникає завдання визначення габаритів зони впливу нового будівництва, тобто ділянки, на якій можуть відбуватися негативні процеси формування напружено-деформованого стану. Для дотримання безпечної експлуатації існуючих будівель необхідний достовірний прогноз додаткових деформацій існуючих будівель і споруд.

В рамках дослідження було розглянуто вплив будівництва багатофункціонального комплексу (будинок №69) на оточуючу забудову, зокрема, на будинок №67. Будівлі знаходяться в Шевченківському районі м. Києва (рис.1.)

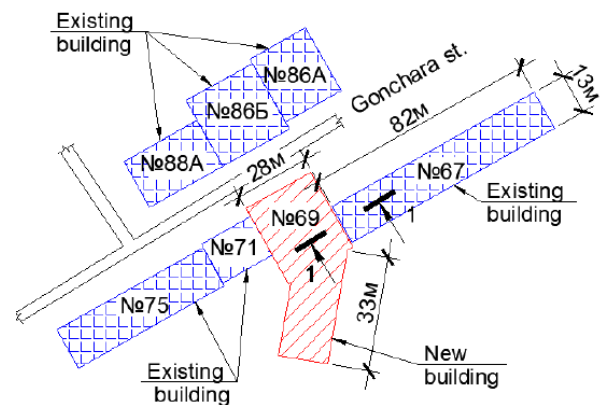


Рис.1.Схема розташування будинків.
Fig.1.Situation scheme.

На сьогодні, в межах будівельного майданчику знаходиться монолітний каркас 19-ти поверхового блоку, добудований до 6-го поверху. Будівельні роботи призупинено.

Існуючий будинок №67 було збудовано в 1937-1939 роках. Будинок безкаркасний, п'ятиповерховий з цоколем поверхом, має чотири сходових клітини. Матеріал стін – цегла. Розміри будинку в плані 81.2х14м. Конструктивна схема – жорстка, із несучими поперечними та поздовжніми стінами. Товщина зовнішніх стін першого поверху 640мм, з 2 по 5 поверхи – 510мм.

Перекрыття - дерев'яне по дерев'яних балках. Фундаменти будинку – стрічкові бутові та бутобетонні неглибокого закладання. Перекрыття - дерев'яні по дерев'яних балках та монолітні залізобетонні в санвузлах. Глибина закладання фундаменту 1.55-2.26м.



Рис.2.Будинок №67.
Fig.2. Building №67.

Протягом експлуатації будинку відбувались роботи по самовільному переплануванню з добудовою нових приміщень, а також створенням нових перекрыттів по металевим балкам. Все це призвело до появи нерівномірних деформацій основи і як наслідок появи тріщин в стінах (рис.3).

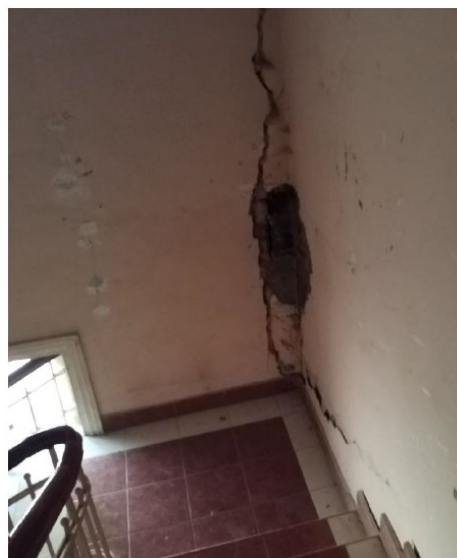


Рис.3. Тріщини в стінах будинку №67.
Fig.3. Cracks of building №67.

Ґрунт основи фундаментів - супісок пластичний (ІГЕ-5), що характеризується значною деформативністю і може бути віднесеним до слабких ($E=7\text{МПа}$; $\phi=18^\circ$; $\gamma=19.3\text{кН/м}^3$) потужністю до 17м. Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю витриманого безнапірного водоносного горизонту. Ґрунтові води зафіксовані на глибині 2.3-7.7м від рівня поверхні землі, що відповідає абсолютним позначкам 128.0-130.25м. Режим водоносного горизонту техногенно-природний, непостійний, змінюється в залежності від сезону року.

Табл. 1. Фізико-механічні характеристики будівельного майданчику

Table. 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the building site

ПЕ	Характеристика інженерно-геологічного елементу	Природна вологість	Вологість на границі		Число пластичності	Показник текучості	Щільність			Коеф. пористості	Ступінь водонасичення	Кут вн. тертя	Питоме зчеплення	Модуль деформації	Коефіцієнт фільтрації
			текучої	розкопування			частини ґрунту	ґрунту	сухого ґрунту						
		W	Wl	Wp	Ip	IL	$\rho_s, \text{г/см}^3$	$\rho, \text{г/см}^3$	$\rho_d, \text{г/см}^3$	e	Sr	ϕ	$c, \text{МПа}$	$E, \text{МПа}$	Kф.
1	Насипний ґрунт - супісок твердий, із включенням будівельного сміття	0.134	0.2	0.15	0.05	-0.51	2.68	1.3	1.4	0.88	0.41				
2	Пісок пілуватий, середньої щільності, неоднорідний, малого ступеню водонасичення	0.084					2.66	1.6	1.5	0.73	0.23	28	0	15	1
3	Супісок твердий	0.157	0.25	0.2	0.05	-0.79	2.67	1.7	1.5	0.76	0.54	24	0.01	10	0.2
4	Пісок пілуватий, щільний та середньої щільності, неоднорідний, насичений водою	0.18					2.65	2.1	1.8	0.514	0.93	34	0.01	25	0.5
5	Супісок пластичний, текучий	0.205	0.21	0.16	0.05	0.9	2.67	1.9	1.6	0.87	0.82	18	0.01	7	0.1
6	Суглинок тугопластичний, м'якопластичний	0.227	0.3	0.18	0.12	0.4	2.69	2	1.6	0.65	0.94	19	0.04	14	0.05
7	Пісок дрібний, середньої крупності, водонасичений.	0.19					2.65	2.1	1.8	0.52	0.97	36	0	35	3
8	Суглинок напівтвердий	0.286	0.43	0.27	0.16	0.14	2.71	1.9	1.5	0.615	0.95	18	0.08	21	5E-04
9	Глина напівтверда	0.292	0.47	0.27	0.19	0.1	2.73	1.9	1.5	0.835	0.96	19	0.12	35	5E-04



Рис.4. Існуюча на сьогодні ситуація.

Fig.4. Existing situation today.

Будівництво будинку №69 було розпочато в 2004 році і на даний момент не є завершеним. На сьогодні збудовано 6 поверхів (2 підземних поверхи) із 19 передбачених проектом. Планується відновлення будівництва. Будівля являє собою монолітний каркас. Поздовжня та поперечна жорсткість каркасу забезпечується сумісною роботою елементів каркасу – колон. Елементів ядра жорсткості, діафрагм жорсткості, пілонів та дисків перекриття. Фундаменти – буронабивні палі діаметром 820мм, довжиною від 20м до 23м. Палі об'єднані залізобетонним ростверком товщиною 1030мм. Основою пальового фундаменту є напівтверда глина ($E=35\text{МПа}$; $\phi=19^\circ$; $\gamma=19.2\text{кН/м}^3$) (табл.1). У межах ділянки будівництва виявлено дев'ять інженерно-геологічних елементів:

Протягом зведення фундаментів та підземної частини будинку №69 глибина котловану складала 4м. Утримуючі конструкції котловану виконані із буроін'єкційних паль діаметром 620мм та 820мм. Відмітка дна котловану – 128.1м.

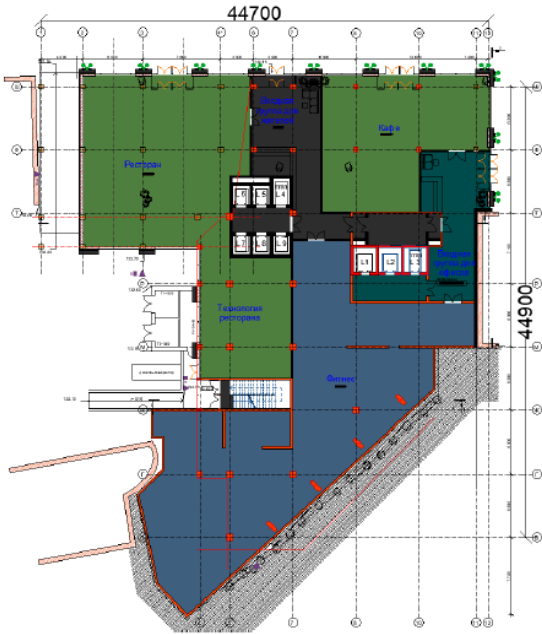


Рис.4а. План типового поверху будинку №69.
Fig.4a. Floor plan of building №69.

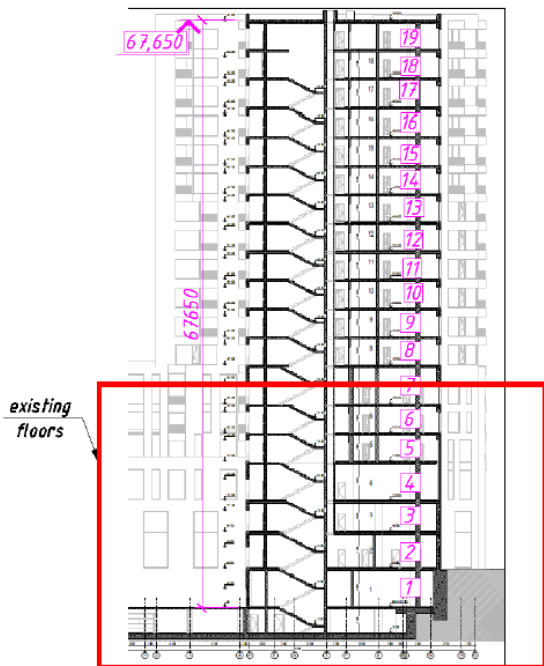


Рис.5. Розріз будинку №69.
Fig.5. Section of building №69.

На даний момент внаслідок спорудження в безпосередній близькості будинку №69 будинок №67 знаходиться в непридатному до нормальної експлуатації стані, частина будинку – в аварійному стані.

За даними геодезичного спостереження максимальне відхилення від вертикалі грані кута будинку складає 119мм, максимальне осідання – 83мм.

В якості заходів усунення додаткових деформацій основа будівлі №67 була підсилена палями, виконаними по jet-технології.

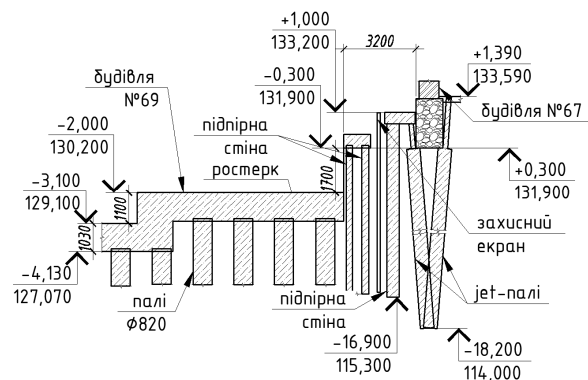


Рис.6. Розріз підсилення будинку №67.
Fig.6. Strengthening section of building №67.

Виникнення деформацій існуючого будинку при спорудженні поруч із ними нової будівлі може бути спричинене:

- збільшенням напружень основи фундаментів існуючої будівлі, що викликане новим будівництвом;
- зміною гідрогеологічних умов, виникнення баражного ефекту при підземному будівництві;
- влаштуванням котлованів, спорудження фундаментів нової будівлі на інших відмітках по відношенню до існуючого будинку;
- технологічні впливи;

Всі ці фактори в тій чи іншій мірі були зафіксовані при даному будівництві. Однак за допомогою числового моделювання не було виявлено значних деформацій (рис.7; 8), що спостерігаються на практиці. Це свідчить про необхідність уточнення характеристик ґрунтової основи.

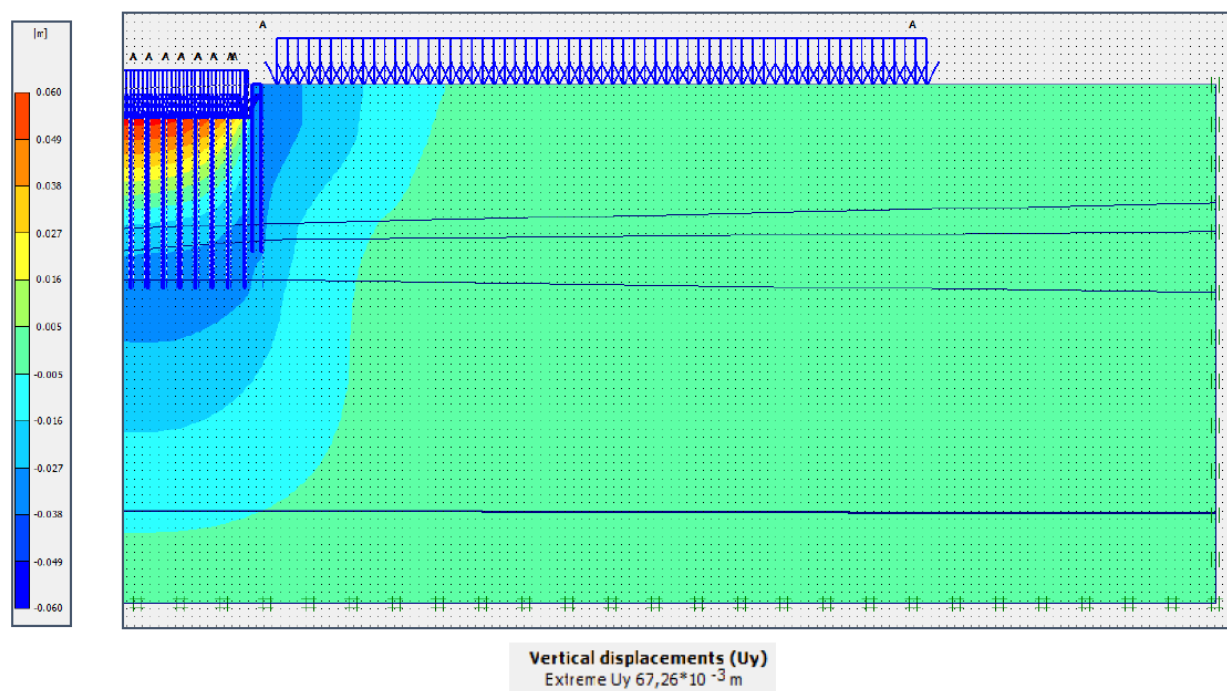


Рис.7. Вертикальні переміщення U_y при збудованих 7 поверхах.
 Fig.7. Vertical displacements U_x , with built 7 floors.

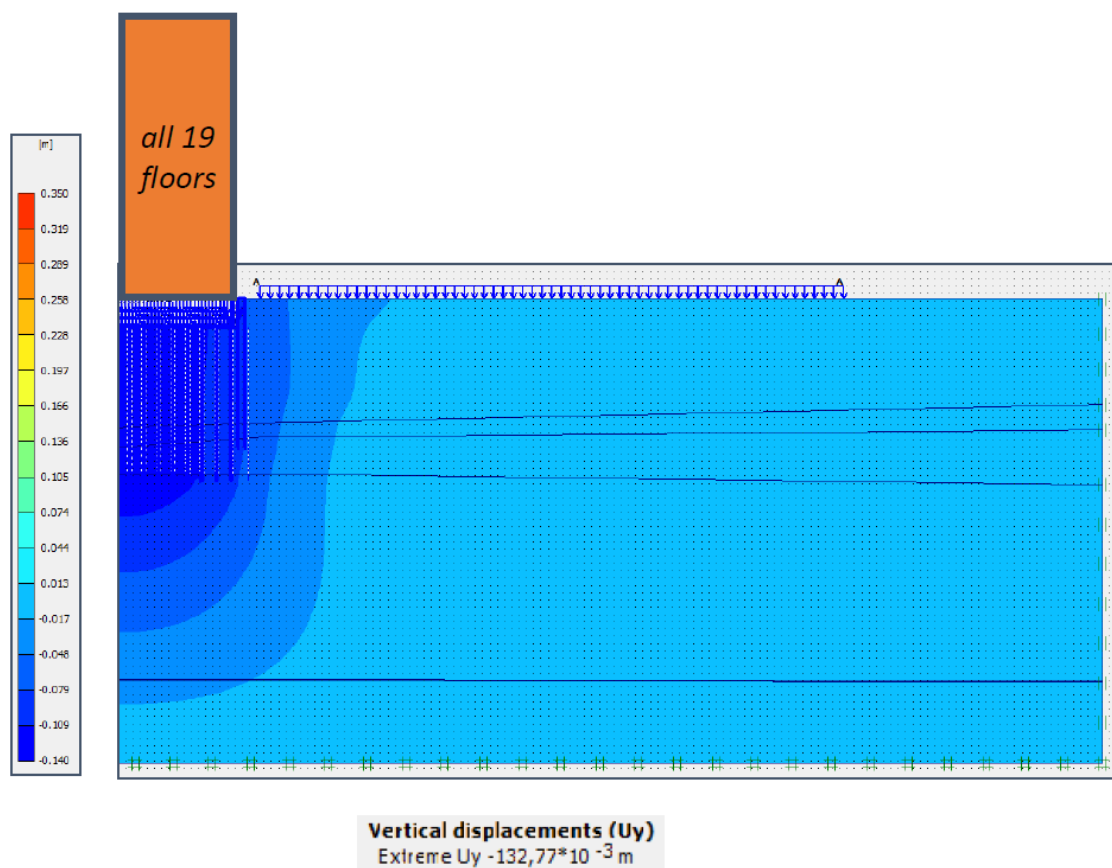


Рис.8. Вертикальні переміщення U_x , варіант №1 – фундаментна плита.
 Fig.8. Vertical displacements U_x , with designed 19 floors

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено невідповідність значень реальних вертикальних деформацій основи та деформацій виявлених за допомогою числового моделювання. Це свідчить про необхідність уточнення характеристик ґрунтової основи, також дуже важлива технологія влаштування фундаментних конструкцій.

Показано, що виникає суттєвий вплив нового будинку №69 на будівлю №67. Додаткові 10 поверхів призведуть до збільшення деформацій основи будинку №67, частина якого вже знаходиться в граничному стані.

Враховуючи вплив надбудови будинку №69, необхідно розробити інженерні заходи щодо усунення цього впливу. Без додаткових заходів щодо стабілізації деформацій будівлі 67 експлуатація стає неможливою.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
2. Винников Ю.Л. Модельные исследования эффективности грунтоцементных разделительных экранов для защиты от влияния нового строительства / Ю.Л. Винников, А.В. Веденисов // *Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура*. – Пермь 2015 – С.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.
3. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу / М.Л.Зоценко, Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, А.М. Виноградова, О.В. Костенко // *Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. –Вип. 3(38). – Т. 1. – С. 160-169.
4. Turcek P., Sul'ovska M. Using the observation method for foundations of high-rise buildings / *Geotechnical Engineering in Urban Environments* – Rotterdam, 2007 – pp.419-422.
5. Addenbrooke T.I. Flexibility number for displacement controlled design of multi propped

retaining walls. // *Ground Eng.* – 1994. - №27(7): pp. 41-45.

6. Boscardin. M.D. Building response to excavation induced settlement.// *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*. – 1989. – vol. 115, №1 pp. 1-21.
7. Chandrakant S. Desai, Numerical methods in geotechnical engineering / Chandrakant S.Desai, John T.Christian // New York – McGraw-Hill, 1977. – 783p. – ISBN 0-07-016542-4.
8. Chris R.I. Clayton, Earth pressure and earth-retaining structures / Chris R.I. Clayton, Rich I. Woods, A.J.Bond, J.Milititsky – New York, , Taylor & Francis, 2006. p.559.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkami z yikh osnovoiu [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
2. Vynnykov Yu.L., Vedenysov A.V. (2015). Modelnye yssledovaniya efektyvnosti hruntotsementnykh razdelytelnykh ekranov dlia zashchyty ot vliyaniya novoho stroytelstva [Model studies of the effectiveness of soil-cement dividing screens for protection against the influence of new construction]. *Vestnyk Permskoho natsyonalnoho yssledovatskoho polytekhnicheskoho unyversyteta. Seryia: Stroytelstvo y arkhytektura*. Perm, 51-63. DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04. (in Russian).
3. Zocenko M.L., Vynnykov Yu.L., Kharchenko M.O., Vynohradova A.M., Kostenko O.V. (2013). Modeliuvannia napruzhenodeformovanoho stanu gruntovoho masyvu zsuvnogo skhyly [Modeling of stress-strain state of landslide slope massif]. *Zb. nauk. prats. Seriia: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo*. Poltava: PoltNTU, 3(38), T.1, 160-169 (in Ukrainian).
4. Turcek P., Sul'ovska M. (2007). Using the observation method for foundations of high-rise buildings. *Geotechnical Engineering in Urban Environments*. Rotterdam, 419-422.
5. Addenbrooke T.I. (1994). Flexibility number for displacement controlled design of multi propped retaining walls. *Ground Eng.* 27(7), 41-45.

6. Boscardin. M.D. (1989). Building response to excavation induced settlement. *Proc. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, №1, 1-21.
7. Chandrakant S.Desai, John T.Christian. (1977). Numerical methods in geotechnical engineering. New York – McGraw-Hill, 783p. ISBN 0-07-016542-4.
8. Chris R.I.Clayton, Rich I.Woods, A.J.Bond, J.Milititsky. (2006). Earth pressure and earth-retaining structures. New York, Taylor & Francis, 559.

Formation of the stress-strain state of the base during construction foundations at different marks in a densely built-up territory

Vitalii Ruchkivskyi

Summary. In this paper studied the impact of the resumption of multi-storey construction on existing buildings in Kyiv. The building was designed 19-storey with two underground floors. The construction site is located in close proximity to the surrounding buildings. Construction was built on two underground and five above-ground floors. Significant deformations were found in the adjacent buildings. The construction of a new building has led to increased stresses in the foundations of the existing building. Also during the erection of the building, unauthorized re-planning was carried out with the addition of new premises and the creation of new floors. All this led to the appearance of uneven deformations

As measures to eliminate additional deformations, the foundation of the existing building was reinforced with piles made of jet technology.

The research was performed on the basis of numerical modeling in a plane formulation of the system "retaining structures of the pit - soil base - existing building". An analysis of the stress-strain state of the soil base was performed.

The discrepancy between the real values of vertical deformations of the base and deformations detected by numerical modeling, which indicates the need to clarify the characteristics of the soil base and analysis of the technology of installation of foundation structures, and also the correctness of the choice of the decision on under-strengthening of the basis of the building by jet-piles.

The influence of construction on the multi-storey building of the stress-strain state of the soil massif and the existing buildings is shown.

It is shown that there is a significant impact of new construction (building №69) on the existing building №67. An additional 10 floors will increase the deformation of the foundation of the house №67, part of which is already in the limit state.

Given the impact of the addition of the building №69, it is necessary to develop engineering measures to eliminate this impact. Without additional measures to stabilize the deformations of the building 67, operation becomes impossible.

Key words. Stress-strain state, engineering protective structures, foundation pit, bending moments, horizontal displacements, densely built-up territory.

ДЛЯ НОТАТОК

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 42

Заснований 1968 року

Статті публікуються в авторській редакції

Оформлення, стиль та зміст збірника є об'єктом авторського права та захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій. Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали. Усі статті, представлені в даному збірнику, одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів. Передрук матеріалів збірника дозволяється тільки за письмовою згодою редакції.

**Оригінал-макет виготовлено в редакції науково-технічного збірника
«Основи та фундаменти»**

Лінгвістичний консультант: Людмила Скочко
Комп'ютерне верстання: Василь Підлущкий
Редагування, макетування: Василь Підлущкий
Обкладинка: Віталій Ручківський

Редакція науково-технічного збірника:

03037, Україна, м.Київ, просп. Повітрофлотський, 31, КНУБА, к.109, к.121.
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Підписано до друку 24.06.2021. Формат 60x84¹/₈.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. 0,00. Обл.-вид. арк. 0,00.
Тираж 100 прим.

«Видавництво Ліра-К»
Свідоцтво № 3981, серія ДК.
03115, м. Київ, вул. В. Стуса, 22/1
тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12
Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net

Scientific edition

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 42

Established in 1968

Articles are published in the author's edition

Design, style and content of the journal are subject to copyright and protected by law
The responsibility for the content and data integrity remain with the authors.
The site editorial reserves to bring corrective and cut down submitted materials.
All articles in this journal have received a positive review from independent reviewers.
It is possible to reprint the materials of the journal only by written consent of the editorial.

Camera-ready copy of the journal is completed in the editorial board of the scientific and technical journal «Bases and foundation»

Linguistic consultant:	Liudmyla Skochko
Computer typesetting:	Vasyl Pidlutskyi
Editing, layout:	Vasyl Pidlutskyi
Cover:	Vitalii Ruchkivskyi

Editorial Office of Scientific and Technical Journal:

03037, Ukraine, Kyiv, Povitroflotskyi ave., 31, KNUCA, off.109, off.121.
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Signed for print 24.06.2021. Format 60x84¹/₈.
Offset paper. Times New Roman headset.
Conditional printed sheet 0,00. Accounting and publishing sheet 0,00.
Circulation of 100 copies.

«Publisher Lira-K»

Certificate No 3981, DC series.
03115, Kyiv, str. V. Stus, 22/1
phone / fax (044) 247-93-37; 228-81-12
Website: lira-k.com.ua, email editorial: zv_lira@ukr.net